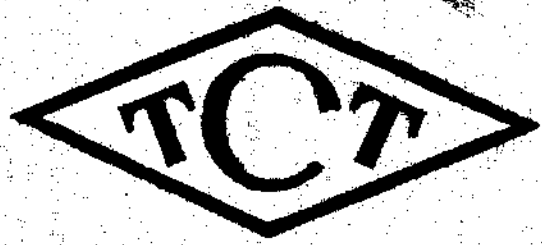
656(035)
T-38
7795
981



656(035)
Т-38

РЕСПУБЛИКАНСКАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ БИБЛИОТЕКА БССР

ТЕХНИЧЕСКИЙ СПРАВОЧНИК ТРАНСПОРТНИКА

656/118/
Т38
ДЕП

ДЛЯ ТЕХНИКОВ И ИНЖЕНЕРОВ

РЕСПУБЛИКАНСКАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ БИБЛИОТЕКА БССР

Под общей редакцией
инж. П. И. Антонова,
проф. А. М. Богданова-Черрина
и проф. С. П. Сыромятникова

ТОМ ВТОРОЙ

РЕСПУБЛИКАНСКАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ БИБЛИОТЕКА БССР

РЕСПУБЛИКАНСКАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ БИБЛИОТЕКА БССР

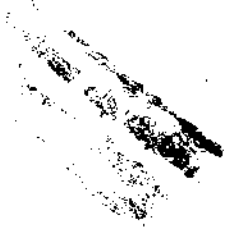
ГОСУДАРСТВЕННОЕ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО НКПС
МОСКВА ★ 1933 ★ ЛЕНИНГРАД

ПРОВЕРЕНО



Ответств. редактор *С. П. СЫРОМЯТНИКОВ.*
Технические редакторы *К. Карабанов, В. Орлова, Д. Фрейман.*
Сдано в набор 31 января 1932 г. Подписано к печати 3 мая 1933 г.
Госиздоризда: Тираж 24700 экз. Уполн. Главлита № Б—21997 Заказ № 58.
Бумага 82 × 110 см., 1/32. (123.200 тип. знаков в 1 бум. листе). Печ. листов 54.

Типография „Печатный Двор", Ленинград, Гатчинская, 26.



Замеченные опечатки
I тома Технического справочника транспортника

Стр.	*Строка*	*Напечатано*	*Нужно*
13	2 снизу	$0{,}0009551 : 0{,}0012757 \cdot 5 = 3{,}75'$	$(0{,}0009551 : 0{,}0012757) \cdot 5 = 3{,}75'$.
53	1 сверху	М. Таблица гиперболических функций	М. Таблица гиперболических функций $sh\,\varphi$
54	1 сверху	для значений φ от 0 до 5,99	$ch\,\varphi$ для значений φ от 0 до 5,99
55	10 снизу 2-й столбец	1,8705	1,8704
55	2 снизу 5-й столбец	230	2309
73	7 снизу	$x + \frac{1}{x^2} = y,$	$x + \frac{1}{x} = y,$
108	10 сверху	$\int e^x \cdot \sin x dx = e^x \cdot \sin x - e^x \int \cos x dx.$	$\int e^x \cdot \sin x dx = e^x \cdot \sin x - \int e^x \cdot \cos x dx.$
108	6 снизу	4) $\int l^x dx = e^x$	4) $\int e^x dx = e^x.$
110	10 сверху	42) $\int \frac{dx}{x\sqrt{a^2 - x^2}} = = \frac{1}{a} \ln \cdot \frac{x}{a + \sqrt{a^2 - x^2}} = = \frac{1}{a} \operatorname{arch} \frac{a}{x} = -\frac{1}{a} \operatorname{arsh} \frac{a}{x}$	42) $\int \frac{dx}{x\sqrt{a^2 - x^2}} = = \frac{1}{a} \ln \frac{x}{a + \sqrt{a^2 - x^2}} = = -\frac{1}{a} \operatorname{arch} \frac{a}{x}$
112		75) $\int \frac{dx}{\sin^m x \cdot \cos^n x} = = \frac{1}{n-1} \frac{1}{\sin^{m-1} x \cdot \cos^{n-2} x} + + \frac{m+n-2}{n-1} \int \frac{dx}{\sin^m x \cdot \cos^{n-1} x}$	75) $\int \frac{dx}{\sin^m x \cdot \cos^n x} = = \frac{1}{n-1} \frac{1}{\sin^{m-1} x \cdot \cos^{n-1} x} + + \frac{m+n-2}{n-1} \int \frac{dx}{\sin^m x \cdot \cos^{n-2} x}$
113		89) $\int x^m \cdot \sin x = = -x^m \cdot \cos x + + m \int x^{m-1} \cdot \cos x dx.$	89) $\int x^m \cdot \sin x dx = = -x^m \cdot \cos x + + m \int x^{m-1} \cdot \cos x dx.$
113		90) $\int x^m \cdot \cos x = x^m \cdot \sin x - - m \int x^{m-1} \cdot \sin x dx.$	90) $\int x^m \cdot \cos x dx = = x^m \cdot \sin x - - m \int x^{m-1} \cdot \sin x dx.$
116	2 снизу	$= \lim_{\varepsilon \to 0} \left(\frac{1}{\varepsilon} - \frac{1}{a}\right) + + \lim_{\eta \to 0} \left(-\frac{1}{a} = \frac{1}{\eta}\right) = \infty - \infty.$	$= \lim_{\varepsilon \to 0} \left(\frac{1}{\varepsilon} - \frac{1}{a}\right) + + \lim_{\eta \to 0} \left(-\frac{1}{a} - \frac{1}{\eta}\right) = \infty - \infty.$

Стр.	Строка	Напечатано	Нужно
118	18 сверху	$\int_{-1}^{+1} f(x)dx =$ $= \frac{2}{n}(y_1+y_2+y_3+\ldots+y_n)$	$\int_{-1}^{+1} f(x)dx =$ $= \frac{2}{n}(y_1+y_2+y_3+\ldots+y_n)$
120	18 сверху	$\iint_{(S)} f(x,y)\,dx =$ $= \lim_{n\to\infty} \sum_{i=n}^{i=1} f(x_i, y_i)\,\Delta s_i$	$\iint_{(S)} f(x,y)\,dx =$ $= \lim \sum_{i=1}^{i=n} f(x_i, y_i)\,\Delta s_i$
122		$\int \frac{\varphi(x)}{\varphi_1(x)}dx + \int \frac{\psi_1(y)}{\psi_1(y)}dx = C$	$\int \frac{\varphi(x)}{\varphi_1(x)}dx + \int \frac{\psi_1(y)}{\psi(y)}dx = C$
123	24 сверху	$\frac{dy}{dx} = f\left(\frac{ax+by+c}{a_1x+b_1x+c_1}\right)$	$\frac{dy}{dx} = f\left(\frac{ax+by+c}{a_1x+b_1y+c_1}\right)$
129	10 снизу	В том случае, если a	В том случае, если α
132	3 сверху	$m_2k_1^2 + n_2k_1 + p_1 =$ $= m_1k_1^2 + n_1k + p_1 = 0$	$m_2k_1^2 + n_2k_1 + p_1 =$ $= m_1k_1^2 + n_1k_1 + p_1 = 0$
134	11 снизу	$z = dx + qy + f(p, q)$	$z = px + qy + f(p, q)$
144	5 снизу	$= y + \frac{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2}{\frac{d^2y}{dx^2}}$	$\beta = y + \frac{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2}{\frac{d^2y}{dx^2}}$
162	3 и 1 снизу	$\rho = e^{a\varphi_0}$ или: $\ln\rho = a\varphi_0$	$\rho = e^{a\varphi}$ или: $\ln\rho = a\varphi$
179	15 сверху	$s = \int_{\varphi_0}^{\varphi_1} \sqrt{r^2 + \left(\frac{dr}{d\varphi}\right)^2}\,d\varphi;$ $s = \int_{r_0}^{r_1} \sqrt{r^2\left(\frac{d\varphi}{dr}\right)^2 + 1}\,dr;$	$s = \int_{\varphi_0}^{\varphi_1} \sqrt{r^2 + \left(\frac{dr}{d\varphi}\right)^2}\cdot d\varphi;$ $s = \int_{r_0}^{r_1} \sqrt{r^2\left(\frac{d\varphi}{dr}\right)^2 + 1}\cdot dr.$
190	3 сверху	$\cos\alpha = \frac{P_1}{R}, \quad \cos\beta = \frac{P_2}{R}$	$\cos\alpha = \frac{P_2}{R}, \quad \cos\beta = \frac{P_1}{R}$
190	5 сверху	$R = 2P\cdot\cos\frac{\gamma_1}{2}$	$R = 2P\cdot\cos\frac{\gamma}{2}$
202	9 сверху	$OS = x_e = \frac{s^3}{12F}$	$OC = x_e = \frac{s^3}{12F}$
203	В таблице ц. т. параболических тр-ков графы 4 и 5	$\frac{n+1}{2(1+2)}b \quad \frac{n+1}{2(n+2n)}a$	$\frac{n+1}{2(n+2)}b \quad \frac{n+1}{2(1+2n)}a$
203	12 снизу	ц. т. основания, на расстоянии высоты от основания.	ц. т. основания, на расстоянии $^1/_3$ высоты от основания.
205	17 снизу	$I = M_{l^2}$	$I = Mi^2$
209	12 сверху	$dm = \delta\cdot dl; \quad dm = \delta d\cdot F;$	$dm = \delta dl; \quad dm = \delta dF;$
239	8 снизу	$= v_0\cdot\sin\alpha_0 = C_2$	$\frac{dx}{dt} = v_0\cdot\sin\alpha_0 = C_2$
244	1 снизу	эл. раб.$_{ds}\cdot P =$ эл. раб.$_{ds}\cdot P +$ $+$ эл. раб $_{ds}\cdot P + \ldots +$ $+$ эл. раб.$_{ds_n}\cdot P$	эл. раб.$_{ds}\cdot P =$ эл. раб.$_{ds_1}\cdot P +$ $+$ эл. раб.$_{ds_2}\cdot P + \ldots +$ $+$ эл. раб.$_{ds_n}\cdot P$

Стр.	Строка	Напечатано	Нужно
255	3 сверху	$\Sigma \text{ пр.}_y F_i = \Sigma m \frac{d\omega}{dt} x = = \frac{d\omega}{dt} \Sigma mx = \frac{d\omega}{dt} Mx_c$	$\Sigma \text{ пр.}_y F_i = -\Sigma m \frac{d\omega}{dt} x = = -\frac{d\omega}{dt} \Sigma mx = -\frac{d\omega}{dt} Mx_c$
255	7 сверху	$\Sigma m_z F_i = -\Sigma m \frac{d\omega}{dt}(x^2+y^2) = = \frac{d\omega}{dt} \Sigma m(x^2+y^2) = I_z \frac{d\omega}{dt},$	$\Sigma m_z F_i = -\Sigma m \frac{d\omega}{dt}(x^2+y^2) = = -\frac{d\omega}{dt} \Sigma m (x^2+y^2) = -I_z \frac{d\omega}{dt}$
255	12 сверху	$Y + Y_a + Y_b + M\omega^2 x + + M \frac{d\omega}{dt} x_c = 0$	$Y + Y_a + Y_b + M\omega^2 x_c - - M \frac{d\omega}{dt} x_c = 0$
255	9 снизу	$\omega^2 y_c + \frac{d\omega}{dt} x_c = 0$	$\omega^2 y_c - \frac{d\omega}{dt} x_c = 0$
257	16 сверху	$-Y_a + Y_b - \omega^2 D = 0$	$-Y_a + Y_b + M\omega^2 y_c = 0$
257	17 сверху	$-Y_a a + Y_b b + M\omega^2 y_c = 0$	$-Y_a a + Y_b b - \omega^2 D = 0$
259	9 снизу	$-\frac{Mk^2\omega_0^2}{2}$	$\frac{Mi^2\omega_0^2}{2}$
301	6 сверху	2) $v_x = \frac{\psi\partial}{\partial y}$; $v_y = -\frac{\psi\partial}{\partial x}$	2) $v_x = \frac{\partial\psi}{\partial y}$; $v_y = \frac{\partial\psi}{\partial x}$
301	13 сверху	$v_x = \frac{\partial\varphi}{\partial x} = \frac{\psi\partial}{\partial y}$	$v_x = \frac{\partial\varphi}{\partial x} = \frac{\partial\psi}{\partial y}$
301	15 сверху	$\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\psi}{\partial y^2} = 0$ $\frac{\psi\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\psi}{\partial y^2} = 0$	$\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\varphi}{\partial y^2} = 0$ $\frac{\partial^2\psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\psi}{\partial y^2} = 0$
301	1 снизу	$v = \sqrt{v_x^2 + v_y^2} = = \sqrt{\left(\frac{\partial\varphi}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial\varphi}{\partial y}\right)^2} = = \sqrt{\left(\frac{\partial\varphi}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial\psi}{\partial y}\right)^2}$	$v = \sqrt{v_x^2 + v_y^2} = = \sqrt{\left(\frac{\partial\psi}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial\psi}{\partial y}\right)^2} = = \sqrt{\left(\frac{\partial\psi}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial\psi}{\partial y}\right)^2}$
302	8 сверху	$\psi = \int -\left(\frac{\partial\varphi}{\partial y} dx + \frac{\partial\varphi}{\partial x} dy\right)$	$\psi = \int \left(-\frac{\partial\varphi}{\partial y} dx + \frac{\partial\varphi}{\partial x} dy\right)$
302	9 сверху	$d\varphi = v_x dx + v_y dy = = \frac{\partial\psi}{\partial y} dx - \frac{\partial\varphi}{\partial x} dy$	$d\varphi = v_x dx + v_y dy = = \frac{\partial\psi}{\partial y} dx - \frac{\partial\psi}{\partial x} dy$
303	3 снизу	$\oint_{A-B} d\varphi = 0$	$\oint_{A=B} d\varphi = 0$
305	1 и 2 сверху	$= \int_K (v_x \cdot \cos(x, dK) + + v_y \cdot \cos(y, dK) + + v_z \cdot \cos(z, dK)] =$	$= \int_K [v_x \cdot \cos(x, dK) + + v_y \cdot \cos(y, dK) + + v_z \cdot \cos(z, dK)] dK =$
306	18 снизу	$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{dv_y}{dy} + \frac{dv_z}{dz} = 0$	$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$
314	равенство (42)	$\varphi = \frac{\Gamma}{2} \text{ arctg } \frac{y - y_q}{x - x_q} =$	$\varphi = \frac{\Gamma}{2\pi} \text{ arctg } \frac{y - y_q}{x - x_q} =$
314	18 сверху	в пределах от	Интегрирование в пределах от
316	13 снизу	$U = \frac{\Gamma}{2\pi h}$	$u = \frac{\Gamma}{2\pi h}$
328	Табл. 2	В таблице не указано к каким давлениям относятся чертежи.	К 1-му случаю—черт. А и В; ко 2-му черт.—Д

Стр.	Строка	Напечатано	Нужно
329		В таблице не указано, к каким давлениям относятся чертежи.	К 3-му случаю черт. Г; к 4-му — черт. Е; к 5-му чертеж ошибочно не помещен.
338		В табл. 3 Выпало примечание: γ в системе CGS $см^3/см$.	
342	Уравнение (63′)	$v = 49{,}7^{0{,}556} D^{0{,}65}$	$v = 49{,}7 I^{0{,}556} D^{0{,}65}$
342	Уравнение (63″)	$I = 0{,}000885 \frac{V^{1{,}18}}{D^{1{,}17}}$	$I = 0{,}000885 \frac{V^{1{,}8}}{D^{1{,}17}}$
347	9 сверху	$h_{\omega l} = \frac{115^2 \cdot 1000}{4.926 \cdot 10^6} = 2{,}74 \cdot м$	$h_{\omega l} = \frac{115^2 \cdot 1000}{4{,}926 \cdot 10^6} = 9{,}74\ м$
347	12 сверху	$h_{\omega l} = \frac{115^2 \cdot 1000}{3.654 \cdot 10^6} = 3.68\ м$	$h_{\omega l} = \frac{115^2 \cdot 1000}{3{,}654 \cdot 10^6} = 3{,}68\ м$
358		при $D = 2''$ $\lambda = 1348$ $м$ „ $D = 4''$ $\lambda = 1289$ „ „ $D = 6''$ $\lambda = 1255$ „ „ $D = 24''$ $\lambda = 913$ „	при $D = 2''$ $\lambda = 1348$ $м/сек$ „ $D = 4''$ $\lambda = 1289$ „ „ $D = 6''$ $\lambda = 1255$ „ „ $D = 24''$ $\lambda = 913$ „
378	16 сверху	В ф-лах (163) и (164) Q — в $м/сек^3$, если g, A, b в $м$.	В ф-лах (163) и (164) Q — в $м/сек^3$, если g, H, b в $м$.
388	14 сверху	$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_k}{b'_k}$	$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_k^2}{b'_k}$
391	7 сверху	$x = 2{,}0,\ 2{,}5,\ 3{,}20,\ 3{,}5,\ 3{,}75,\ 4{,}0$	$x = 2{,}0,\ 2{,}5,\ 3{,}0,\ 3{,}25,\ 3{,}5\ 3{,}75,\ 4{,}0$
394		Во всех ф-лах (217) — (222) последний член вместо $\frac{l_0}{d}$ надо $\frac{l_0}{\delta}$	
427	8 снизу	$= \frac{P \cdot (\lambda - 1)(\varepsilon^k - \varepsilon)}{(k-1)(\varepsilon - 1)}$	$= \frac{P_1 \cdot (\lambda - 1)(\varepsilon^k - \varepsilon)}{(k-1)(\varepsilon - 1)}$
433	1 снизу	$S = 2{,}303 \cdot \lg \frac{T_s}{273} + \frac{r}{T_s}$	$S = 2{,}303 \cdot \lg \frac{T_s}{273} + \frac{r}{T_s} x$
444	Табл. 19 1-й столбец	$кг/см$	$кг/см^2$
451	19 и 20 сверху	$L = 427(U_1 - U_2) = 427\{[q_1 + \rho_1 + (C_{pm} - 0{,}1) - (t_1 - t'_s)] - [q_2 + \rho_2 + (C_{pm} - 0{,}1)(t_2 - t''_s)]\}$	$L = 427(U_1 - U_2) = 427\{[q_1 + \rho_1 + (C_{pm} - 0{,}1)(t_1 - t'_s)] - [q_2 + \rho_2 + (C_{pm} - 0{,}1)(t_2 - t''_s)]\}$
453	25 сверху	$B = \frac{632}{(i - i_c) \frac{10\,000(p_s - p_2)v_s}{427}}$	$B = \frac{632}{(i_1 - i_c) + \frac{10\,000(p_s - p_2)v_s}{427}}$
	1 снизу	$\eta_i = \eta_t,\ \eta_r = \frac{AL_i}{i_1}$	$\eta_i = \eta_t \cdot \eta_r = \frac{AL_i}{i_1}$
460	23 снизу	в $мм$	в $мм^2$
462	1 сверху	: при 15° C — S в 0,918;	: при 15° C — в 0,918;
522	2 сверху	хода мотора, $\cos\varphi$ определяется по нижеприведенным кривым	хода мотора, $\cos\varphi$ определяется по вышеприведенным кривым
542		В табл. 5 все цифры графы для Δ на 1° должны быть поставлены между соответствующими строками соседних граф.	
546	Табл. 7 4-я строка	10° и 10′	1°0′ 1′0″
547		Табл. 8. Величина радиуса R дана в долях секунды.	

Содержание.

Стр.

Материалы.

Атомные веса химических элементов. 11

Удельные веса. 12

§ 1. Удельные веса твердых тел 12
§ 2. Удельные веса жидкостей 15
§ 3. Объем и плотность воды при разных температурах 16
§ 4. Удельные веса и объемы жидкостей легче воды 17
§ 5. Удельные веса и плотность газов и паров 17

Металлы. 18

Общие данные. 18

§ 1. Сравнительная таблица веса металлов 18
§ 2. Сравнительная таблица веса металлических листов 18
§ 3. Сравнительная таблица веса (в *кг*) 1000 *м* проволоки 19
§ 4. Листовые и проволочные калибры разных стран (в *мм*) 19
§ 5. Методы исследования и испытания металлов 20

Черные металлы. 22

А. Общие данные 22

§ 1. Классификация 22
§ 2. Влияние примесей 22

Б. Черные металлы и изделия из них 23

§ 1. Чугуны уральские древесноугольные (ОСТ 499) 23
§ 1-а. Чугуны южные коксовые (ОСТ 497) 24
§ 2. Ковкий чугун 24
§ 3. Изделия из ковкого чугуна (извлечение из 139ТУ29) 25
§ 4. Литье чугунное (извлечение из ОСТ 970.) 25
§ 5. Сталь прокатная углеродистая 26
§ 6. Железо круглое (сортамент по ОСТ 8) 26
§ 7. Железо шинное (сортамент по ОСТ 11) 27
§ 8. Железо обручное (сортамент по ОСТ 12) 27
§ 9. Железо полосовое (сортамент по ОСТ 13) 28
§ 10. Железо квадратное (сортамент по ОСТ 9) 29
§ 11. Железо широкополосное (сортамент по ОСТ 18) 29
§ 12. Железо листовое толстое (сортамент по ОСТ 19) 29
§ 13. Железо листовое тонкое (сортамент по ОСТ 20) 30
§ 14. Кровельное железо (327ТУ24) 30
§ 15. Оцинкованное железо (328ТУ24). 30
§ 16. Железо кровельное черное и оцинкованное (сортамент по ОСТ 22 и 23). 30
§ 17. Железо белое глянцевое (сортамент по ОСТ 25) 31
§ 18-а. Жесть белая (сортамент по ОСТ 24) 31
§ 18-б. Жесть белая (329ТУ24) 31
§ 19. Железо листовое рифленое (сортамент по ОСТ 26) 31
§ 20. Волнистое железо (сортамент по ОСТ 26) 32
§ 21. Угловое равнобокое железо (сортамент по ОСТ 14) 34
§ 22. Угловое неравнобокое железо (сортамент по ОСТ 15) 35
§ 23. Двутавровое железо (сортамент по ОСТ 17) 35
§ 24. Корытное, швеллерное железо (сортамент по ОСТ 17) 36
§ 25. Железо специальных профилей (сортамент по ОСТ 29) 37
§ 25-а. Некоторые данные о специальных профилях 37

§ 26. Железо специальных профилей для судостроения (сортамент по ОСТ 30) 37
§ 27. Железо (сталь) специальных профилей для паровозо- и вагоностроения 38
§ 28. Длина фасонного железа в *мм* 39
§ 29. Проволока железная круглая катаная (сортамент по ОСТ 2577) 40
§ 30. Проволока железная (стальная) обыкновенная (сортамент по ОСТ 529) 40
§ 31. Стальные канаты для подъема тяжестей (извл. из 331ТУ24) 40
§ 32. Проволочные гвозди (339ТУ24) 41
§ 33. Гвозди проволочные (сортамент по ОСТ 530) 41
§ 34. Толевые гвозди (ОСТ 531) 42
§ 35. Кровельные гвозди (ОСТ 532) 42
§ 36. Штукатурные гвозди (ОСТ 533) 42
§ 37. Обойные гвозди (ОСТ 534) 42
§ 38—39 Болты черные 42
§ 40. Гайки черные 44
§ 41. Шайбы черные 45
§ 42. Вес (в *кг*) 100 штук гаек 45
§ 43. Вес (в *кг*) 100 штук болтов для металлических деталей 45
§ 44. Вес (в *кг*) болта для скрепления деревянных частей 46
§ 45. Глухари 46
§ 46. Шурупы 46
§ 47. Заклепки 47
§ 48. Трубы чугунные водопроводные 48
§ 49. Трубы чугунные сливные и соединительные части к ним 57
§ 50. Трубы железные для трубопроводов и соединительные части к ним 61
§ 51. Сталь плоская рессорная для подвижного состава ж. д. (извл. из ОСТ 971) 64
§ 52. Инструментальная быстрорежущая сталь (304ТУ24) 64
§ 53. Стальное фасонное литье для ответств. частей 65

Цветные металлы 65

§ 1. Цинк и сплавы цинка 65
§ 2. Свинец, олово и их сплавы 66
§ 3. Медь красная и ее сплавы 68
§ 4. Никель 75
§ 5. Алюминий и сплавы алюминия 75
§ 6. Магний и сплавы магния 76

Грунты 76

§ 1. Свойства грунтов 76
§ 2 Таблица углов естественного откоса 77

Естественные камни 77

Искусственные камни и керамика 81

§ 1. Кирпич глиняный обыкновенный (извлечение из ОСТ 3702) 81
§ 2. Кирпич силикатный (извлечение из ОСТ 416) 84
§ 3. Кирпич пустотелый 84
§ 4. Кирпич легковесный сплошной и пористый (извл. из ОСТ 4728 и 4729) 85
§ 5. Кирпич шамотовый (извлечение из ОСТ 3688 и 3689) 85
§ 6. Кирпич тугоплавкий (типа гжельского) (извлечение из ОСТ 2355) 87
§ 7. Черепица глиняная (гончарная) 87
§ 8. Черепица цементно-песочная 87
§ 9. Клинкер дорожный 89
§ 10. Трубы каменно-керамические канализационные 89
§ 11. Плитки метлахские 92
§ 12. Камни теплобетонные сплошные 92
§ 13. Камни пустотелые 93

Вяжущие вещества для изготовления строительных растворов 94

§ 1. Номенклатура вяжущих веществ (ОСТ 76) 94
§ 2 Портландцемент 98
§ 3. Высокосортный портландцемент 104
§ 4. Воздушная известь (извлечение из ОСТ 2643) 105
§ 5. Штукатурный гипс (алебастр) (извлечение из ОСТ 2645) 105
§ 6. Гидравлическая известь (извлечение из ОСТ 2644) 106
§ 7. Романцемент (извлечение из ОСТ 2642) 106
§ 8. Шлако-портландцемент (извлечение из ОСТ 2641) 106
§ 9. Пуццолановый портландцемент (извлечение из ОСТ 2640) 107
§ 10. Диатом и трегел (извлечение из ОСТ 3042) 107
§ 11. Каустический магнезит 108
§ 12. Хлористый магний 108

§ 13. Средние данные о цементах заводов СССР . . . 108
§ 14. Крайние значения прочности цементов по заводам . . . 109

Строительные растворы . . . 109

§ 1. Воздушные растворы . . . 109
§ 2. Гидравлические растворы . . . 110
§ 3. Теплые растворы . . . 111

Бетон . . . 111

§ 1. Разновидности бетона . . . 111
§ 2. Составные части бетона . . . 111
§ 3. Выход бетона . . . 115
§ 4. Свойства бетона . . . 116
§ 5. Проектирование состава бетона . . . 119

Дерево . . . 135

§ 1. Породы дерева, их свойства . . . 135
§ 2. Сушка дерева . . . 135
§ 3. Сроки службы . . . 136
§ 4. Удлинение срока службы дерева . . . 136
§ 5. Сортамент лесных материалов . . . 137
§ 6. Объем и вес лесных материалов . . . 138
§ 7. Стандарты и ТУ на лесные материалы . . . 140
§ 8. Трубы деревянные . . . 151

Краски и замазки . . . 155

§ 1. Стандарты и ТУ на олифу, краски и лаки . . . 155
§ 2. Замазки . . . 162

Стекло . . . 164

Разные строительные материалы . . . 166

§ 1. Кровельные материалы . . . 166
§ 2. Изоляционные материалы . . . 168
§ 3. Стеновые материалы . . . 171
§ 4. Асфальт . . . 172

Асбест, каучук, гуттаперча . . . 173

§ 1 Асбест . . . 173
§ 2. Каучук . . . 174
§ 3. Гуттаперча . . . 175

Ремни . . . 175

§ 1. Ремни кожаные приводные растительного дубления (извл. из ОСТ 232). 175
§ 2. Ремни приводные тканые прорезиненные . . . 177

Сопротивление материалов.

Основные понятия . . . 179

§ 1. Основные понятия . . . 179
§ 2. Деформации и напряжения . . . 180
§ 3. Характер роста напряжений и термины . . . 181

Механические свойства материалов . . . 183

§ 1. Железо и сталь . . . 183
§ 2. Красная медь и ее сплавы . . . 187
§ 3. Другие металлы и материалы . . . 188
§ 4. Гибкие тела . . . 189
§ 5. Дерево . . . 191
§ 6. Камни и растворы . . . 192

Допускаемые напряжения и веса . . . 194

§ 1. Металлы . . . 194
§ 2. Камни, кирпич, бетонная кладка, растворы и грунт . . . 197
§ 3. Дерево . . . 200
§ 4. Веса и коэф-ты линейного расширения строительных материалов . . . 201

Растяжение и сжатие 201

§ 1. Напряжение 201
§ 2. Закон Гука и модуль упругости 202
§ 3. Степенный закон 202
§ 4. Изменение поперечных размеров при растяжении 203
§ 5. Энергия деформации при растяжении 204
§ 6. Нормальное и тангенциальное напряжения при простом растяжении по косой площадке 205
§ 7. Напряжения и деформации при растяжении по двум взаимно перпендикулярным осям 205
§ 8. Напряжения и деформации при растяжении по трем взаимно перпендикулярным осям 206
§ 9. Влияние повторного нагружения (самозакаливание) 207
§ 10. Линии Людерса. Аморфная теория 208
§ 11. Влияние времени на деформацию 208
§ 12. Гистерезис. Напряжение при динамическом действии силы 208
§ 13. Влияние температуры на сопротивление 209
§ 14. Сопротивление сжатию 209
§ 15. Сопротивление сжатию при передаче давления на часть площади основания 210
§ 16 Сжатие тел с криволинейным очертанием поверхности 210
§ 17. Влияние формы, величины и резких изменений поперечного сечения на временное сопротивление при растяжении 212
§ 18. Напряжения, вызываемые изменением температуры 213
§ 19. Влияние собственного веса. Брус равного сопротивления 214
§ 20. Расчет гибких нитей 215
§ 21. Тонкостенные сосуды, подверженные внутреннему давлению 218

Основные уравнения упругости 220

§ 1. Условия равновесия напряжений по граням параллелепипеда 220
§ 2. Закон парности тангенциальных напряжений 221
§ 3. Условия решения уравнений упругости 222
§ 4. Относительные удлинения 222
§ 5. Изменения прямых углов 223
§ 6. Изменение объема 223
§ 7. Составляющие напряжений, как функции перемещений 223
§ 8. Преобразование условий равновесия 224
§ 9. Частные случаи определения напряжений 225
§ 10. Предельные условия на поверхности 225
§ 11. Уравнения совместимости 225
§ 12. Работа деформации при объемном напряженном состоянии тела 226

Сдвиг 226

§ 1. Угол сдвига и модуль упругости при сдвиге 226
§ 2. Тангенциальные напряжения при действии поперечной силы 228
§ 3. Работа деформации при сдвиге 228
§ 4. Примеры расчета на сдвиг 229

Кручение 230

§ 1. Кручение круглого стержня 230
§ 2. Кручение стержней овального и прямоугольного поперечного сечения . 231
§ 3. Аналогия Prandtl'я 232
§ 4. Результаты новейших работ Вебера 233
§ 5. Потенциальная энергия при кручении 235
§ 6. Кручение бетонных и железобетонных тел 235
§ 7. Напряжения в местах резких изменений сечений вала 235
§ 8. Примеры 236

Изгиб 237

§ 1. Нормальные напряжения при чистом изгибе 237
§ 2. Касательные напряжения при изгибе 239
§ 3. Главные напряжения при изгибе 241
§ 4. Общий случай напряженного состояния. Диаграмма напряжений Мора для призмы. Опасное положение косых сечений 242
§ 5. Теории разрушения строительных материалов 243
§ 6. Упругая линия 248
§ 7. Коэф-ты распределения сдвигов 252
§ 8. Влияние касательных напряжений на прогиб 261

Сложное сопротивление 262

§ 1. Нормальные напряжения 262
§ 2. «Касательные напряжения» 274
§ 3. Нормальные и касательные напряжения 274

Продольный изгиб 282

§ 1. Общие сведения 282
§ 2. «Критическая нагрузка» 283
§ 3. Выводы формулы Эйлера при помощи разложения в строку Маклорена 284
§ 4. Четыре случая Эйлера 285
§ 5. Кривая критических напряжений 286
§ 6. Формулы Энгессера—Кармана 287
§ 7. Существующие формулы по продольному изгибу 291
§ 8. Германские нормы по продольному изгибу 293
§ 9. Допускаемое напряжение при продольном изгибе. Кривая коэф-та запаса 294
§ 10. Единые нормы СССР по продольному изгибу 295

Динамические напряжения и колебания 299

§ 1. Динамические нагрузки и эффекты 299
§ 2. Влияние сил инерции 302
§ 3. Колебания упругих систем и удар 305

Статика сооружений.

Усилия в статически определимых фермах 313

§ 1. Образование ферм и условия их неизменяемости 313
§ 2. Классификация ферм 315
§ 3. Нагрузка 315
§ 4. Методы расчета ферм 316
§ 5. Расчет ферм при действии постоянной нагрузки 317
§ 6. Построение диаграммы усилий Кремоны-Максвелла 317
§ 7. Расчет усилий при действии подвижной нагрузки. (Метод линий влияния) 319
§ 8. Линии влияния для сложных ферм 322
§ 9. Линии влияния для консольных ферм 323
§ 10. Линии влияния для арочных ферм 324
§ 11 Вантовые фермы 325
§ 12. Пространственные фермы 334

Деформации статически определимых систем 338

§ 1. Обозначения перемещений 338
§ 2. Закон о взаимности перемещений (закон Максвелла) 339
§ 3. Закон о взаимности работ (закон Бетти) 340
§ 4. Единая формула перемещений (теорема Мора) 341
§ 5. Упрощение техники вычисления перемещений при помощи эпюр («способ Верещагина) 348
§ 6. Графическое определение прогиба ферм 352

Неразрезные балки 355

§ 1. Расчет на постоянную нагрузку при разных пролетах и моментах инерции 355
§ 2. Расчет на неравномерный нагрев 357
§ 3. Расчет на неравномерную осадку опор 358
§ 4. Балки с заделкой на одном конце 359
§ 5. Расчет балок по фокусам 359
§ 6. Расчет неразрезных балок на подвижную нагрузку 362
§ 7. Неразрезные балки с моментом инерции, изменяющимся в пределах пролета 363
§ 8. Расчет неразрезной балки по фокусам 364
§ 9. Расчет неразрезных путепроводных рам 368

Рамные конструкции 391

§ 1. Введение в расчет статически неопределимых систем 391
§ 2. Основная система 394
§ 3. Выбор метода расчета и приема упрощения 395
§ 4. Особенности определения перемещений в неопределимых системах . . . 401
§ 5. Упрощение метода сил 402
§ 6. Упрощение расчета надлежащим выбором направления неизвестных . . 404
§ 7. Упрощение расчета благодаря переносу неизвестных 406

§ 8. Решение системы канонических ур-ий по методу Pirlet-Müller'a 409
§ 9. Метод угловых деформаций 425

Сплошные арки 430

§ 1. Общие пояснения 430
§ 2. Выбор оси арок 430
§ 3. Законы изменения толщин свода 431
§ 4. Расчет трехшарнирной арки на постоянную нагрузку 434
§ 5. Расчет трехшарнирной арки на подвижную нагрузку 438
§ 6. Двухшарнирная арка 440
§ 7. Двухшарнирная арка с затяжкой в уровне пят 444
§ 8. Бесшарнирный свод 445
§ 9. Расчет свода по Штрасснеру 452

Статически неопределимые мостовые фермы 459

§ 1. Система с одной «лишней» неизвестной 459
§ 2. Системы дважды и большее число раз статически неопределимые . . . 461

Теория сыпучих тел и приложение ее к расчету подпорных стенок . 466

§ 1. Основные понятия 466
§ 2. Напор земли 467
§ 3. Влияние временной нагрузки 471
§ 4. Влияние воды 473
§ 5. Отпор земли 474
§ 6. Подпорные стенки 474
§ 7. Давление зерна на стенки силосов 480

Пластинки и оболочки 482

Пластинки 482

§ 1. Цилиндрический изгиб 482
§ 2. Чистый изгиб 483
§ 3. Кручение пластинки 484
§ 4. Общий случай изгиба пластинки 484
§ 5. Условия на концах 485
§ 6. Прямоугольная пластинка 485
§ 7. Пример расчета прямоугольной жестко защемленной по контуру плиты . 486
§ 8. Приближенный способ расчета прямоугольных пластинок 488
§ 9. Круглая пластинка 489

Оболочки . . . . . 49[1]

§ 1. Цилиндрические оболочки 491
§ 2. Купольные оболочки 493

Гидротехнические сооружения.

Использование водной энергии при шлюзовании рек 495

§ 1. Роль использования водной энергии при шлюзовании рек. Экономика гидростанций 495
§ 2. Гидрологические данные, их накопление и обработка 499
§ 3. Технические схемы использования рек 505
§ 4. Напор и мощность станции 508
§ 5. Турбины, их виды и типы установок. Свойства турбин разных видов . . 510
§ 6. Мощность потока. Роль регулирования 529
§ 7. Установленная мощность станции 533
§ 8. Машинное здание и отвод отработавшей воды 534

Водохранилищные плотины 543

§ 1. Классификация плотин. Исследования перед постройкой плотины . . . 543
§ 2. Каменные гравитационные плотины 544
§ 3. Арочные плотины 554
§ 4. Железобетонные плотины 557
§ 5. Земляные плотины 563
§ 6. Плотины из каменной наброски 565
§ 7. Водосливы и водоспуски водохранилищных плотин 566
§ 8. Производство работ по постройке водохранилищных плотин 576

Водоподъемные плотины 579

§ 1. Классификация. Исследования перед постройкой плотины. Терминология 579
§ 2. Гидравлический расчет отверстий плотин. Распространение подпора . . 580
§ 3. Основные факторы, определяющие размеры элементов флютбета плотины 583
§ 4. Водосливные плотины 593
§ 5. Судоходные плотины 593
§ 6. Плотины промышленного типа 623
§ 7. Выбор типа плотины при шлюзовании рек 627
§ 8. Расположение сооружений в плане. Укрепление берегов 631
§ 9. Производство работ по постройке водоподъемных плотин 632

Морские гидротехнические сооружения 661

Классификация морских гидротехнических сооружений и их особенности 661

Внешние силы, действующие на морские гидротехнические сооружения 662

§ 1. Насыпные веса сыпучих и кусковых грузов (в *кг/м*³) и их углы естественного откоса 662
§ 2. Сплошная временная нагрузка 663
§ 3. Давление на основания кранов и перегружателей 663
§ 4. Нагрузка от зданий и портовых складов 669
§ 5. Давление ветра 669
§ 6. Действие волны 670
§ 7. Давление грунта 670

Внешние оградительные сооружения 671

§ 1. Начертание внешних оградительных сооружений 671
§ 2. Основные формы оградительных сооружений 673
§ 3. Действие морской волны на оградительные сооружения 675
§ 4. Статический расчет оградительных сооружений 690
§ 5. Главные типы оградительных сооружений 681

Причальные сооружения 688

§ 1. Классификация причальных сооружений 688
§ 2. Особенности действия внешних сил на причальные сооружения 691
§ 3. Сквозные причальные сооружения 692
§ 4. Массивные набережные, непосредственно заложенные на грунте 703
§ 5. Свайные набережные стенки, подверженные распору 707
§ 6. Причальные приспособления 716

Укрепление морского берега 722

§ 1. Береговые одежды 723
§ 2. Береговые стенки 725
§ 3. Береговые буны 725
§ 4. Укрепление русла береговых протоков 725

Эллинги 726

§ 1. Классификация эллингов 726
§ 2. Продольные судостроительные эллинги 728
§ 3. Поперечные судостроительные эллинги 736
§ 4. Продольные судоремонтные эллинги (слипы) 738
§ 5. Поперечные судоремонтные эллинги (слипы) 741

Сухие доки и шлюзы 743

§ 1. Установление основных размеров сухих доков и шлюзов 743
§ 2. Конструктивные формы сухого дока и его основные элементы 744
§ 3. Схема действия внешних сил на сухие доки 749
§ 4. Расчет основной конструкции сухих доков 750
§ 5. Конструктивные особенности и расчет морских шлюзов 754

Плавучие доки 756

§ 1. Главные типы плавучих доков 756
§ 2. Основные черты конструкции плавучих доков 762
§ 3. Основания проектирования и расчета плавучих доков 764

Морские маяки 773

§ 1. Устройство морских маяков 773
§ 2. Определение основных размеров морских маяков 775

§ 3. Особенности действия внешних сил на маяки 772
§ 4. Расчет морских маяков 777

Особенности производства работ по возведению морских гидротехнических сооружений 779

§ 1. Работы по возведению внешних оградительных сооружений 780
§ 2. Работы по сооружению набережных, береговых укреплений и эстакад . 782
§ 3. Работы по сооружению эллингов 784
§ 4. Работы по сооружению сухих доков 785
§ 5. Работы по сооружению морских маяков 786
§ 6. Расчет оборудования морских работ 787

Земляные работы.

Общие данные 792

§ 1. Классификация и характеристика грунтов при ручной и машинной разработке 792
§ 2. Обследование грунтов 795
§ 3. Определение площадей и объемов земляных работ 795

Возведение земляных сооружений 799

§ 1. Общие данные 799
§ 2. Подготовительные работы 802
§ 3. Производство земляных работ 805

ОСТы выпущенные во время печатания книги 847

Ц. Техн. Б...

МАТЕРИАЛЫ.*

Атомные веса химических элементов.

Название элемента	Символ	Ат. вес (O=16)	Название элемента	Символ	Ат. вес (O=16)
Азот	N	14,008	Натрий	Na	23,00
Алюминий	Al	26,96	Неодимий	Nd	144,30
Аргон	Ar	39,91	Неон	Ne	20,20
Барий	Ba	137,40	Никель	Ni	58,68
Бериллий	Be	9,10	Ниобий	Nb	9,50
Бор	B	10,82	Олово	Sn	118,70
Бром	Br	79,92	Осмий	Os	190,90
Ванадий	V	51,00	Палладий	Pd	106,70
Висмут	Bi	209,00	Платина	Pt	195,20
Водород	H	1,008	Празеодимий	Pr	140,90
Вольфрам	W	184,0	Радий	Ra	226,04
Гадолиний	Gd	157,30	Родий	Rh	102,90
Галлий	Ga	69,72	Ртуть	Hg	200,60
Гафний	Hf	178,6	Рубидий	Rb	85,50
Гелий	He	4,00	Рутений	Ru	101,70
Германий	Ge	72,60	Самарий	Sm	150,40
Гольмий	Ho	163,5	Свинец	Pb	207,20
Диспрозий	Dy	162,50	Селен	Se	79,20
Европий	Eu	152,00	Сера	S	32,07
Железо	Fe	55,84	Серебро	Ag	107,88
Золото	Au	197,20	Скандий	Sc	45,10
Индий	In	114,80	Стронций	Sr	87,60
Йод	J	126,92	Сурьма	Sb	121,80
Иридий	Ir	193,10	Таллий	Tl	204,40
Итербий	Yb	173,5	Тантал	Ta	181,50
Итрий	Y	89,0	Теллур	Te	127,50
Кадмий	Cd	112,40	Тербий	Tb	159,20
Калий	K	39,10	Титан	T	48,10
Кальций	Ca	40,07	Торий	Th	232,10
Кислород	O	16,00	Тулий	Tu	169,40
Кобальт	Co	58,97	Углерод	C	12,00
Кремний	Si	28,06	Уран	U	238,20
Криптон	Kr	82,90	Фосфор	P	31,40
Ксенон	X	130,20	Фтор	F	19,00
Лантан	La	138,90	Хлор	Cl	35,46
Литий	Li	6,94	Хром	Cr	52,00
Лютеций	Lu	175,00	Цезий	Cs	132,80
Магний	Mg	24,32	Церий	Ce	140,20
Марганец	Mn	54,93	Цинк	Zn	65,37
Медь	Cu	63,57	Цирконий	Zr	91,20
Молибден	Mo	96,00	Эрбий	Er	167,70
Мышьяк	As	74,96			

* ОСТ вышедшие во время печатания тома помещены в конце книги.

Удельные веса.

§ 1. Удельные веса твердых тел.

Удельный вес твердого или жидкого тела σ (единица веса) есть отношение веса тела к весу химически чистой воды при том же объеме при 4° С (вес единицы объема).

Если объем тела V, то вес его $G = V\sigma$. Указанные в таблице величины являются средними значениями удельного веса, а для пористых тел—объемного веса. Для получения веса 1 $м^3$ в $кг$ надо данные таблицы умножить на 1000.

Объемные веса твердых тел в $т/м^3$.

Название тел	$т/м^3$	Название тел	$т/м^3$
Агат	2,55—2,81	Бумага писчая	0,70—1,15
Алебастр	2,25—2,87	» хлопчатая сухая	1,47—1,50
Алмаз	3,49—3,55	Бура	1,7—1,8
Алюминиевая бронза:		Бурый железняк	3,40—3,95
90% Cu, 10% Al	7,69	Бурый уголь:	
95% Cu, 5% Al	8,37	в плотном теле	1,10—1,44
Алюминиевая латунь:		насыпью	0,78
97% Cu, 3% Al	8,69	Бутовая кладка	2,00—2,40
Алюминий	2,56—2,80	» плита, в укладке пустот 30%	1,69
» вальцованный и тянутый	2,66—2,70		
» кованый	2,75	Висмут жидкий	10,04
» литой	2,56	» литой	9,82
» чистый	2,58	» чистый	9,80
Амальгама натур.	13,7—14,1	Вольфрам	19,1
Антимоний	6,62	Воск	0,95—0,98
Антрацит:			
в плотном теле	1,30—1,80	Галлий	5,95
насыпью	0,91—0,99	Галмей	4,1—4,5
Апатит	3,16—3,22	Гераклит	0,25—1,10
Аргентан	8,4—8,7	Германий	5,47
Арагонит	3,0	Гипс кристалл.	2,17—2,31
Асбест	1,5—2,8	» литой сухой	0,97
Асбестовый картон	1,20	» обожженный	1,8
Асбосурит	0,60	» просеянный	1,24—1,26
Асфальт литой	1,20	Глина в грунте или плотной массе	1,69—1,93
» литой с гравием	2,10	То же с голышами	2,3—2,7
» трамбованный	2,04	Глина, вынутая из грунта	1,35—1,54
» чистый	1,10	» сухая	1,25—1,52
Аурипигмент	3,40—3,50	Глинистый сланец	2,76—2,88
		Гнейс	2,40—2,70
Баббит белый	7,10	Горох	0,78
Базальт	2,70—3,3	Горная смола	1,10
Барий	3,7 —4,0	Горный хрусталь	2,60—2,88
Бетон из гравия	2,20	Гравий сухой	1,8
» » гранитн. щебня	2,40	» сырой	2,0
» » известняк. щебня	2,20	Гранит	2,5—3,0
» » кирпичн. щебня	1,80	Гранулированный доменный шлак	0,55—0,75
» » пемзы или кокса	1,00	Гранулированный доменный молотый шлак	1,20
» » шлаков доменных печей	1,50	Графит	1,9—2,3
Болюс	2,2 —2,5	Грунт:	
Бор	2,53	глинистый в плот. массе	1,7—2,0
Борная кислота	2,9 —3,0	то же в выемке	1,3—1,5
Борное стекло	2,6	то же с голышами	2,3—2,7
Брикеты угольные	1,25	дерн	1,35
Британский металл:		ил жидкий в выемке	1,22
90% Sn, 10% Sb	7,21	то же высохший	1,64
Бронза: 75—96% Cu, 25—4% Sn	8,75—8,87	каменистый	1,8—2,4
Бронза фосфористая	8,8	песчано-глинистый	1,8—2,0
Булыжный камень:		торфяной	0,51—0,80
крупный, в укладке пустот 16%	2,28	чернозем	0,81—0,85
средний, пустот 22%	2,10	щебенистый	1,0—1,9
мелкий, пустот 32%	1,86	то же с валунами	1,6—2,3

Объемные веса твердых тел *(продолжение)*

Название тел	т/м³
Гуттаперча	0,96—0,99
Дельта-металл	8,6

Дерево	Воздушно-сухое	Свежерубл.
Акация	0,58—0,85	0,75—1,00
Береза	0,51—0,77	0,80—1,09
Буксовое (самшит)	0,91—1,16	1,20—1,26
Бук белый	0,62—0,82	0,92—1,25
» красный	0,66—0,83	0,85—1,12
Вяз	0,62	—
Грушевое	0,61—0,73	0,96—1,07
Дуб	0,69—1,03	0,93—1,28
Ель	0,37—0,75	0,77—1,23
Ива	0,40—0,59	0,79
Кедр	0,57	—
Клен	0,53—0,81	0,83—1,05
Конский каштан	0,58	—
Липа	0,32—0,59	0,58—0,87
Лиственница	0,47—0,56	0,81
Ольха	0,55	0,90
Пихта	0,35—0,60	0,40—1,07
Пробковое	0,24	—
Сосна	0,31—0,76	0,38—1,08
Тополь	0,39—0,59	0,61—1,09
Ульм	0,56—0,82	0,78—1,18
Ясень	0,57—0,94	0,70—1,14

Название тел	т/м³
Диатомит	0,40—1,80
Диферент	0,70
Динас	2,34—2,65
Диорит	2,9—3,0
Доломит	2,9
Дрова березовые и ольховые годовые	0,50
Дрова березовые и ольховые сырые	0,63
Дрова хвойные годовые	0,38
» » сырые	0,46
Железобетон	2,4
Железный блеск	7,4—7,6
» купорос	1,86—1,9
Железная руда	3,1—5,3
Железо литое	7,85
» сварочное	7,80
Железняк	4,5—4,9
Жерновой камень	1,25—1,60
Золото литое	19,25
» прокованное	19,30—19,35
Известь негашеная воздушная	0,80—0,93
Известь негаш. гидравл.	0,66
» гашеная в порошке средн. плотн.	0,51—0,81
» гашеная в виде густого теста	1,23—1,42

Название тел	т/м³
Известк. раствор сухой	1,65
Известковый раствор свежий	1,78
Известковый шпат	2,6—2,8
Известняк	2,46—2,84
» раковистый	0,90—1,40
Индий	7,42
Йод	4,95
Иридий	22,42
Кадмий	8,53—8,69
Калий	0,87
Кальций	1,56—1,58
» карбид	2,26
Каменная соль	2,26—2,41
Каменный уголь куском	1,2—1,5
» » насыпью	0,74—0,80
Камышит	0,40
Канифоль	1,07
Каолин	2,2
Картофель	1,06—1,13
Каучук	0,92—0,96
Кварц	2,5—2,8
Керамзит	0,80—1,00
Кизельгуровая мука	0,50
Кирпич обыкновенный	1,4—1,6
» клинкер	1,7—2,0
» пустотелый	1,2
» огнеупорный	1,85
» трепельный	0,80—1,10
Кирпичная кладка из обыкновен. кирпича сухая	1,80
То же сырая	1,95
Кирпичная кладка из кирпича-железняка сухая	1,80
То же сырая	1,95
Кирпичная кладка:	
из пустотел. кирпича	1,30
» пористого кирпича	1,20
» пористого пустотелого кирпича	1,00

Кладка каменная	тесовая	бутовая
Из известняка	2,5	2,0—2,3
» песчаника	2,4—2,5	2,2
» гранита	2,7	2,4

Название тел	т/м³
Клей	1,27
Кобальт	8,3—8,7
Кожа сухая	0,86
» жирная	1,02
Кокс куском	1,6
» насыпью	0,4—1,0
Кость	1,6—2,0
Котельный шлак	0,50—0,80
Кремень	2,66
Кремний кристаллический	2,39
» аморфный	2,00
Ксилолит	1,40—1,55

Объемные веса твердых тел *(продолжение)*.

Название тел	$т/м^3$
Лава базальтовая	2,8—3,0
» трахитовая	2,0—2,7
Латунь	8,55
Лед	0,88—0,92
Линолеум	1,15—1,30
Магнезит	3,0
Магнезия	3,22—3,65
Магний	1,74
Магнитный железняк	4,9—5,2
» колчедан	4,54—4,64
Малахит	3,7—4,1
Марганец	7,15—8,03
Марганцовая руда:	
красная	3,46
черная	3,9—4,1
Медный блеск	5,5—5,8
» колчедан	4,1—4,3
» купорос	2,2—2,3
Медь желтая литая	8,4—8,7
» » прокатанная	8,52—8,62
» » тянутая	8,43—8,73
» жидкая	8,22
» красная литая	8,8
» проволочная	8,93—8,95
» прокатанная	8,9—9,0
» электролитическая	8,9—8,95
Мел	1,8—2,7
Мелафир	2,6
Мельничный камень	1,25—1,6
Мергель	2,3—2,5
Молибден	0,9
Морозин	0,315—0,34
Мох	0,14
Мрамор	2,52—2,85
Мука насыпная	0,4—0,5
» прессованная	0,7—0,8
Мусор домовый свежий	0,6
» » слежавшийся	1,2
» строительный	1,4
Мышьяк	5,7—5,8
Навоз	0,9
Наждак	4,0
Натрий	0,97—0,99
Натриевая селитра	2,26
Нафталин	1,5
Нашатырь	1,5—1,6
Нейзильбер	8,4—8,7
Никель	8,6—8,9
Овес насыпной	0,43
Олово жидкое	7,025
» литое	7,20
» прокованное	7,3—7,5
Оловянный камень	6,4—6,7
Опал	2,2
Осмий	22,48
Охра	3,5
Палладий	10,9—12,1
Парафин	0,87—0,93
Пемза натуральная	0,37—0,9
Пемзовая мука	0,85
Пемзовый песок	0,40—0,50
» щебень	0,35—0,45
Песок чистый влажный	1,43—1,94
» » сухой	1,37—1,62
Песок овражн. глинисты	1,69—1,77
» мокрый	1,95—2,05
» формовочн. рыхлы	1,20
» » утрамбов.	1,65
Песчаник	2,2—2,5
» искусственный	2,03
Платина кованая	21,3—21,5
» литая	21,15
Плавиковый шпат	3,1—3,27
Полевой шпат	2,53 — 2,58
Порох сыпучий	0,9
» прессованный	1,75
Порфир	2,6—2,9
Поташ	2,26—2,3
Пробка	0,24
Пробковый камень белый	0,25
» » черный	0,56
Пуццолан	1,15—1,23
Пушечный металл	8,44
Пшеница насыпью	0,7—0,8
Растворы теплые	1,00—1,20
Резина сырая	0,92—0,96
Резиновые изделия в среднем	1,45
Роговая обманка	3,0
Родий	11,0—12,1
Рожь насыпная	0,68—0,79
Сало	0,92—0,97
Санторинская земля	1,01
Сахар	1,61
» в мешках	0,83
Свинец	11,22—11,44
» вальцованный	11,38
» жидкий	10,38—10,65
» литой	11,34
» тянутый	11,41
Свинцовые белила	6,7
Свинцовый блеск	7,3—7,6
» глет искусств.	9,3—9,4
То же натуральный	7,83—7,98
Свинцовый сахар	2,4
Селитра чилийская	2,26
» калийная	1,95—2,00
Сено, солома	0,10
Сера самородная	2,07
» аморфная	1,93
» кристаллическая	1,96—2,07
» жидкая	1,811
Серебро жидкое	9,51
» литое	10,42—10,53
» прокованное	10,5—10,6
Серный колчедан (пирит)	4,9—5,2
Серпентин	2,4—2,7
Сиенит	2,6—2,8
Слюда	2,65—3,20
Смарагд	2,68—2,73
Снег свежий	0,125
» слежавшийся	0,8
» сырой	0,2—0,8
Сода кристаллическая	1,45
» кальцинированная	2,5
Соломит	0,33
Соль поваренная	2,08—2,2
» » в бочках	0,80
Спермацет	0,88—0,94
Сталь цементная	7,25—7,80

Объемные веса твердых тел (*продолжение*).

Название тел	*т/м*³	Название тел	*т/м*³
Сталь литая и прокатан.	7,86	Фарфор китайский	2,43—2,50
Стеарин	0,97	» берлинский	2,29
Стекло бутылочное	2,6	Фибролит	0,25—1,10
» зеленое	2,64	Фосфористая бронза	8,8
» зеркальное	2,45—2,72	Фосфор желтый	1,82—1,84
» оконное	2,4—2,6	» красный	2,15—2,34
» флинтглас	3,15—3,90	» кристаллический	2,34
» хрустальное	2,9—3,0		
Стронций	2,54	Хром	6,59
Стронцианит	3,7		
Сурик свинцовый	8,6—9,1	Целестин	3,9
Сурьма	6,71	Цементы в рыхл. сост.	0,98—1,32
Сурьмяный блеск	4,6—4,7	» в уплотн. сост.	1,61—2,05
Сфагнум	0,15	Цемянка из кирпича или черепицы	1,17—1,23
» прессованный	0,40	Цинк жидкий	6,48
Сфагнит	0,28—0,30	» литой	6,86—7,16
		» прокатанный	7,12—7,24
Таллий	11,78—11,9	Цинковая обманка	3,9—4,2
Тальк	0,91—0,93	Цинковый купорос	2,04
Тантал	10,08—10,78	» шпат (галмей)	4,1—4,5
Теллур кристаллический	6,4	Цирконий	4,15
» аморфный	5,93		
Террофазерит	1,7—2,1	Чугун белый	7,0—7,8
Томпак	8,85	» серый	6,7—7,6
Топаз	3,51—3,57	» литейный	7,25
Торий	11,0	» жидкий	6,9
Торф сухой	0,325—0,400		
» сырой	0,55—0,65	Шамотовые камни	1,85
» дерновый волокнист.	0,2	Шевелин	0,145
Торфофанера	0,25—0,30	Шифер	2,6—2,7
Торфяной кокс	0,275	Шлаки доменных печей	2,5—3,0
Трасс	0,65—0,75	Шлако-алебастр	1,10—1,20
» молотый	0,95	Шпат полевой	2,43—2,62
Трахит	2,6—2,8	» тяжелый	4,42—4,68
Трепел	0,40—1,80		
Турмалин	2,94—3,24	Щебень из вулканич. туфа	0,50—0,90
Туф в кусках	0,75—1,77	» из известк. туфа	0,50—0,90
» в кирпичах	0,8—0,9	» кизельгуровый	0,40—0,60
		» кирпичный	0,70—1,20
Уголь древесный мягких пород, куском	0,28—0,44	» пемзовый	0,35—0,45
То же насыпной	0,12—0,20	» из ракушечника	0,70—1,20
Уголь твердых пород куском	0,5	Этернит	1,7—2,1
То же насыпью	0,23—0,25		
То же прессов. (брикет)	1,25	Янтарь	1,0—1,1
Умбра	2,21	Ячмень насыпной	0,69

§ 2. Удельные веса жидкостей.

Название жидкости	Уд. в.	При °С	Название жидкости	Уд. в.	При °С
Азотная кислота:			Бензин	0,68—0,74	15
с 25% HNO_3	1,15	15	Бензол	0,88	0
с 40% HNO_3	1,25	15	Бром	3,19	0
с 91% HNO_3	1,50	15	Белок яичный	1,04	15
Алкоголь безводный	0,79	15			
Альдегид	0,80	0	Валериановое масло	0,97	16
Амилалкоголь	0,81	20	Вино	0,99—1,00	—
Анилин	1,02	0	Вода дестиллир.	1,00	4
Анисовое масло	1,00	16	» морская	1,02—1,03	15
Ацетон	0,79	20	Ворвань	0,92—0,93	15

Удельные веса жидкостей (*продолжение*).

Название жидкости	Уд. в.	При °С
Глицерин безводный	1,26	0
» с 50% воды	1,13	0
Деготь каменноугольный	1,20	—
Деревянное масло	0,92	15
Калиевая щелочь:		
с 12% KOH	1,10	15
с 31% KOH	1,30	15
с 63% KOH	1,70	15
Камфарное масло	0,91	—
Касторовое масло	0,97	15
Карболовая кислота черная	0,95—0,97	—
Керосин	0,80—0,85	15
Копытный жир	0,916	15
Кокосовое масло	0,93	15
Креозотовое масло	1,04—1,10	15
Лавендуловое масло	1,04—1,1	16
Лимонное масло	0,84	16
Льняное вареное масло	0,94	15
Маковое масло	0,92	15
Масляная кислота	0,96	15
Мазут	0,89—0,93	—
Машинное масло	0,90—0,95	—
Медный купорос:		
с 15% $CuSO_4+5H_2O$	1,10	15
с 28% $CuSO_4+5H_2O$	1,15	15
Метиланкоголь	0,79	15
Минеральные смазочные масла	0,89—0,93	20
Молоко	1,03	15
Натровая щелочь:		
с 13% NaOH	1,15	15
с 22% NaOH	1,25	15
с 66% NaOH	1,70	15
Нефтяной эфир	0,67	15
Нефть	< 0,885	15
Олеиновая кислота	0,90	15
Оливковое масло (деревянное и прованское масло)	0,92	15
Пальмовое масло	0,91	15
Пиво	1,02—1,04	—
Рапсовое масло сырое	0,92	15
Рапсовое масло очищенное	0,91	15
Ртуть	13,5956	0
Сероуглерод	1,29	15
Серная кислота:		
с 7,5% H_2SO	1,05	15
с 25% »	1,20	15
с 50% »	1,40	15
с 87% »	1,80	15
Сернистая кислота сгущенная	1,49	20
Скипидар	0,87	16
Смоляное масло	0,96	15
Соляная кислота:		
с 10% HCl	1,05	15
» 40% HCl	1,20	15
Соляровое масло	0,878—0,893	—
Сосновое масло сырое	0,85—0,86	15
Спирт древесный	0,8	—
Суренное масло сырое	0,92	15
То же очищенное	0,91	15
Терпентиновое масло	0,87	16
Тресковый жир	0,94	15
Хлористый натрий:		
с 14% NaCl	1,10	15
с 26% »	1,20	15
Хлороформ	1,48	18
Цинковый купорос:		
с 17% $ZnSO_4+7H_2O$	1,10	15
с 55% $ZnSO_4+7H_2O$	1,40	15
Эфир этиловый	0,74	0
Янтарное масло	0,80	15

§ 3. Объем и плотность воды при разных температурах.

Температура °С	Объем	Плотность	Температура °С	Объем	Плотность	Температура °С	Объем	Плотность
0	1,00013	0,99987	35	1,00508	0,99406	90	1,03590	0,96534
4	1,00000	1,00000	40	1,00782	0,99224	100	1,04343	0,95838
10	1,00027	0,99973	50	1,01407	0,98807	150	1,09020	0,91730
15	1,00087	0,99913	60	1,01705	0,98324	200	1,15900	0,86280
20	1,00177	0,99823	70	1,02270	0,97881	250	1,25900	0,79400
30	1,00435	0,99537	80	1,02899	0,97183	300	1,42000	0,70000
						310	1,46000	0,68000
						320	1,51000	0,66000

ДЕП

§ 4. Удельные веса и объемы жидкостей легче воды

Уд. в. жидкости $\frac{15°}{15}$	Объем 1 *кг* в *л*	Уд. в. жидкости $\frac{15°}{15}$	Объем 1 *кг* в *л*	Уд. в. жидкости $\frac{15°}{15}$	Объем 1 *кг* в *л*	Уд. в. жидкости $\frac{15°}{15}$	Объем 1 *кг* в *л*	Уд. в. жидкости $\frac{15°}{15}$	Объем 1 *кг* в *л*
0,600	1,667	0,680	1,470	0,760	1,316	0,845	1,183	0,925	1,081
0,605	1,653	0,685	1,460	0,765	1,307	0,850	1,176	0,930	1,075
0,610	1,639	0,690	1,449	0,775	1,290	0,855	1,169	0,935	1,069
0,615	1,626	0,695	1,439	0,780	1,282	0,860	1,163	0,940	1,064
0,620	1,613	0,700	1,428	0,785	1,274	0,865	1,156	0,945	1,058
0,625	1,600	0,705	1,418	0,790	1,266	0,870	1,149	0,950	1,053
0,630	1,587	0,710	1,408	0,795	1,258	0,875	1,143	0,955	1,047
0,635	1,575	0,715	1,399	0,800	1,250	0,880	1,136	0,960	1,042
0,640	1,562	0,720	1,389	0,805	1,242	0,885	1,130	0,965	1,036
0,645	1,550	0,725	1,379	0,810	1,234	0,890	1,124	0,970	1,031
0,650	1,538	0,730	1,370	0,815	1,227	0,895	1,117	0,975	1,026
0,655	1,527	0,735	1,360	0,820	1,219	0,900	1,111	0,980	1,020
0,660	1,515	0,740	1,351	0,825	1,212	0,905	1,105	0,985	1,015
0,665	1,504	0,745	1,342	0,830	1,204	0,910	1,099	0,990	1,010
0,670	1,493	0,750	1,333	0,835	1,198	0,915	1,093	0,995	1,005
0,675	1,481	0,755	1,324	0,840	1,190	0,920	1,087	1,000	1,000

л в *кг* при 15° относительно воды при 15°

РЕСПУБЛИКАНСКАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ БИБЛИОТЕКА БССР

§ 5. Удельные веса и плотность газов и паров

(при 0° и 760 *мм* ртутного столба).

Наименование газов и паров	Молекулярный вес	Плотность относительно воздуха	Удельный вес *кг/м*³	Наименование газов и паров	Молекулярный вес	Плотность относительно воздуха	Удельный вес *кг/м*³
Азот N_2	28,02	0,968	1,251	Метан CH_4	16,03	0,554	0,716
Алкоголь C_2H_6O	46,05	1,591	2,056	Окись азота NO	30,01	1,07	1,339
Аммиак NH_3	17,03	0,588	0,760	Окись углерода CO	28,0	0,967	1,25
Ацетилен C_2H_2	26,02	0,899	1,162	Пропилен C_3H_6	42,05	1,453	1,877
Бензол C_6H_6	78,05	2,696	3,484	Светильный газ	12,58	0,435	0,562
Водород H_2	2,016	0,070	0,09	Сернистая к-та SO_2	64,06	2,213	31,8
Водяной газ	15,66	0,541	0,699	Сероводород H_2S	34,09	1,178	1,522
Водяной пар H_2O	18,02	0,622	0,804	Двуокись углерода CO_2	44,0	1,520	1,964
Воздух сухой	28,95	1	1,293	Хлористый водород HCl	36,47	1,260	18,09
Генераторный газ	24,25	0,838	1,083	Хлор Cl_2	70,92	2,450	35,18
Закись азота N_2O	44,02	1,521	1,965	Этан C_2H_6	30,05	1,040	14,91
Изобутилен C_4H_8	56,06	1,936	2,503	Этилен C_2H_4	28,03	0,968	1,251
Кислород O_2	32,0	1,105	1,429				
Колошниковый газ	28,48	0,984	1,271				

Состав сухого воздуха: по объему: 21,33% кислорода и 78,67% азота; по весу: 23,58% кислорода и 76,42% азота.

В атмосферном воздухе обычно содержится 0,04% углекислоты (по весу).

РЕСПУБЛИКАНСКАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ БИБЛИОТЕКА БССР

Металлы.

Общие данные.

§ 1. Сравнительная таблица веса металлов.

Металлы	Чугун	Сварочное железо	Литое железо	Литая и прокатная сталь	Красная медь	Желтая медь	Бронза	Цинк	Свинец
Уд. в.	7,25	7,8	7,85	7,86	8,9	8,55	8,6	7,2	11,37
Чугун	1	1,076	1,083	1,084	1,228	1,179	1,186	0,993	1,568
Свар. железо.	0,929	1	1,006	1,008	1,141	1,096	1,103	0,923	1,458
Лит. железо.	0,924	0,994	1	1,001	1,134	1,089	1,096	0,917	1,448

§ 2. Сравнительная таблица веса металлических листов в $кг/м^2$.

Толщина мм	Чугун	Сварочное железо	Литое железо	Литая и прокатная сталь	Красная медь	Желтая медь	Бронза	Цинк	Свинец
1	7,25	7,8	7,85	7,86	8,9	8,55	8,6	7,2	11,37
2	14,50	15,6	15,70	15,72	17,8	17,10	17,2	14,4	22,74
3	21,75	23,4	23,55	23,58	26,7	25,65	25,8	21,6	34,11
4	29,00	31,2	31,40	31,44	35,6	34,20	34,4	28,8	45,48
5	36,25	39,0	39,25	39,30	44,5	42,75	43,0	36,0	56,85
6	43,50	46,8	47,10	47,16	53,4	51,30	51,6	43,2	68,22
7	50,75	54,6	54,95	55,02	62,3	59,85	60,2	50,4	79,59
8	58,00	62,4	62,80	62,88	71,2	68,40	68,8	57,6	90,96
9	65,25	70,2	70,65	70,74	80,1	76,95	77,4	64,8	102,33
10	72,50	78,0	78,50	78,60	89,0	85,50	86,0	72,0	113,70
11	79,75	85,8	86,35	86,46	97,9	94,05	94,6	79,2	125,07
12	87,00	93,6	94,20	94,32	106,8	102,60	103,2	86,4	136,44
13	94,25	101,4	102,05	102,18	115,7	111,15	111,8	93,6	147,81
14	101,50	109,2	109,90	110,04	124,6	119,70	120,4	100,8	159,18
15	108,75	117,0	117,75	117,90	133,5	128,25	129,0	108,0	170,55
16	116,00	124,8	125,60	125,76	142,4	136,80	137,6	115,2	181,92
17	123,25	132,6	133,45	133,62	151,3	145,35	146,2	122,4	193,29
18	130,50	140,4	141,30	141,48	160,2	153,90	154,8	129,6	204,66
19	137,75	148,2	149,15	149,34	169,1	162,45	163,4	136,8	216,03
20	145,00	156,0	157,00	157,20	178,0	171,00	172,0	144,0	227,40
21	152,25	163,8	164,85	165,06	186,9	179,55	180,6	151,2	238,77
22	159,50	171,6	172,70	172,92	195,8	188,10	189,2	158,4	250,14
23	166,75	179,4	180,55	180,78	204,7	196,65	197,8	165,6	261,51
24	174,00	187,2	188,40	188,64	213,6	205,20	206,4	172,8	272,88
25	181,25	195,0	196,25	196,50	222,5	213,75	215,0	180,0	284,25
26	188,50	202,8	204,10	204,36	231,4	222,30	223,6	187,2	295,62
27	195,75	210,6	211,95	212,22	240,3	230,85	232,2	194,4	306,99
28	203,00	218,4	219,80	220,08	249,2	239,40	240,8	201,6	318,36
29	210,20	226,2	227,65	227,94	258,1	247,95	249,4	208,8	329,73
30	217,50	234,0	235,50	235,80	267,0	256,50	258,0	216,0	341,10

§ 3. Сравнительная таблица веса (в *кг*) 1000 *м* проволоки.

Уд. в.: железа—7,65; стали—7,956; красной меди—9,00; желтой меди—8,687.

Толщина *мм*	Железо	Сталь	Красная медь	Желтая медь	Толщина *мм*	Железо	Сталь	Красная медь	Желтая медь
0,14	0,118	0,122	0,139	0,134	1,4	11,78	12,25	13,86	13,37
0,16	0,154	0,160	0,181	0,175	1,6	15,38	16,00	18,10	17,46
0,18	0,195	0,202	0,229	0,221	1,8	19,47	20,25	22,90	22,11
0,20	0,240	0,250	0,283	0,273	2,0	24,03	25,00	28,28	27,29
0,22	0,291	0,302	0,342	0,330	2,2	29,08	30,24	34,21	33,03
0,24	0,346	0,360	0,407	0,393	2,5	37,55	39,05	44,18	42,65
0,26	0,406	0,422	0,478	0,461	2,8	47,10	48,99	55,42	53,47
0,28	0,471	0,490	0,554	0,535	3,1	57,74	60,05	67,93	65,55
0,31	0,577	0,600	0,679	0,656	3,4	69,46	72,23	81,71	78,85
0,34	0,695	0,722	0,817	0,789	3,8	86,76	90,02	102,1	98,52
0,37	0,823	0,855	0,968	0,934	4,2	105,99	110,23	124,7	120,3
0,40	0,961	1,000	1,131	1,092	4,6	127,14	132,22	149,6	144,4
0,45	1,217	1,265	1,431	1,382	5,0	150,21	156,22	176,7	170,6
0,50	1,502	1,562	1,767	1,706	5,5	181,75	189,02	213,8	206,4
0,55	1,817	1,890	2,138	2,064	6,0	216,30	224,95	254,5	245,6
0,60	2,163	2,249	2,545	2,456	6,5	253,85	264,01	298,6	288,3
0,70	2,944	3,062	3,464	3,343	7,0	294,41	306,19	346,4	334,3
0,80	3,845	3,999	4,524	4,367	7,6	347,04	360,92	408,3	394,1
0,90	4,867	5,061	5,726	5,526	8,2	404,00	420,16	475,3	458,8
1,00	6,008	6,249	7,069	6,823	8,8	465,28	483,89	547,4	528,4
1,10	7,270	7,561	8,553	8,256	9,4	530,89	552,13	624,6	602,9
1,20	8,652	8,998	10,18	9,825	10,0	600,83	624,86	706,9	682,3
1,30	10,154	10,560	11,95	11,53					

§ 4. Листовые и проволочные калибры разных стран (в *мм*).

№ калибра	Герм. листовой калибр	Америк. листовой калибр	Англ. листовой и провол. калибр	Франц. листовой и провол. калибр	№ калибра	Герм. листовой калибр	Америк. листовой калибр	Англ. листовой и провол. калибр	Франц. листовой и провол. калибр
0000	—	10,312	11,531	—	14	1,75	1,981	2,108	2,2
000	—	9,525	10,795	—	15	1,50	1,778	1,829	2,4
00	—	8,738	9,652	—	16	1,375	1,588	1,651	2,7
0	—	7,950	8,636	—	17	1,250	1,430	1,473	3,0
1	5,50	7,137	7,620	0,6	18	1,125	1,270	1,245	3,4
2	5,00	6,756	7,213	0,7	19	1,000	1,113	1,067	3,9
2/2	—	—	—	—	20	0,875	0,953	0,889	4,4
2/4	—	—	—	—	21	0,750	0,874	0,813	4,9
2/6	—	—	—	—	21½	0,688	—	—	—
2/8	—	—	—	—	22	0,625	0,795	0,711	5,4
3	4,50	6,350	6,579	0,8	22½	—	—	—	—
3/1	—	—	—	—	23	0,562	0,714	0,635	5,9
3/4	—	—	—	—	24	0,500	0,635	0,559	6,4
3/7	—	—	—	—	25	0,438	0,556	0,508	7,0
4	4,25	5,944	6,045	0,9	26	0,375	0,478	0,457	7,6
4/5	—	—	—	—	27	0,300	0,437	0,406	8,2
5	4,00	5,563	5,588	1,0	28	—	0,396	0,356	8,8
5/5	—	—	—	—	29	—	0,358	0,330	9,4
6	3,75	5,156	5,154	1,1	30	—	0,318	0,310	10,0
7	3,50	4,775	4,572	1,2	31	—	0,277	0,280	—
8	3,25	4,367	4,191	1,3	32	—	0,257	0,249	—
9	3,00	3,962	3,759	1,4	33	—	0,239	0,221	—
10	2,75	3,581	3,404	1,5	34	—	0,218	0,196	—
11	2,50	3,175	3,048	1,6	35	—	0,198	0,175	—
12	2,25	2,769	2,769	1,8	36	—	0,178	0,155	—
13	2,00	2,388	2,413	2,0	37	—	0,168	—	—

§ 5. Методы исследования и испытания металлов*.

(Извлечение из Технических условий НКПС, изд. 1924 г.)

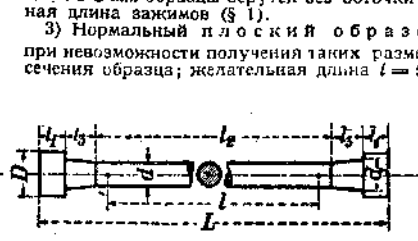
1) Испытание на растяжение (разрыв). 001 ТУ 24,1. 1) Образцы круглого, а при невозможности—плоского сечения вырезаются в холодном состоянии без всякой проковки и прессовки. Длина l (черт. 1 и 2) размечается на сантиметры на образце (§§ 1, 2 и 3).

2) Нормальные к р у г л ы е о б р а з ц ы имеют след. размеры в *мм* (черт. 1):

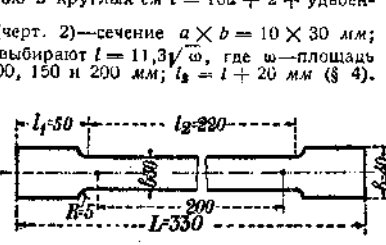
Размеры по черт. 1	L	l	l_2	l_3	l_1	D	d	d_1
Тип 1	310	200	220	25	20	32	20	23
» 2	250	150	170	25	15	26	15	18
» 3	180	100	120	25	10	20	10	13

При материале, где $d < 10$ *мм*, или при невозможности снабдить головку заплечиками в 3 *мм* образцы берутся без обточки длиною в круглых *см* $l = 10d + 2 +$ удвоенная длина зажимов (§ 1).

3) Нормальный п л о с к и й о б р а з е ц (черт. 2)—сечение $a \times b = 10 \times 30$ *мм*; при невозможности получения таких размеров выбирают $l = 11{,}3\sqrt{\omega}$, где ω—площадь сечения образца; желательная длина $l = 50$, 100, 150 и 200 *мм*; $l_2 = l + 20$ *мм* (§ 4).



Черт. 1.

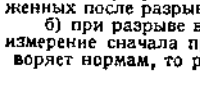


Черт. 2.

4) О т н о с и т е л ь н о е у д л и н е н и е образцов δ вычисляется в процентах с точностью до $0{,}1\%$. Абсолютное удлинение определяется:

а) при разрыве в средних двух четвертях длины образца—измерением плотно сложенных после разрыва частей за вычетом длины образца до разрыва;

б) при разрыве в крайней четверти образца с n четным числом делений (черт. 3) измерение сначала производится вышеописанным способом; если результат не удовлетворяет нормам, то разрешается определять удлинение, производя измерение два раза:



Черт. 3.

в первый раз измеряется длина $\frac{n}{2}$ делений от a вправо (в сторону более длинной части образца), во второй раз— $\frac{n}{2}$ делений от b вправо. При нечетном числе делений измеряется длина $\frac{n+1}{2}$ делений вправо от a и длина $\frac{n-1}{2}$ делений вправо от b. Разность суммы двух измерений и расчетной длины дает абсолютное удлинение (§ 5).

5) При разрыве вне расчетной длины или на расстоянии до 0,1 длины от края образец считается не удавшимся и испытание повторяется по изготовлении нового образца (§ 6).

6) Временное сопротивление R определяется с точностью до 0,1 *кг/мм²* (§ 7).

7) Относительное сужение δ определяется непосредственным измерением сечений; точность вычислений—$0{,}1\%$ (§ 8).

2) Испытание на удар. 003 ТУ 24. 1) Копер по размерам должен соответствовать наибольшей ударной работе 5 *т · м*; вес стула под бабу не менее 15 *т* (§ 1); части стула для опоры испытываемых рельсов закругляются радиусом ок. 50 *мм*, расстояние между опорными линиями—1,05 *м* с допуском ± 5 *мм*; для испытания колесных центров и бандажей радиус закругления около 150 *мм*, для осей—ок. 100 *мм* (§ 2). Баба копра—из чугуна или стали весом 500 *кг*; допуск ± 3 *кг* (§ 3).

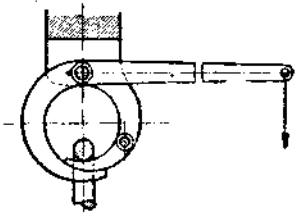
2) В ы в е р к а. Линия падения ц. т. должна находиться посредине между направляющими; отношение длины направляющей части бабы к расстоянию между направляющими не должно превышать 2; направляющие д. б. вертикальны, а положение бабы в них—правильным; линия ц. т. бабы должна совпадать с точкой удара по предмету, чтобы удар не был косым (§ 4).

---

* Некоторые методы испытаний металлов даны в ОСТ 1682—1697 «Пробы технологические».

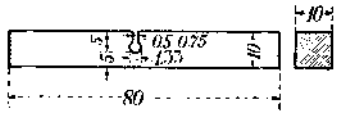
3) Расцепка бабы производится приспособлением, указанным на черт. 4. Высота падения считается от точки удара до высшего положения ударяющего ребра поднятой бабы (§ 5).

3) Испытание на хрупкость. 004 ТУ 24. 1) Испытание производится маятником на копре Шарпи или на каком-либо другом приборе, позволяющем достаточно точно измерять работу излома образца (§ 1).



Черт. 4.

2) Образец (черт. 5) снабжается надрезом, обращенным при испытании в сторону, противоположную удару маятника (§ 2); расстояние между опорами—60 *мм* (§ 3).



Черт. 5.

3) Вычисление работы, затраченной на излом, производится в виду постоянства высоты падения маятника по приложенной к копру таблице, в зависимости от угла, на к-ром остановилась стрелка маятника при ударе (§ 4).

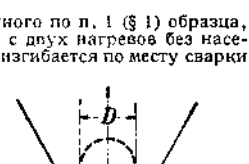
4) Испытание на загиб, отсутствие закалки, сварку, расклепывание, излом и прогиб. 005 ТУ 24. 1) Образцы из железа или стали толщиною до 25 *мм* и из меди всякой толщины, длиною около 300 *мм*, шириною 40—50 *мм*. В случае, если ширина предмета $<$ 40 *мм*, то образец делается шириною, равной ширине предмета. Из железа или стали толще 25 *мм* вытачивается круглый образец (§ 1).

2) Загиб. Предварительный загиб делается между роликами или на матрице с углублением из двух сходящихся плоскостей под углом в 60° с помощью клина, закругленного с рабочего конца. Клин накладывается на образец против средины его и вгоняется прессом или ударами молотка. Образец, загнутый под углом около 60°, загибается дальше молотом или прессом или до полного соприкосновения противоположных краев (загиб вплотную), или же вокруг круглого стержня диаметра, указанного в соответствующих технических условиях, до параллельности противоположных краев (изгиб на 180°). Допускается положение прокладок толщиной, равной диаметру вышеуказанного стержня. При отсутствии пресса и матрицы по соглашению с поставщиком допускается загиб и без их помощи (§ 2).

3) Загиб в горячем состоянии производится при светло-красном калении (800—850° С) (§ 3).

4) Испытание на неспособность принимать закалку состоит в нагреве описанных в п. 1 (§ 1) образцов до 800—850° С и охлаждении их в воде с темп-рой 25—30° С. Затем охлажденный образец изгибается во всем согласно п. 2 (§ 4).

5) Испытание на сварку состоит в загибе изготовленного по п. 1 (§ 1) образца, разрубленного на две части и сваренного ласкою внахлестку с двух нагревов без насечек и всякого посредствующего средства, кроме песка. Образец изгибается по месту сварки перпендикулярно плоскости сварки в холодном состоянии на угол 120° при внутреннем радиусе закругления, равном толщине образца (§ 5).



Черт. 6.

6) Расклепка. Образец цилиндрической формы ($H = 2D$) при осадке ударами молота или прессом до $^1/_2$ или $^1/_3 H$ в холодном состоянии не должен давать трещин и рванин (§ 6).

7) Строение излома должно быть однородное и соответствующее ту (§ 7).

8) Прогиб. После удаления груза или давления пресса, определенных соответствующими ту, упругая стрела прогиба и остаточная деформация должны соответствовать нормам (§ 8).

5) Испытание на твердость. 006 ТУ 24. 1) При материале толще 6 *мм* диаметр вдавливаемого стального шарика (черт. 6) $D = 10$ *мм*, при материале тоньше 6 *мм* $D = 5$ *мм*. Для черных металлов вес груза $P = 30D^2$ *кг*, для цветных $P = 10D^2$ *кг*.

Продолжительность нагрузки 30 ск., для особо твердых металлов 10—15 ск. Установка шарика указана на черт. 6 (§ 1).

2) Твердость вычисляется по диаметру d углубления, согласно ф-ле:

$$H = \frac{2P}{\pi D(D - \sqrt{D^2 - d^2})},$$

где P в *кг*, D и d в *мм*; d определяется с точностью до 0,01 *мм* (§ 2 и 4).

б) Химический анализ, макро- и микроструктуры. 008 ТУ 24. 1) Пробы для химического анализа берутся в виде стружки, снимаемой на строгальном или сверлильном станке, или в виде опилок, снимаемых ножовкой или напильником (§ 1).

2) При однородном строении предмета по толщине стружка снимается на строгальном станке, при разнородном—на сверлильном станке (§ 2).

3) Для испытания на макроструктуру приготовляется выровненное и отшлифованное сечение, при чем пробы вырезаются так, чтобы они отвечали условию максимально выраженной неоднородности. В большинстве случаев такому условию отвечают поперечные пробы в виде пластин (темплеты) (§ 3).

4) Для испытания на микроструктуру также берут сечение поперечное: в нем наиболее сильна микроскопическая неоднородность в зависимости от химического состава и степени обработки (§ 4).

7) Предохранение металлов от ржавления—достигается в большинстве случаев обработкой их поверхности и добавкой других металлов в виде сплава.

Обработка поверхности металла производится след. обр. Покрытие металлом—оловом, цинком, медью, алюминием, никелем, свинцом и т. д. Покрываемая поверхность тщательно очищается от ржавчины, жира и масла путем обработки растворами, наждачной бумагой, песком; предохранительный металлический покров наносится либо погружением в расплавленный металл (цинк, олово, свинец), либо электрическим путем (медь, никель, хром), либо набрызгом сжатым воздухом металла (меди, алюминия, цинка), расплавленного пламенем вольтовой дуги или кислородно-газовой горелки. Весьма распространена окраска металлов; масляные краски (свинцовый сурик, железный сурик, медянка и пр.) наносятся одним или двумя слоями после предварительной огрунтовки поверхности; окраска смолой, асфальтом, лаками производится по предварительно подогретой поверхности. При хранении изделий на складах применяют обмазку их вазелином, тавотом и салом. Предохранение железа от ржавчины приплавкой достигается путем сплавления его с хромом, никелем, кремнием.

Черные металлы.

А. ОБЩИЕ ДАННЫЕ.

§ 1. Классификация.

1) **Чугун**—содержит углерода более 2,6%; не поддается ковке, хрупок. Серый чугун имеет поверхность излома серую; сложение крупно- и мелкозернистое. Большая часть углерода выделяется вследствие влияния кремния после застывания в виде графита. В расплавленном состоянии жидок и хорошо заполняет формы; плавится сразу при 1200°; поддается обработке инструментами. Белый чугун имеет поверхность излома белую, с сильным блеском; сложение мелкозернистое и листовое; весь углерод химически связан; тверже и хрупче, чем серый чугун; совершенно нековок, не поддается обработке стальными инструментами; в расплавленном состоянии очень густ, отливке поддается плохо. Идет на выделку железа и стали; плавится при 1 050°. Половинчатый чугун—по составу и характеру поверхности излома занимает среднее положение между серым и белым чугуном.

2) **Сталь.** Это понятие объединяет все сорта железа, допускающие проковку без последующей обработки; марки стали—см. стр. 26. Содержание углерода в стали—от 0 до 1,5%; строение зернистое, цвет излома светло-серый; сталь хорошо куется, поддается обработке инструментами, при нагревании постепенно размягчается до расплавления. Литая сталь изготовляется в расплавленном состоянии; количество шлаков незначительно. Сварочная, или пуддинговая, сталь изготовляется из металла в тестообразном состоянии, содержит вкрапления шлаков; обладает хорошей свариваемостью.

§ 2. Влияние примесей.

1) **Углерод**—содержится в чугуне в количестве от 2,6 до 6%; в стали—от 0 до 1,5%; сорта, содержащие углерода от 1,5 до 2,6%, вырабатываются редко. Значительная примесь углерода делает металл хрупким, нековким; с уменьшением углерода повышаются вязкость и ковкость, одновременно понижается сопротивление на разрыв; так, напр., для чистого железа временное сопротивление разрыву составляет 3 500 *кг/см²* и удлинение равно 30—35%, а при содержании 1% углерода сопротивление на разрыв составляет 8 000 *кг/см²*, удлинение падает до 4—5%; у чугука удлинение равно нулю.

2) **Кремний**—понижает вязкость стали и повышает ее прочность; это влияние обнаруживается лишь при содержании кремния в 0,6%; наибольшей величины сопротивление достигает при 4%-ном содержании кремния; при дальнейшем увеличении его содержания сопротивление уменьшается; от примеси кремния значительно уменьшаются ковкость стали и способность к свариванию.

3) **Фосфор**—в количестве до 0,5% увеличивает сопротивление стали разрыву, при более высоком содержании сопротивление уменьшается; предел упругости на каждые 0,1% фосфора повышается почти на 2 700 *кг/см²*; сопротивление изгибу падает с увеличением содержания фосфора; при содержании последнего свыше 0,24% сталь становится особенно хрупкой. Твердость возрастает приблизительно пропорционально содержанию

фосфора, так же растет и электрическое сопротивление. Фосфор сообщает ковкому железу холодный излом при содержании свыше 0,3%.

4) **Марганец**—увеличивает твердость, прочность и вязкость железа, уменьшает способность к свариванию, способствует удалению серы из железа. Содержание в 0,7% является наилучшим в случае прокатки и ковки; при 1% способность к свариванию утрачивается совершенно.

5) **Сера**—придает железу красноломкость, понижает свариваемость, вязкость и делает его при плавке густым.

6) **Никель**—понижает ржавение стали, а при 25% никеля сталь не ржавеет. Он повышает прочность, твердость и вязкость.

7) **Вольфрам, титан, хром, молибден, ванадий**—улучшают различные свойства стали; их прибавкой получают различные специальные сорта стали.

Б. ЧЕРНЫЕ МЕТАЛЛЫ И ИЗДЕЛИЯ ИЗ НИХ.

(Извлечения из общесоюзных стандартов и технических условий НКПС.)

§ 1. Чугуны уральские древесноугольные (ОСТ 499).

(В таблицах дано содержание элементов в %)*.

А. **Чугун литейный**—представляет собой доменный чугун с содержанием фосфора свыше 0,1%, предназначаемый для потребностей литейных мастерских.

Марки	Si от—до	Mn от—до	P от—до	S до
№ 0	2,0 —2,5	0,25—1,50	0,12—0,8	0,02
№ 1	1,75—2,0	0,25—1,25	0,12—0,8	0,02
№ 2	1,5 —1,75	0,25—1,0	0,12—0,8	0,03
№ 3	1,25—1,50	0,25—1,0	0,12—0,8	0,04

Примечания. 1. По особому соглашению выплавляется чугун с гарантированным содержанием серы не свыше 0,01%. 2. Содержание фосфора и марганца следует особо оговаривать в виду широких пределов возможного их содержания.

Б. **Чугун гематитовый-марганцовистый**—представляет собой выплавляемый из бакальских руд чугун, с содержанием фосфора не свыше 0,1% и серы не свыше 0,02%, при повышенном содержании марганца, предназначаемый для потребностей литейных мастерских.

Марки	Si от—до	Mn от—до	P до	S до
№ 0	2,0 —2,5	2,0 —2,5	0,10	0,02
№ 1	1,75—2,0	1,75—2,0	0,10	0,02
№ 2	1,5 —1,75	1,5 —1,75	0,10	0,02
№ 3	1,25—1,5	1,25—1,5	0,10	0,02

В. **Чугун гематитовый**—представляет собой литейный чугун, с содержанием фосфора не свыше 0,12%, выплавляемый из смеси руд местной, гороблагодатской и высокогорской.

Марки	Si от—до	Mn до	P до	S до
№ 0	2,0 —2,5	0,6	0,12	0,03
№ 1	1,75—2,0	0,6	0,12	0,03
№ 2	1,5 —1,75	0,6	0,12	0,04
№ 3	1,25—1,5	0,5	0,12	0,04

Примечание. По особому соглашению выплавляется чугун с меньшим содержанием фосфора и серы.

Г. **Чугун передельный**—представляет собой чугун в жидком или твердом состоянии, идущий для потребностей цехов мартеновского и бессемеровского.

Наименование	Si от—до	Mn от—до	P до	S до
Из бакальских руд 1	1,2—2,0	1,0—2,0	0,08	0,04
Из бакальских руд 2	0,2—1,2	0,7—1,5	0,08	0,04
Из других руд 1	1,2—2,0	1,7	0,60	0,05
Из других руд 2	0,2—1,2	1,5	0,60	0,05

Примечания. 1. По особому соглашению выплавляется чугун с гарантированным содержанием фосфора не свыше 0,05% и серы не свыше 0,01%. 2. Содержание фосфора и марганца следует особо оговаривать в виду широких пределов возможного их колебания.

* Чугуны указанных в стандарте наименований с иным составом считаются нестандартными. Они могут быть выпущены на рынок лишь в виде исключения и предъявляться потребителю только при его на то предварительном согласии.

Д. Чугун специальный, уральский древесноугольный,—представляет собой литейный чугун для производства отливок, известных под названием «ковких», или для отливки валков бумажного производства, прокатных и мельничных.

Наименование	Si от—до	Mn от—до	P от—до	S до
Для ковких отливок	0,2—0,7	0,12—0,30	0,10—0,15	0,03
Ковкий серый	0,7—1,5	0,12—0,35	0,10—0,15	0,03
Для прокатных валков	0,4—1,0	0,40—0,80	0,25	0,03

§ 1-а. Чугуны южные коксовые (ОСТ 497).

(В таблицах дано содержание элементов в %) *.

А. Чугун литейный—представляет собой доменный чугун с содержанием фосфора свыше 0,1%, предназначаемый для потребностей литейных мастерских.

Марки	Si от—до	Mn от—до	P от—до	S до
№ 00	3,5—4,5	0,5—0,8	0,1—0,3	0,03
№ 0	3,0—3,5	0,5—0,8	0,1—0,3	0,03
№ 1	2,5—3,0	0,5—0,8	0,1—0,3	0,03
№ 2	2,0—2,5	0,5—0,8	0,1—0,3	0,04
№ 3	1,5—2,0	0,5—0,8	0,1—0,3	0,06

Б. Чугун гематитовый—представляет собой доменный чугун с содержанием фосфора не свыше 0,1%, предназначаемый для потребностей литейных мастерских.

Марки	Si от—до	Mn от—до	P до	S до
№ 00	3,5—4,5	0,3—0,8	0,1	0,03
№ 0	3,0—3,5	0,3—0,8	0,1	0,03
№ 1	2,5—3,0	0,3—0,8	0,1	0,03
№ 2	2,0—2,5	0,3—0,8	0,1	0,04
№ 3	1,5—2,0	0,3—0,8	0,1	0,06

Примечания. 1. По особому соглашению содержание марганца м. б. повышено до 1,5%. 2. По особому соглашению содержание фосфора м. б. ограничено до 0,08%.

В. Чугун передельный—представляет собой чугун в жидком или твердом состоянии, идущий для потребностей цехов мартеновского и бессемеровского.

Наименование	Si от—до	Mn от—до	P до	S до
Бессемеровский	1,25—2,0	1,0—1,5	0,08	0,05
Мартеновск. 1	1,2 —2,0	1,2—2,5	0,30	0,08
Мартеновск. 2	0,5 —1,2	1,2—2,5	0,30	0,08

Примечание. По особому соглашению мартеновский чугун поставляется с 3%-ным содержанием марганца. Верхний предел содержания фосфора и серы м. б. понижен.

Г. Чугун специальный—представляет собой чугун, предназначенный для добавки к основным материалам в шихту при производстве стали и литья.

Наименование	Si свыше—до	Mn от—до	P до	S до
Ферросилиций	10,0—14,0	1—4	0,18	0,05
Зеркальный низкопроцентный	0,3—1,0	10—14	0,18	0,05
Зеркальный высокопроцентный	0,3—1,5	18—22	0,18	0,03
Ферромеганган	0,3—1,5	75—82	0,40	0,03
Силико-шпигель	10,0—12,0	18—21	0,18	0,04

§ 2. Ковкий чугун.

Ковкий чугун получается отжигом белого чугуна, чем достигается вязкость, ковкость и легкость обработки. Согласно ОСТ 580, в зависимости от свойств и качества различаются 3 класса ковкого чугуна: 1-й—американский ковкий чугун, получающийся преимущественно из пламенных печей и отжиганием отливок в нейтральной среде (песке); 2-й—европейский ковкий чугун повышенного качества; 3-й—обыкновенный европейский.

* См. выноску на предыдущ. стр.

ковкий чугун. Последние два типа получаются преимущественно из вагранок и отжиганием в окисляющей среде (руде).

Механические свойства д. б.—как указано в таблице.

Минимальный угол загиба контрольного бруска определенной формы (см. ОСТ 580) до появления трещины д. б.: для 1-го класса—120°, для 2-го—75° и для 3-го—35°.

При скручивании свободный конец зажатого в тиски контрольного бруска должен повернуться вокруг продольной оси не менее чем на 360°. Твердость отливок ковкого чугуна д. б (по Бринелю) для 1-го класса 110—130, а для 2-го и 3-го классов—до 200.

Класс чугуна	1-й	2-й	3-й
Мин. времен. сопротивления на разрыв . . . . . *кг/мм²*	30	30	30
Мин. удлинение. . %	6	4	2

Рекомендуемый химический состав должен колебаться в след. пределах (в %).

Класс чугуна	C *	Mn	Si	P	S
Первый	до 2,9	до 0,4	0,6—1,4	до 0,22	до 0,08
Второй и третий . . .	» 2,9	» 0,4	0,6—1,1	» 0,22	» 0,20

* В отожженных отливках.

§ 3. Изделия из ковкого чугуна. Извлечение из 319 ТУ 29.

1) Изделия из ковкого чугуна должны иметь поверхность возможно чистую, без прогаров, трещин, раковин, шлаковин, пузырей и пористости (§ 1).

2) Изделия из ковкого чугуна для автоматических тормозов и др. сложных изделий, где требуется воздухонепроницаемость, подвергаются, кроме вышеуказанных испытаний, также испытанию на воздухонепроницаемость под давлением воздуха в 10 атм., если в заказе не обусловлено иное давление (§ 6).

§ 4. Литье чугунное. Извлечение из ОСТ 970.

1) Чугунные отливки изготовляются из след. марок чугуна: а) для особо ответственных деталей—из марки ЧЛ1; б) для ответственных деталей—из марки ЧЛ2; в) для второстепенных, малоответственных деталей—из марки ЧЛ3; г) для неответственных деталей—из марки ЧЛ4.

2) Литье должно быть хорошо очищено от формовочной земли, заусениц и пр.

3) Литье в изломе должно иметь мелкозернистое однородное строение темно-серого цвета.

4) Чугунные отливки ответственного назначения, подвергающиеся высоким напряжениям (выше 4 атм. манометрического давления), должны иметь плавные переходы с заполненными углами.

5) Чугунные отливки не должны иметь недостатков, препятствующих их употреблению или дальнейшей обработке. Поверхностные раковины и др. недостатки, не превышающие по глубине половины толщины стенки, м. б. заварены, за исключением мест, подвергающихся износу (трущихся).

6) Чугунное литье должно соответствовать принятому к исполнению чертежу с допусками, обозначенными в нем.

7) Чугунное литье должно обладать след. механическими свойствами, определяемыми посредством испытания на статический изгиб круглых образцов длиной 650 *мм*, диаметром 30 *мм*, при расстоянии между опорами в 600 *мм*:

Марка	ЧЛ1	ЧЛ2	ЧЛ3	ЧЛ4
Времен. сопротивл. изгибу (в *кг/мм²*)	32	28	24	не испытывается
Стрела прогиба (в *мм*) . . .	8	6	4	

Примечание. Временное сопротивление при изгибе определяется по ф-муле: $R = 0{,}0567P$, где P—нагрузка при разрушении образца.

§ 5. Сталь прокатная углеродистая.

Сталь прокатная углеродистая по ОСТ 4125 должна удовлетворять след. условиям:

Условные обозначения (марки) стали	Времен. сопротивлен. растяж. σ_b в кг/мм²	Относит. удлинение в % не менее: для длинного нормального или пропорционального образца δ_{10}	Относит. удлинение в % не менее: для короткого нормального или пропорционального образца δ_5	Загиб в холодном состоянии на 180°: толщина оправки d при толщине образца a	Основные виды изготовляемого проката: обкатаяболванка и заготовка	круглый, квадратный, полосовой	фасонный	широкополосный (универсальный)	листовой
Ст. 0	—	—	—	$d = 2a$	●	●	●		●
Ст. 1 норм.	32 до 40	28	33	$d = 0$	●	●		●	●
Ст. 2 норм.	34 до 42	26	31	$d = 0$	●	●			●
Ст. 2 пониж.	34 до 42	23	27	$d = 0$	●	●			●
Ст. 3 повыш.	38 до 45	24	28	$d = 0$		для заклепок			
Ст. 3 норм.	38 до 45	22	26	$d = 0{,}5a$	●	●	●	●	●
Ст. 3 пониж.	38 до 45	19	23	$d = a$	●	●	●	●	●
Ст. 4 норм.	42 до 50	20	24	$d = 2a$	●	●	●	●	●
Ст. 4 пониж.	42 до 50	16	20	$d = 2a$	●	●	●	●	●
Ст. 5 повыш.	50 до 60	18	22	$d = 2a$	●	●	●	●	●
Ст. 5 норм.	50 до 60	16	20	$d = 3a$	●	●	●	●	●
Ст. 5 пониж.	50 до 60	14	17	—	●	●	●	●	●
Ст. 6 норм.	60 до 70	12	14	—	●	●			
Ст. 6 пониж.	60 до 70	10	12	—	●	●			

§ 6. Железо круглое (сортамент по ОСТ 8, 9-е изд.).

Диаметр мм	Площадь попер. сечения мм²	Теорет. вес кг/м	Диаметр мм	Площадь попер. сечения мм²	Теорет. вес кг/м	Диаметр мм	Площадь попер. сечения мм²	Теорет. вес кг/м
9,5	71	0,56	26	531	4,17	55	2 376	18,65
10	79	0,62	27	573	4,49	58	2 642	20 74
11	95	0,75	28	616	4,83	60	2 827	22,20
12	113	0,89	30	707	5,55	65	3 318	26,05
13	133	1,04	32	804	6,31	70	3 848	30,21
14	154	1,21	33	855	6,71	75	4 418	34 68
15	177	1,39	34	908	7,13	80	5 027	39,46
16	201	1,58	36	1 018	7,99	85	5 675	44,54
17	227	1,78	38	1 134	8,90	90	6 362	49 94
18	254	2,00	39	1 195	9,38	95	7 088	55 64
19	284	2,23	40	1 257	9,87	100	7 854	61,65
20	314	2,47	42	1 385	10,83	110	9 503	74 60
21	346	2,72	45	1 590	12,49	120	11 310	88 78
22	380	2,98	48	1 810	14,21	130	13 273	104,19
24	452	3,55	50	1 964	15,41	140	15 394	120,84
25	491	3,85	52	2 124	16,67	150	17 672	138,72

Нормальная длина прутков круглого железа—от 4 до 6 *м*. При заказах могут оговариваться строго определенные длины, но не более след.:

При диам. . . . *мм*	9,5 до 32	33 до 50	52 до 75	80 до 110	120 до 150
Длина . . . . . *м*	12	9	8	7	5,5

Примечание. По соглашению сторон наибольшие длины м. б. увеличены для железа диам. от 9,5 до 40 *мм*—до 18 *м*, а при диам. от 50 до 100 *мм*—до 7,5 *м*.

Допуски. 1. Для железа обычной точности прокатки отклонения по диам.: при диам. от 9,5 до 20 *мм* включ. ±0,5 *мм*, а свыше 20 *мм* ±3%. Разность между наибольшим и наименьшим диам. в одном сечении (допуск на овальность) не должна превышать: при диам. от 9,5 до 20 *мм* включ. 0,5 *мм*, а свыше 20 *мм* 3%. 2. Для железа повышенной точности прокатки см. ОСТ 8.

Отклонения по длине: при длине до 4 *м* +50 *мм*, свыше 4 *м* +100 *мм*.

§ 7. Железо шинное (сортамент по ОСТ 11).

Шинным железом называется железо прямоугольного сечения с закругленными краями, сматываемое в мотки.

Ширина *мм*	Толщина *мм*				Ширина *мм*	Толщина *мм*				Ширина *мм*	Толщина *мм*			
40	5	6	8	10	50	5	6	8	10	60	5	6	8	10
45	5	6	8	10	55	5	6	8	10	65	5	6	8	10

Допуски. А. В ширине ± 3%. Б. В толщине ± 0,5 *мм*.

§ 8. Железо обручное (сортамент по ОСТ 12).

Обручным железом называется железо прямоугольного сечения с острыми краями, толщиной не свыше 3,5 *мм*, сматываемое в мотки.

Ширина *мм*	№ метр. калибра									
	35	30	25	22	19	17	15	13	11	9
	Толщина *мм*									
	3,5	3,0	2,5	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3	1,1	0,9
	Теоретический вес 1 *п. м.* (в *кг*)									
12	0,330	0,283	0,236	0,207	0,179	0,160	0,141	0,123	0,104	0,085
16	0,440	0,377	0,314	0,276	0,239	0,214	0,188	0,163	0,138	0,113
20	0,550	0,471	0,393	0,345	0,298	0,267	0,236	0,204	0,173	0,141
22	0,604	0,518	0,432	0,380	0,328	0,294	0,259	0,225	0,190	0,155
25	0,687	0,589	0,491	0,432	0,373	0,334	0,294	0,255	0,216	0,177
30	0,824	0,707	0,581	0,518	0,447	0,400	0,353	0,306	0,259	0,212
35	0,962	0,824	0,687	0,604	0,522	0,467	0,412	0,357	0,302	0,247
40	1,099	0,942	0,785	0,691	0,597	0,534	0,471	0,408	0,345	—
45	1,236	1,060	0,883	0,777	0,671	0,601	0,530	0,459	0,389	—
50	1,374	1,178	0,989	0,864	0,746	0,667	0,589	0,510	0,432	—
55	1,511	1,295	1,080	0,950	0,820	0,734	0,648	0,561	0,475	—
60	1,649	1,413	1,178	1,036	0,895	0,801	0,707	0,612	0,518	—
65	1,786	1,531	1,276	1,123	0,970	0,867	0,766	0,663	0,561	—
70	1,923	1,649	1,374	1,209	1,044	0,934	0,824	0,714	0,604	—
75	2,061	1,766	1,472	1,295	1,119	1,001	0,883	—	—	—
80	2,198	1,884	1,570	1,382	1,193	1,068	0,942	—	—	—
90	2,473	2,120	1,766	1,554	1,342	1,201	1,060	—	—	—
100	2,748	2,355	1,963	1,727	1,492	1,335	1,178	—	—	—

В стандартный сортамент входят лишь те размеры, вес к-рых указан в таблице.

Допуски А. В ширине: для ширины до 30 *мм* вкл. ±1 *мм*; свыше 30 *мм* ±3%

Б. В толщине—менее разницы между данным и ближайшим большим или меньшим размерами.

§ 9. Железо полосовое (сортамент по ОСТ 13).

Полосовым железом называется железо прямоугольного сечения с острыми краями шириной от 12 *мм* до 200 *мм*.

Ширина (в *мм*)	Толщина в *мм*																	
	4	5	6	7	8	10	12	14	16	18	20	22	25	30	35	40	50	60
	Теоретический вес 1 *п. м* (в кг)																	
12	0,377	0,471	0,565															
14	0,440	0,550	0,659	0,769														
16	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005													
18	0,565	0,707	0,848	0,989	1,130													
20	0,628	0,785	0,942	1,099	1,256	1,570												
22	0,691	0,864	1,036	1,209	1,382	1,727	2,072											
25	0,785	0,981	1,178	1,374	1,570	1,963	2,355	2,748	3,140									
30	0,942	1,177	1,413	1,648	1,884	2,355	2,826	3,297	3,768									
35	1,099	1,374	1,649	1,923	2,198	2,748	3,297	3,847	4,396	4,946								
40	1,256	1,570	1,884	2,198	2,512	3,140	3,768	4,396	5,024	5,652	6,280	6,908	7,850					
45	1,413	1,766	2,120	2,473	2,826	3,533	4,239	4,946	5,652	6,359	7,065	7,772	8,830					
50	1,570	1,962	2,355	2,748	3,140	3,925	4,710	5,495	6,280	7,065	7,850	8,635	9,813	11,775	13,738			
55	1,727	2,159	2,591	3,022	3,454	4,318	5,181	6,045	6,908	7,772	8,635	9,499	10,794	12,953	15,111			
60	1,884	2,355	2,826	3,297	3,768	4,710	5,652	6,594	7,536	8,478	9,420	10,362	11,775	14,130	16,485			
65	2,041	2,551	3,062	3,572	4,082	5,100	6,123	7,144	8,164	9,185	10,205	11,226	12,756	15,308	17,859			
70	2,198	2,747	3,297	3,847	4,396	5,495	6,594	7,693	8,792	9,891	10,990	12,089	13,738	16,485	19,233	21,980		
75	2,355	2,944	3,532	4,121	4,710	5,887	7,065	8,242	9,420	10,598	11,775	12,953	14,719	17,663	20,606	23,550		
80	2,512	3,140	3,768	4,396	5,024	6,280	7,536	8,792	10,048	11,304	12,560	13,816	15,700	18,840	21,980	25,120	31,400	
90	2,826	3,532	4,239	4,946	5,652	7,065	8,478	9,891	11,304	12,717	14,130	15,543	17,662	21,195	24,728	28,260	35,325	
100	3,140	3,925	4,710	5,495	6,280	7,850	9,420	10,990	12,560	14,130	15,700	17,270	19,625	23,550	27,475	31,400	39,250	47,100
110	3,454	4,317	5,181	6,045	6,908	8,635	10,362	12,089	13,816	15,543	17,270	18,997	21,588	25,905	30,223	34,540	43,175	51,810
120	3,768	4,710	5,652	6,594	7,536	9,420	11,304	13,188	15,072	16,956	18,840	20,724	23,550	28,260	32,970	37,680	47,100	
130	4,082	5,103	6,123	7,144	8,164	10,205	12,246	14,287	16,328	18,369	20,410	22,451	25,513	30,615	35,718	40,820	51,025	
140	4,396	5,495	6,594	7,693	8,792	10,990	13,188	15,3..	17,584	19,782	21,980	24,178	27,475	32,970	38,465	43,960	54,950	
150	4,710	5,887	7,065	8,242	9,420	11,775	14,130	16,485	18,840	21,195	23,550	25,905	29,438	35,325	41,213	47,100	58,875	
160	5,024	6,280	7,536	8,792	10,048	12,560	15,072	17,584	20,096	22,608	25,120	27,632	31,400	37,680	43,960	50,240		
180	5,652	7,065	8,478	9,891	11,304	14,130	16,956	19,782	22,608	25,434	28,260	31,086	35,325	42,390	49,455	56,520		
200	6,280	7,850	9,420	10,990	12,560	15,700	18,840	21,980	25,120	28,260	31,400	34,540	39,250	47,100	54,950	62,800		

В стандартный сортамент входят лишь те размеры, вес к-рых указан в таблице.

Допуски. А. В ширине полос: для ширины до 30 *мм* вкл. ±1 *мм*; свыше 30 *мм* ±3%. Б. В толщине полос: для толщины до 16 *мм* вкл. ±0,5 *мм*; свыше 16 *мм* ±3%. В. В длине полос: с нефрезерованными концами при длине до 4 *м* вкл. +50 *мм*; при длине свыше 4 *м* +100 *мм* и с фрезерованными концами +10 *мм*.

§ 10. Железо квадратное (сортамент по ОСТ 9, редакция 1931 г.).

Размеры сторон квадрата (в мм)	Площадь попер. сечения (в мм²)	Теорет. вес 1 п. м (в кг)	Размеры сторон квадрата (в мм)	Площадь попер. сечения (в мм²)	Теорет. вес 1 п. м (в кг)	Размеры сторон квадрата (в мм)	Площадь попер. сечения (в мм²)	Теорет. вес 1 п. м (в кг)	Размеры сторон квадрата (в мм)	Площадь попер. сечения (в мм²)	Теорет. вес 1 п. м (в кг)
10	100	0,79	20	400	3,14	38	1 444	11,34	70	4 900	38,47
11	121	0,95	22	484	3,80	40	1 600	12,56	75	5 625	44,16
12	144	1,13	25	625	4,91	45	2 025	15,90	80	6 400	50,24
14	196	1,54	28	784	6,15	50	2 500	19,63	90	8 100	63,58
15	225	1,77	30	900	7,07	55	3 025	23,75	100	10 000	78,50
16	256	2,01	32	1 024	8,04	60	3 600	28,26			
18	324	2,54	35	1 225	9,62	65	4 225	33,17			

Допуски. А. В стороне квадрата. 1) Для размеров от 8 до 20 *мм* вкл. ±0,5 *мм*; 2) для размеров свыше 20 *мм* ±3%. Б. В длине: 1) до 4 *м* включит. +50 *мм*; 2) свыше 4 *м* +100 *мм*.

§ 11. Железо широкополосное (универсальное) (сортамент по ОСТ 18).

Широкополосным (универсальным) железом называется железо прямоугольного сечения шириной не ниже 200 *мм*, прокатываемое на универсальном стане.

Толщина (в мм)	Ширина через каждые 10 мм	Толщина (в мм)	Ширина через каждые 10 мм	Толщина (в мм)	Ширина через каждые 10 мм	Толщина (в мм)	Ширина через каждые 10 мм	Толщина (в мм)	Ширина через каждые 10 мм	Толщина (в мм)	Ширина через каждые 10 мм
4	200—380	7	200—600	12	200—780	18	200—780	25	200—780	32	200—780
5	200—380	8	200—780	14	200—780	20	200—780	28	200—780	36	200—450
6	200—400	10	200—780	16	200—780	22	200—780	30	200—780		

Допуски. А. В ширине: для полос ширин. до 400 *мм* вкл. +2,5 *мм*, а от 410 до 780 *мм* ±3,0 *мм*. Б. В толщине: для полос толщин. до 25 *мм* вкл. —0,5 *мм* и +1 *мм*, а свыше 25 *мм* —0,75 *мм* и +1,5 *мм*. В. В длине: для полос толщиной до 12 *мм* вкл. ± 10 *мм*, от 13 до 25 *мм* вкл. ±15 *мм*, а свыше 25 *мм* ±20 *мм*.

§ 12. Железо листовое толстое (сортамент по ОСТ 19)*.

Толстым листовым железом называется железо прямоугольного сечения шириной 700 *мм* и выше и толщиной 3,5 *мм* и выше, прокатываемое на листовом стане.

Толщина листов мм	Теорет. вес кг/м²	Толщина листов мм	Теорет. вес кг/м²	Толщина листов мм	Теорет. вес кг/м²	Толщина листов мм	Теорет. вес кг/м²	Толщина листов мм	Теорет. вес кг/м²	Толщина листов мм	Теорет. вес кг/м²
3,5	27,46	7,0	54,95	12,0	94,20	17,0	133,45	24,0	188,40	34,0	266,90
4,0	31,40	8,0	62,80	13,0	102,05	18,0	141,30	26,0	204,10	36,0	282,60
4,5	35,32	9,0	70,65	14,0	109,90	19,0	149,15	28,0	219,80	38,0	298,30
5,0	39,25	10,0	78,50	15,0	117,75	20,0	157,00	30,0	235,50	40,0	314,00
6,0	47,10	11,0	86,35	16,0	125,60	22,0	172,70	32,0	251,20	42,0	329,70

Допуски. А. К листам котлов, мостов и судов: 1) В толщине листов: для листов толщиной от 3,5 до 25 *мм* вкл. —0,5 *мм* и +1,0 *мм*, а свыше 25 *мм* — 0,5 *мм* и +1,5 *мм*. 2) В ширине листов: для листов толщиной до 12 *мм* вкл. +10 *мм*, а свыше 12 *мм* +20 *мм*. 3) В длине листов: для листов толщиной до 12 *мм* вкл. +15 *мм*, а свыше 12 *мм* +20 *мм*.

Б. К остальным листам: 1) В толщине листов: для листов толщиной от 3,5 до 25 *мм* вкл. —0,5 *мм* и +1,0 *мм*, а свыше 25 *мм* —0,5 *мм* и +1,5 *мм*. 2) В ширине листов: для листов толщиной от 3,5 до 12 *мм* вкл. +5 *мм*, а при 13 *мм* и выше ±10 *мм*. 3) В длине листов: для листов толщиной до 12 *мм* вкл. —5 *мм* и +10 *мм*, а свыше 12 *мм* —5 и +15 *мм*.

Примечание. Измерение толщины листов должно производиться в расстоянии 100 *мм* от угла листа и 40 *мм* от края листа.

* Во время печатания книги ОСТ перерабатывался.

Разница между наибольшей и наименьшей толщинами в разных местах одного и того же листа (в *мм*).

При ширине листов (в *мм*)	При толщине листов (в *мм*)		
	5—7	7—10	10 и выше
≤ 1 200	0,9	0,7	0,6
1 200 — 1 500	1,2	0,9	0,8
1 500 — 1 800	1,8	1,7	1,5
1 800 — 2 100	2,0	1,7	1,5
2 100 — 2 400	2,2	2,1	2,0

Листы шириной более 2 400 *мм* при толщине от 5 до 9 *мм* вкл., а равно листы всякой ширины при толщине от 4,5 *мм* и меньше должны приниматься, как они выходят из прокатки, при условии, чтобы отклонения в толщине листа, измеренные по данному выше правилу, были в пределах —0,5 *мм* и +1,0 *мм*.

Примечания. 1. Фасонные листы не могут иметь ни входящих углов, ни вогнутых сторон. 2. Для судостроительных заводов прокатывается листовое железо повышенной точности с интервалами по толщине через 0,5 *мм*.

§ 13. Железо листовое тонкое (сортамент по ОСТ 20)*[1].

Тонким листовым железом называется железо толщиной от 3 *мм* и ниже, прокатываемое на листовом стане.

№№	9	10	12,5	15	17,5	20	25	30
Толщина *мм*	0,9	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0
Теоретический вес *кг/м²* . .	7,065	7,85	9,82	11,78	13,74	15,70	19,63	23,55

Допуски. а) В толщине листов допускаемое отклонение должно быть менее разницы между нормальным и ближайшим большим или меньшим размерами, при чем для самого тонкого допуск менее ±0,1 *мм* и для самого толстого—менее ±0,5 *мм*. б) В ширине листов ±10 *мм*. в) В длине листов ±15 *мм*.

§ 14. Кровельное железо. 327 ТУ 24 **.

1) Соответственно недостаткам железо разделяется на сорта: 1-й—незначительные следы поверхностной земли, мелкая треска в отдельных местах, незначительная шершавость (сухость) листа и незначительные надавы от соседних листов при прокатке; 2-й сорт—вышеозначенные недостатки, сильнее проявленные, рванины и трещины на расстоянии не более 6 *мм* от края листа и числом не более трех на лист, несквозные надавы от прокатки в средине листа; 3-й сорт—рванины на краях на расстоянии до 20 *мм* от кромки числом не более шести на лист, поверхностный слой земли, сильно проявленной, несквозные надавы в любом числе; 4-й сорт—полномерные листы с дырами, сквозными надавами и рванинами (§ 1).

2) Испытание на изгиб производится сгибанием образца кианкой вплотную на 80° и разгибанием в плоскость. При испытании замком два пробных образца соединяются двойным замком вплотную, сгибаются кианкой перпендикулярно к линии замка на угол в 45°, разгибаются вновь в плоскость и снова загибаются под тем же углом; при отсутствии трещин и надрывов допускается лишь отскакивание окалины по месту сгиба. Это испытание обязательно для всех четырех сортов (§ 4).

Примечание. С согласия завода допускается испытание в платок: образец, согнутый вплотную, перегибается в перпендикулярном направлении вплотную до полного соприкосновения, после чего разгибается в плоскость; при этом железо не должно обнаруживать повреждений ни в месте сгиба, ни в вершине полученного угла (§ 4).

§ 15. Оцинкованное железо. 328 ТУ 24 **.

1. Железо должно выдержать при сгибании кианкой: а) сгибание листа на 180° с прокладкой листа, равной толщине испытуемого железа, с последующим разгибанием его в плоскость без обнаружения трещин, надрывов в листе, а также без отслаивания оцинковки; б) сгибание вдоль и поперек листа в простой и двойной замок вплотную без обнаружения трещин в листе и отслаивания оцинковки (§ 3).

2. Плотность слоя оцинковки проверяется двукратным погружением сухих листов железа каждый раз на 1/2 мин. в раствор 1 весовой части медного купороса в 5 частях воды, при чем железо не должно краснеть (§ 4).

§ 16. Железо кровельное черное и оцинкованное (сортамент по ОСТ 22 и 23).

Размеры листов 1 420 × 710 *мм*. Вес пачки (нетто) 80 *кг*.

Вес листа . . . . . *кг*	6,00	5,50	5,00	4,50	4,00	3,50	3,25
Количество листов в пачке	13—14	14—15	16—17	18—19	20—21	22—23	24—25

Допуски. В весе одного листа ±0,25 *кг*, а в весе одной пачки ±0,5 *кг*. При 17 и 19 листах в пачке разрешается увеличить допуск в весе одной пачки до ±0,75 *кг*.

*[1] Во время печатания книги ОСТ перерабатывался.
** В настоящее время разрабатывается проект ОСТ.

§ 17. Железо белое глянцевое (сортамент по ОСТ 25).

Белое глянцевое железо есть луженое кровельное железо; выпускается размером: 1420 × 710 *мм* весом в листе 5,50, 5, 4,50, 4, 3,50 и 3,25 *кг* или размером 710 × 710 *мм* при весе листа 2,75, 2,50, 2,25, 2, 1,75 и 1,62 *кг*. Вес пачки соответственно 80 и 40 *кг*; число листов в пачке—как при черном железе. Допуски—как для черного железа при тех же размерах листов.

§ 18-а. Жесть белая (сортамент по ОСТ 24).

Белой жестью называется тонкое листовое железо, покрытое оловом.

Название жести	№№	Толщина *мм*	Ширина *мм*	Длина *мм*	Вес листа *кг*	Число листов в ящике	Вес ящика жести (нетто) *кг*
Палочная	2/3	0,23	508	356	0,327	112	39,75
	2/4	0,24	508	356	0,341		
	2/5	0,25	508	356	0,355		
	2/6	0,26	508	356	0,369		
	2/7	0,27	508	356	0,383		
Палочная	2/3	0,23	508	711	0,653	56 и 112	39,75 и 79,5
	2/4	0,24	508	711	0,681		
	2/5	0,25	508	711	0,710		
	2/6	0,26	508	711	0,738		
	2/7	0,27	508	711	0,767		
Крестовая	3/2	0,32	508	356	0,454	112	54,06
	3/3	0,33	508	356	0,469		
	3/4	0,34	508	356	0,483		
	3/5	0,35	508	356	0,497		
	3/6	0,36	508	356	0,511		
Крестовая	3/2	0,32	508	711	0,909	56	54,06
	3/3	0,33	508	711	0,937		
	3/4	0,34	508	711	0,965		
	3/5	0,35	508	711	0,994		
	3/6	0,36	508	711	1,022		

Допуски. а) В весе листа ±10%. б) В весе ящика (нетто) ±2%.

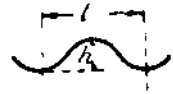
§ 18-б. Жесть белая (329 ТУ 24).



Черт. 7.

1) Жесть должна выдерживать при сгибании кианкой: а) сгибание вплотную два раза в холодном виде накрест, б) сгибание вплотную, а затем выпрямление без обнаружения дефектов листа или полуды, в) многократное сгибание до разрыва, при чем полуда не должна отделяться от листа (§ 4).

2) Полуда должна содержать свинца и других примесей не более 0,5% (§ 6).



Черт. 8.

§ 19. Железо листовое рифленое (черт. 7) (сортамент по ОСТ 26).

Высота рифа в *мм*	1,0	1,0	1,5	1,5	2,0	2,0
Толщина с рифами в *мм*	4	5	6	8	10	12
Макс. длина в *мм*	4 200	6 000	6 000	6 000	6 000	6 000
Макс. ширина в *мм*	1 060	1 060	1 220	1 420	1 420	1 420

Приблизительный вес 1 *м* рифленого железа с включением рифелей при толщине железа, измеренной без рифелей:

Толщина в *мм*	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Вес в *кг/м²*	36	46	54	62	70	78	86	94	102	110	118	126

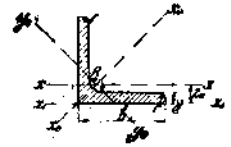
§ 20. Волнистое железо (черт. 8) (сортамент по ОСТ 26; в *мм*).

№№	Размеры листов: Длина	Ширина	Толщина	Размеры волн: Длина *l*	Высота *h*
1	2 400	750	1,50	130	40
2	2 400	900	1,50	100	50
3	2 400	950	1,50	75	20
4	2 400	750	1,00	30	15

Формулы для волнистого железа.

h—высота прямой стенки, δ—толщина железа,
B—длина волны, H—высота железа за вычетом δ.

	Высоковолнистое	Низковолнистое
Площадь сечения волны F см² . . . =	$2h\delta + \pi\frac{B\delta}{2}$	$\frac{1}{2}\pi B\delta$
Вес волны g кг . . . =	$0{,}8F$	$0{,}8F$
Момент инерции J см⁴ . =	$\frac{\delta}{4}\left(\pi\frac{B^3}{16} + B^2h + \frac{\pi Bh^2}{2} + \frac{2}{3}h^3\right)$	$\frac{64}{105}\left(b_1h_1^3 - b_2h_2^3\right)$
Момент сопротивл. W см³	$\frac{2J}{H+\delta}$	$\frac{2J}{H+\delta}$
где:	$h = H - \frac{1}{2}B$	$h_1 = \frac{1}{2}(H+\delta)$; $b_1 = \frac{1}{4}(B+2{,}6\delta)$
		$h_2 = \frac{1}{2}(H-\delta)$; $b_2 = \frac{1}{4}(B-2{,}6\delta)$



Черт. 9

§ 21. Угловое равнобокое железо (черт. 9) (сортамент по ОСТ 14) *.

№ профилей	Размеры в мм				Площ. сечения ω см²	Вес g кг/м	Расстояние центра тяжести Z_0 см	Моменты инерции			
	b	d	R	r				I_{x_1} см⁴	I_x см⁴	I_{x_0} см⁴	I_{y_0} см⁴
2	20	3	3,5	1,75	1,12	0,88	0,60	0 793	0,392	0,6185	0,1651
		4			1,45	1,14	0,64	1,080	0,492	0,771	0,2124
2,5	25	3	4	2	1,43	1,12	0,72	1,535	0,798	1,262	0,3333
		4			1,86	1,46	0,76	2,084	1,012	1,597	0,4273
3	30	4	4	2	2,26	1,77	0,88	3,59	1,824	2,884	0,764
		5			2,77	2,17	0,92	4,54	2,183	3,440	0,925
3,5	35	4	5	2,5	2,67	2,10	1,00	5,64	2,954	4,68	1,227
		5			3,28	2,57	1,04	7,13	3,564	5,64	1,493
4	40	4	6	3	3,08	2,42	1,12	8,33	4,47	7,09	1,859
		5			3,79	2,97	1,16	10,54	5,43	8,59	2,263
		6			4,48	3,52	1,20	12,78	6,31	9,98	2,654
4,5	45	5	6,5	3,25	4,30	3,37	1,28	14,95	7,87	12,48	3,27
		6			5,09	4,00	1,32	18,11	9,19	14,55	3,84
		7			5,86	4,60	1,36	21,31	10,43	16,47	4,39
5	50	5	7	3,5	4,80	3,77	1,40	20,43	10,96	17,38	4,55
		6			5,69	4,47	1,44	24,74	12 85	20,34	5,35
		7			6,56	5,15	1,48	29,10	14,62	23,10	6,13

* Во время печатания книги ОСТ перерабатывался.

Угловое равнобокое железо (*продолжение*).

№№ профилей	Размеры в *мм*				Площ. сечения *w* $см^2$	Вес *g* *кг/м*	Расстояние центра тяжести Z_0 *см*	Моменты инерции			
	b	*d*	R	r				I_{x_1} $см^4$	I_x $см^4$	I_{x_0} $см^4$	I_{y_0} $см^4$
6	60	6	8	4	6,91	5,42	1,69	42,5	22,84	36,15	9,53
		7			7,98	6,26	1,73	49,9	26,05	41,30	10,82
		8			9,03	7,09	1,77	57,4	29,16	46,15	12,66
6,5	65	6	8	4	7,51	5,89	1,81	54,0	29,36	46,60	12,14
		8			9,83	7,72	1,89	72,9	37,66	59,70	15,63
		10			12,07	9,47	1,97	92,1	45,20	71,50	19,03
7,5	75	8	10	5	11,47	9,00	2,13	110,9	58,9	93,3	24,40
		10			14,11	11,08	2,21	140,2	71,2	112,7	29,70
		12			16,67	13,09	2,29	170,0	82,6	130,3	34,86
8	80	8	10	5	12,27	9,63	2,25	134,6	72,5	114,6	30,4
		10			15,11	11,86	2,34	170,0	87,2	138,6	35,8
		12			17,87	14,03	2,41	205,8	102,0	160,7	43,26
9	90	10	11	5,5	17,13	13,45	2,58	241,0	127,0	201,3	52,5
		12			20,29	15,93	2,66	291,5	148,0	234,4	61,4
		14			23,37	18,35	2,74	342,6	167,8	265,4	70,3
10	100	10	12,5	6,25	19,17	15,05	2,82	328,7	176,3	280,0	72,7
		12			22,73	17,84	2,90	397,6	206,4	327,0	85,7
		14			26,21	20,57	2,98	467,0	234,5	371,0	97,6
		16			29,61	23,24	3,05	538,0	262,0	412,5	112,0
12	120	10			23,18	17,20	3,31	567	313,5	497,0	130,0
		12			27,54	21,62	3,40	685	367,0	584,0	150,4
		14			31,82	24,98	3,48	804	419,0	666,0	172,0
		16			36,02	28,28	3,55	924	470,0	743,0	197,3
13	130	10	13,5	6,75	25,20	19,78	3,56	721	402	640,0	163,5
		12			29,96	23,52	3,64	870	473	651,0	195,7
		14			34,64	27,19	3,72	1 021	541	858,0	224,6
		16			39,24	30,80	3,80	1 172	606	960,0	251,6
14	140	12	14	7	32,37	25,41	3,89	1 086	596	947,0	245,0
		14			37,45	29,40	3,97	1 273	683	1 084,0	281,3
		16			42,45	33,32	4,05	1 462	765	1 215,0	315,8
15	150	12	14	7	34,77	27,29	4,14	1 336	740	1 177,0	302,9
		14			40,25	31,60	4,22	1 565	849	1 349,0	349,4
		16			45,65	36,84	4,30	1 796	952	1 513,0	341,7
		18			50,97	40,01	4,38	2 029	1054	1 674,0	393,9

Допуски. 1) В ширине полок $\pm 3\%$; 2) в толщине полок: а) при ширине полок до 50 *мм* вкл. $\pm 0{,}5$ *мм*; б) св. 50 до 100 *мм* $\pm 1{,}0$ *мм*; в) св. 100 до 150 *мм* $\pm 1{,}5$ *мм*; 3) в длине углового железа: а) с нефрезеров. концами длиной до 4 *м* $+50$ *мм*; б) свыше 4 *м* $+100$ *мм*; в) с нефрезеров. концами $+10$ *мм*.

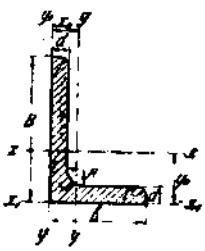
Примечание. Измерение толщины и ширины полок должно производиться на расстоянии 700 *мм* от конца угольника.

§ 22. Угловое неравнобокое железо (черт. 10) (сортамент по ОСТ 15)*.

№№ профилей	Размеры в мм					Площадь сечения ω см²	Вес g кг/м	Расстояние центра тяжести		Моменты инерции			
	B	b	d	R	r			x_0 см	y_0 см	I_{x_1} см⁴	I_x см⁴	I_{y_1} см⁴	I_y см⁴
3/2	30	20	3	3,5	1,75	1,42	1,11	0,50	0,99	2,68	0,802	1,267	0,447
			4			1,85	1,46	0,54	1,03	3,58	1,101	1,597	0,561
4,5/3	45	30	4	5	2,5	2,87	2,25	0,74	1,47	11,95	3,584	5,74	2,03
			6			4,17	3,27	0,81	1,55	18,16	5,590	8,08	2,83
6/4	60	40	6	7	3,5	5,69	4,47	1,01	1,99	42,6	12,84	20,06	7,07
			8			7,41	5,82	1,08	2,07	57,3	17,63	25,50	8,91
7,5/5	75	50	6	8	4	7,21	5,66	1,20	2,43	84,6	24,75	42,2	14,33
			8			9,43	7,40	1,28	2,51	111,4	33,77	51,9	18,27
			10			11,57	9,08	1,36	2,59	140,2	43,20	62,5	21,84
8/4	80	40	6	8	4	6,91	5,42	0,88	2,84	100,6	12,88	44,8	7,52
			8			9,03	7,09	0,96	2,93	135,0	17,89	57,5	9,55
			10			11,07	8,69	1,04	3,01	169,7	23,30	69,1	11,36
9/6	90	60	8	9	4,5	11,45	8,99	1,48	2,95	192,0	57,60	92,1	32,65
			10			14,09	11,06	1,56	3,04	241,4	73,40	111,4	39,30
10/6,5	100	65	8	9	4,5	12,65	9,93	1,56	3,28	263,5	73,20	127,1	42,5
			10			15,59	12,24	1,64	3,37	331,0	93,00	154,3	51,2
			12			18,45	14,48	1,72	3,45	399,1	113,40	179,9	59,1
12/8	120	80	10	11	5,5	19,13	15,02	1,95	3,92	570,0	170,7	275,6	98,2
			12			22,69	17,81	2,03	4,00	686,0	207,5	323,0	114,2
			14			26,17	20,54	2,10	4,08	804,0	245,2	368,4	129,8
13/9	130	90	10	12	6	21,15	16,60	2,18	4,15	727,7	241,4	358,4	140,0
			12			25,11	19,71	2,26	4,24	871,1	292,9	419,7	164,7
			14			28,99	22,76	2,34	4,32	1 020,2	345,5	479,2	186,8
15/10	150	100	12	13	6,5	28,74	22,56	2,42	4,89	1 335,8	399,9	648,6	231,6
			14			33,22	26,08	2,50	4,97	1 563,8	471,2	743,2	263,6
			16			37,62	29,53	2,57	5,05	1 792,6	543,9	833,3	294,9
16/8	160	80	12	13	6,5	27,54	21,62	1,77	5,72	1 620,0	208,5	719,0	122,0
			14			31,82	24,98	1,85	5,80	1 896,0	247,6	823,0	138,0

Допуски. 1) В ширине полок ±3%; 2) в толщине полок: а) при ширине больших полок до 50 *мм* вкл. ±0,5 *мм*; б) свыше 50 *мм* до 100 *мм* вкл. ±1,0 *мм*; в) свыше 100 *мм* до 160 *мм* ±1,5 *мм*; 3) в длине углового железа: а) с нефрезерованными концами длиной до 4 *м* +50 *мм*; б) свыше 4 *м* +100 *мм*; в) с фрезерованными концами +10 *мм*.

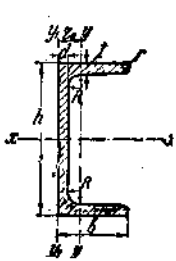
Примечание. Измерение толщины и ширины полок должно производиться на расстоянии 700 *мм* от конца угольника.



Черт. 10.



Черт. 11.



Черт. 12.

* Во время печатания книги ОСТ перерабатывался.

§ 23. Двутавровое железо (черт. 11) (сортамент по ОСТ 16) *.

№№ профилей	Размеры в *мм*						Площ. сечения в $см^2$	Вес *кг/м*	Моменты инерции		Моменты сопротивлен.	
	h	*b*	*d*	*t*	*R*	*r*			I_x $см^4$	I_y $см^4$	W_x $см^3$	W_y $см^3$
10	100	57,0	4,5	6,3	4,5	2,7	11,03	8,659	180,4	16,1	36,1	5,65
12	120	63,4	5,1	7,1	5,1	3,1	14,34	11,257	334,4	25,2	55,7	7,95
14	140	69,8	5,7	7,9	5,7	3,4	18,08	14,193	569,0	37,7	81,3	10,80
16	160	76,2	6,3	8,8	6,3	3,8	22,26	17,474	909,0	54,3	113,6	14,26
18	180	82,6	6,9	9,6	6,9	4,1	26,87	21,093	1 381,0	75,9	153,4	18,40
20	200	89,0	7,5	10,4	7,5	4,5	31,91	25,049	2 014,0	103,4	201,4	23,24
22	220	95,4	8,1	11,3	8,1	4,9	37,38	29,343	2 843,0	137,5	258,5	28,83
24	240	101,8	8,7	12,1	8,7	5,2	43,29	33,983	3 903,0	180,0	325,0	35,36
26	260	108,2	9,3	13,0	9,3	5,6	49,63	38,960	5 294,0	231,0	403,0	42,75
28	280	114,6	9,9	13,9	9,9	5,9	56,40	44,274	6 878,0	293,0	491,0	51,10
30	300	121,0	10,5	14,7	10,5	6,3	63,61	49,934	8 881,0	366,0	592,0	60,59
32	320	127,4	11,1	15,5	11,1	6,7	71,25	55,931	11 292,0	542,0	706,0	70,90
36	360	140,2	12,3	17,2	12,3	7,4	87,82	68,939	17 544,0	668,0	975,0	95,30
40	400	153,0	13,5	18,9	13,5	8,1	106,13	83,312	26 087,0	954,0	1 304,0	124,70
45	450	170,0	16,2	24,3	16,2	9,7	147,00	115,000	45 850,0	1 730,0	2 040,0	203,00

Высота балок	Допуски в *мм*		
	в толщине	в ширине	в высоте
До 100 *мм* вкл.	±0,75	—2,0, +0,75	—1,0, +2,0
Свыше 100 до 200 *мм*	±1,0	—3,5, +1,0	—1,5, +3,0
» 200 *мм*	±1,5	—4,4, +1,5	—2,0, +4,0

Допуски в длине: для балок с нефрезер. концами длиной до 6,5 *м* +50 *мм*; с фрезеров. концами длиной свыше 6,5 *м* +100 *мм*; с фрезерованными концами +10 *мм*.
Примечание. Измерение ширины и толщины полок производится на расстоянии 700 *мм* от концов балки.

§ 24. Корытное (швеллерное) железо (черт. 12) (сортамент по ОСТ 17) *.

№№ профилей	Размеры в *мм*						Площадь сечения в $см^2$	Вес *g кг/м*	Расстояние центра тяжести Z_0 *см*	Моменты инерции			Моменты сопротивл.	
	h	*b*	*d*	*t*	*R*	*r*				Iy_1 $см^4$	I_x $см^4$	I_y $см^4$	W_x $см^3$	W_y $см^3$
5	50	38	5	7,5	7,5	3,75	7,47	5,86	1,41	24,2	27,57	9,44	11,03	3,942
6,5	65	42	5,5	8	8	4	9,62	7,55	1,43	34,8	59,9	14,98	18,43	5,42
8	80	45	6	9	9	4,5	11,85	9,30	1,53	48,4	113,9	20,9	28,5	7,02
10	100	50	6	9	9	4,5	13,92	10,93	1,60	65,6	213,2	30,16	42,65	8,86
12	120	55	6,5	9,5	9,5	4,75	17,26	13,55	1,65	92,0	371,6	44,9	61,9	11,67
14	140	60	7	10,5	10,5	5,25	20,92	16,42	1,80	132,2	624,0	64,5	89,2	15,35
16	160	65	7,5	11	11	5,5	24,92	19,56	1,86	175,6	954,0	89,0	119,2	19,20
18	180	70	8	12	12	6	29,26	22,97	2,01	239,6	1 433,0	121,0	159,2	24,26
20	200	75	8,5	12,5	12,5	6,25	33,93	26,64	2,08	306,0	2 018,0	159,2	202,0	29,40
22	220	80	9	13,5	13,5	6,75	38,94	30,57	2,23	402,0	2 831,0	207,8	257,3	36,00
24	240	85	9,5	14	14	7	44,28	34,76	2,30	499,0	3 773,0	264,0	314,4	42,60
26	260	90	10	15	15	7,5	49,95	39,21	2,45	635,0	5 045,0	334,0	388,0	51,00
30	300	100	11	16,5	16,5	8,25	62,30	48,91	2,68	957,0	8 361,0	510,0	557,0	69,70

Допуски—как и для двутаврового железа (см. выше).
Примечания. 1. Уклоны внутренних граней полок—8%. 2. Для судостроения прокатывают швеллера №№ 18—30, с более толстыми стенками и интервалами через 1—2 *мм* до двойной нормальной толщины.

* Во время печатания книги ОСТ перерабатывался.

§ 25. Железо специальных профилей (сортамент по ОСТ 29).

1. Зетовое железо (черт. 13)

№№ п/п	Размеры в мм a	b	c	d
1	60	45	5	7,5
2	80	50	6	8,5
3	100	55	6,5	9,5
4	140	65	8	11,5
5	200	80	10	15,0

2. Тавровое железо

а) высокое (черт. 14)

№№ п/п	Размеры в мм a	b	c	d
6	25	25	3	3,25
7	40	40	5	5
8	60	60	6	6
9	75	75	8	8

б) низкое (черт. 15)

№№ п/п	Размеры в мм a	b	c	d
10	60	30	6	6
11	80	40	7	7
12	100	50	9	9

3. Колонное (квадрант.) железо (черт. 16)

№№ п/п	Размеры в мм a	b	c	d
13	50	35	4	6
14	75	40	6	8
15	100	45	8	10

4. Железо Вотерена (черт. 17)

№№ п/п	Размеры в мм a	b	c	d
16	257	180	12	8
17	305	126	12,5	6,5

5. Железо Зоре (черт. 18)

№№ п/п	Размеры в мм a	b	c	d
18	200	90	8	4,5
19	262	115	9	5,0

6. Сегментное железо (черт. 19)

№№ п/п	Размеры в мм a	b
20	12	4
21	18	5
22	25	8
23	40	8
24	40	14
25	50	12
26	50	18

7. Полукруглое железо (черт. 20)

№№ п/п	Размеры в мм a	b
27	12	6
28	18	9
29	25	12,5
30	40	20
31	50	25,5

8. Оконное железо двухстороннее (черт. 21)

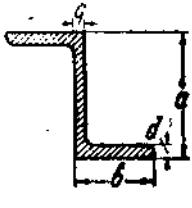
№№ п/п	Размеры в мм a	b	c
32	30	18	5
33	40	21	5
34	50	25	6

9. Оконное железо одностороннее (черт. 22)

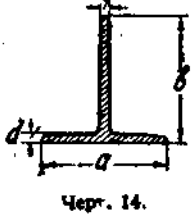
№№ п/п	Размеры в мм a	b	c
35	30	11,5	5
36	40	13,0	5
37	50	15,5	6

10. Овальное железо (черт. 23)

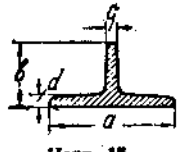
№№ п/п	Размеры в мм a	b
38	15	7



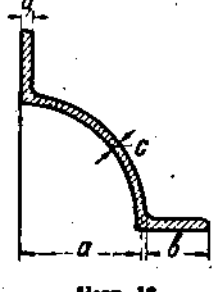
Черт. 13.



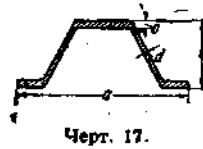
Черт. 14.



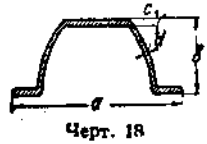
Черт. 15.



Черт. 16.



Черт. 17.



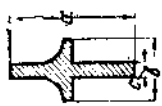
Черт. 18



Черт. 19.



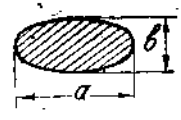
Черт. 20.



Черт. 21.



Черт. 22.

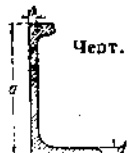


Черт. 23.

§ 25-а. Некоторые данные о специальных профилях.

(Дополнение к табл. на стр. 36.)

№ по порядку	Площадь сечения ω см²	Вес g кг/м	Моменты инерции I_x см⁴	I_y см⁴	I_{x_0} см⁴	I_{y_0} см⁴	Моменты сопротивл. W_{x_0} см³	W_{y_0} см³	Угол φ
1	9,18	7,21	50,0	37,4	62,0	25,37	12,67	12,42	36°0
2	12,51	9,82	120,3	57,4	135,6	42,1	24,4	14,57	23°51
3	16,01	12,57	241,1	85,6	262,4	64,4	40,9	18,74	19°7
4	24,74	19,42	719	169,8	759	130,7	91,4	30,24	14°27
5	41,72	32,75	2 448	411,2	2 535	324	224,5	58,6	11°28
	ω	g	I_x	I_y	I_{x_0}	I_{y_0}			
8	5,66	4,44	12,2	5,99	23,06	1,38			
10	5,06	3,97	2,02	0,99	5,49	0,71			
11	7,92	6,22	8,26	27,5	14,82	0,91			
12	12,72	9,99	20,64	6[illegible],7	37,4	1,15			



Черт. 24.

№ по пор.	ω	g	I	W_{max}	W_{min}	№ по пор.	ω	g	I	W_{max}
	Для полной трубы					16	49,13	38,57	206	45,8
						18	17,9	14,1		
						34		2,18		
13	29,8	23,4	576	89,6	66,2	37		1,95		
14	54,8	43,1	2 068	237	175					
15	88,0	69,2	5 464	497	367					

§ 26. Железо специальных профилей для судостроения (сортамент по ОСТ 30, в *мм*).

Железо углобульбовое (черт. 24)										Швеллеры (черт. 25)				
№№	a	b	c	d	№№	a	b	c	d	№№	a	b	c	d
14	140	75	8	8	22	220	90	11	11	28	280	90	11	15
16	160	75	9	9	24	240	90	11	11	32	320	100	12	16
18	180	75	9	9	26	260	90	12	12	34	340	100	13	16
20	200	75	10	10	28	280	90	12	12					

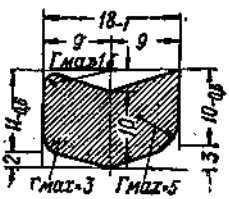
Помимо швеллеров указанных размеров для судостроения прокатываются швеллера от № 28 до № 34 с более толстыми против нормального сортамента стенками, с градациями в 1—2 *мм* до двойной нормальной толщины.

§ 27. Железо (сталь) специальных профилей для паровозо- и вагоно- строения (ОСТ 28, редакция 1932 г.) в *мм*.

1. Железо для колец, скрепляющих бандаж с ободом колеса (черт. 26).
2. Дверной вагонный рельс (черт. 27).
3. Железо для верхнего дверного угольника (черт. 2)8.



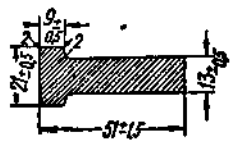
Черт. 25.



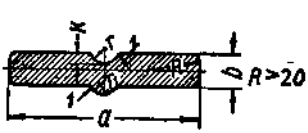
Черт. 26.



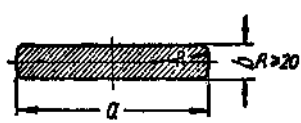
Черт. 27.



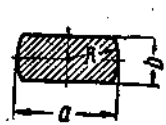
Черт. 28.



Черт. 29.



Черт. 30.

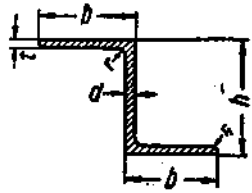


Черт. 31.

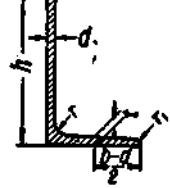
4. Сталь рессорная и желобчатая для паровозов и вагонов (черт. 29).

мм

a	*b*	*r* наим.	*h*	*r* наиб.
63	10	4,5	4,5	3,75
63	13	4,5	4,5	3,75
76	7	3,5	3,5	3,75
76	10	4,5	4,5	3,75
76	11	4,5	4,5	3,75
76	13	4,5	4,5	3,75
89	10	4,5	4,5	3,75
89	13	4,5	4,5	3,75
100	13	4,5	4,5	3,75
110	13	4,5	4,5	3,75



Черт. 32.



Черт. 33.

Допускаемые отклонения:

для размера *a* . . . . . ±1,5%
» » *b* . . . . . —0,75 *мм*
» » *h* . . . . . —0,6 »

Для оговоренной в заказе длины:
при длине до 3 *м* . . . . . +60 *мм*
» » св. 3 *м* . . . . . +100 *мм*

Допускается смещение центров дуги впадины и дуги выступа от линии симметрии профиля на 1 *мм*.

5. Сталь рессорная гладкая для паровозов и вагонов (черт. 30).

мм

a	76	76	76	76	89	89	102	102	114	114
b	7	8	10	13	10	13	10	13	7	10

Допускаемые отклонения:

для размера *a* . . . . . ±1,5%
» » *b* . . . . . —0,75 *мм*

Для оговоренной в заказе длины:
при длине до 3 *м* . . . . . + 60 *мм*
» » св 3 *м* . . . . . +100 *мм*

6. Сталь для пружин тележек пульмановских вагонов (черт. 31).

мм

a	*b*	*R*
20	14	10
28	15	14
36	16	18
40	18	20

Допускаемые отклонения:

для размера *a* . . . . . ±2%
» » *b* . . . . . ±4%

7. Зетовое железо для вагонов системы «хоппер» (черт. 32).

мм

№	*h*	*b*	*d*	*t*	*r*	r_1	Площ. попер. сечения *мм*²	Теорет. вес *пог. м* *кг*
8	80	65	6	6	6	3	1200	9,42
10	100	75	6,5	6,5	6,5	3,25	1555	12,2

Допускаемые отклонения:

для размера *h* и *b* . . . . . ±3%
» » *d* и *t* . . . . . ±1 *мм*

Для оговоренной в заказе длины:
при длине до 4 *м* . . . . . + 50 *мм*
» » св. 4 *м* . . . . . +100 *мм*

8. Швеллерное железо для вагонов (черт. 33).

№	*h*	*b*	*d*	*t*	*r*	r_1	Площ. попер. сечения *мм*²	Теорет. вес *пог. м* *кг*
20	200	100	8	11	11	5,5	3585	28,14

Допускаемые отклонения:

для размера *h* . . . . . ±2 *мм*
» » *b* . . . . . ±1,5 *мм*
» » *t* . . . . . ±1 *мм*
по весу . . . . . ±6%

Для оговоренной в заказе длины:
при длине до 6,5 *м* . . . . + 50 *мм*
» » св. 6,5 *м* . . . . +100 *мм*

§ 28. Длина фасонного железа в *мм*.

Профиль железа	Длина норм.	Длина наиб.	Профиль железа	Длина норм.	Длина наиб.
Угловое	8	14—18	Швеллерное № 12—30 .	14	19
Двутавров № 10 . . .	9	13	Зетовое №№ 6, 8 . . .	6,4	14
» №№ 12—24	16	19	» №№ 10, 14 . . .	6,4	18
» №№ 26—45	14	19	» № 20	6,4	24
Тавровое	8	12—18	Колонное	4—8	12
Швеллерное № 10 . . .	9	13	Зоре (по германск. норм.)	4—8	12

§ 29. Проволока железная круглая катаная (сортамент по ОСТ 2577).

Диам. *мм*	Площ. попер. сечен. в *мм²*	Теорет. вес *п. м* в *кг*	Диам. *мм*	Площ. попер. сечен. в *мм²*	Теорет. Вес *п. м* в *кг*	Диам. *мм*	Площ. попер. сечен. в *мм²*	Теорет. вес *п. м* в *кг*
5,0	19,63	0,1541	6,5	33,18	0,260	8,0	50,27	0,395
5,5	23,76	0,1865	7,0	38,48	0,302	9,0	63,62	0,499
6,0	28,27	0,222	7,5	44,18	0,347			

1. Вес одного круга д. б. не менее 40 *кг*.
2. Допускаемые отклонения для диаметра: проволоки обычной точности прокатки ±0,5 *мм*, проволоки повышенной точности прокатки ±0,3 *мм*.
3. Разность наибольшего и наименьшего диаметров в одном сечении не д. б. больше: для проволоки обычной точности прокатки 0,5 *мм*, для проволоки повышенной точности прокатки—0,3 *мм*.

§ 30. Проволока железная (стальная) обыкновенная (сортамент по ОСТ 529).

Диам. *мм*	Допуск. отклон. в *мм*	Теор. вес 1000 *п. м* *кг*	Диам. *мм*	Допуск. отклон. в *мм*	Теор. вес 1000 *п. м* *кг*	Диам. *мм*	Допуск. отклон. в *мм*	Теор. вес 1000 *п. м* *кг*
0,16	±0,01	0,16	0,60	±0,025	2,22	3,0	±0,08	55,50
0,18	±0,01	0,20	0,65	±0,025	2,60	3,5	±0,10	75,50
0,20	±0,01	0,25	0,70	±0,04	3,02	4,0	±0,10	98,60
0,22	±0,01	0,30	0,80	±0,04	3,95	4,5	±0,10	125,00
0,24	±0,01	0,36	0,90	±0,04	4,99	5,0	±0,12	154,00
0,26	±0,01	0,42	1,00	±0,06	6,17	5,5	±0,12	186,00
0,28	±0,01	0,48	1,2	±0,06	8,88	6,0	±0,12	222,00
0,31	±0,015	0,59	1,4	±0,06	12,10	6,5	±0,12	260,00
0,34	±0,015	0,71	1,6	±0,06	15,80	7,0	±0,12	302,00
0,37	±0,015	0,84	1,8	±0,06	20,00	7,5	±0,12	347,00
0,40	±0,025	0,99	2,0	±0,08	24,70	8,0	±0,15	395,00
0,45	±0,025	1,25	2,3	±0,08	32,60	9,0	±0,15	499,00
0,50	±0,025	1,54	2,6	±0,08	41,70	10,0	±0,15	617,00
0,55	±0,025	1,86						

§ 31. Стальные канаты (тросы) для подъема тяжестей. Извлечение из 331ТУ24.

1. Трос д. б. изготовлен из стальной проволоки, состоять из стренг (прядей), содержать льняную просмоленную сердцевину и по размерам и форме соответствовать условиям заказа.
2. Трос должен изготовляться из проволоки диам. не менее 0,8 *мм* и не более 2,5 *мм*.
3. Проволока от взятого для испытания куска троса подвергается след. родам испытаний: а) на разрыв, при чем временное сопротивление этой проволоки разрыву д. б. не менее указанного в заказе; б) на загиб в холодном состоянии, при чем проволока должна выдерживать загиб в 180°, т. е. двойной загиб на 90° вправо и влево, около ролика радиусом в 5 *мм* след. число раз: при толщине проволоки до 22 *мм*—не менее 8 раз, при толщине свыше 2 *мм* и до 2,2 *мм*—7 раз, при толщине свыше 2,2 и до 2,5 *мм*—6 раз.
4. Трос в целом виде подвергается также испытанию на пробную нагрузку, равную полуторной проектной, и при этой нагрузке трос не должен обнаруживать остаточных удлинений.

§ 32. Проволочные гвозди. 339ТУ24.

1. Испытание на загиб производится огибанием на 180° около стержня диаметром в 5 *мм* (вправо и влево на 90°) след. число раз без излома:

при толщине гвоздя в *мм* . . . . . до	1	2	3	4	5	6
число загибов	6	6	4	3	2	2

2. При заколачивании прямыми ударами в доску твердого дерева гвозди должны входить не сгибаясь, а при вырывании из доски не должны ломаться.

§ 33. Гвозди проволочные (сортамент по ОСТ 530).

Размеры гвоздей согласно ОСТ 530 приведены в таблице веса (вес приблизительный)

d *мм*	*l* *мм*	Приблизительный вес 1000 шт. *кг*	*d* *мм*	*l* *мм*	Приблизительный вес 1000 шт. *кг*	*d* *мм*	*l* *мм*	Приблизительный вес 1000 шт. *кг*	*d* *мм*	*l* *мм*	Приблизительный вес 1000 шт *кг*
0,7	6	0,018	1,6	45	0,710	2,6	70	2,92	5,0	100	15,4
0,8	9	0,036	1,6	50	0,789	3,0	50	2,77	5,0	110	16,9
0,9	12	0,060	1,8	25	0,500	3,0	60	3,33	5,0	125	19,3
1,0	12	0,074	1,8	30	0,600	3,0	70	3,88	5,0	150	23,1
1,0	15	0,092	1,8	35	0,700	3,0	80	4,44	5,5	125	23,3
1,2	15	0,133	1,8	40	0,800	3,5	60	4,53	5,5	150	28,0
1,2	20	0,178	2,0	30	0,740	3,5	70	5,29	5,5	175	32,6
1,2	25	0,222	2,0	35	0,863	3,5	80	6,04	6,0	150	33,3
1,4	20	0,242	2,0	40	0,986	3,5	90	6,80	6,0	175	38,8
1,4	25	0,302	2,0	45	1,11	4,0	80	7,89	6,0	200	44,4
1,4	30	0,362	2,0	50	1,23	4,0	90	8,88	6,5	175	45,6
1,4	45	0,544	2,0	60	1,48	4,0	100	9,87	6,5	200	52,1
1,4	50	0,604	2,3	45	1,47	4,0	110	10,85	6,5	225	58,6
1,6	25	0,316	2,3	50	1,63	4,5	90	11,2	7,0	250	75,5
1,6	30	0,473	2,3	60	1,96	4,5	100	12,5	8,0	250	98,6
1,6	35	0,552	2,6	50	2,08	4,5	110	13,7			
1,6	40	0,631	2,6	60	2,50	4,5	125	15,6			

Форма головки для гвоздей диам. 1,6 *мм* и выше (черт. 34); поверхность головки рифленая.

Форма головки для гвоздей диам. 1,6 *мм* и ниже не имеет конусного перехода от шляпки к стержню гвоздя.



Черт. 34.

Допускаемые отклонения в *мм*.

По диаметру		По длине		По диаметру		По длине	
диаметры	отметка допуска	длины	отметка допуска	диаметры	отметка допуска	длины	отметка допуска
от 0,7 до 0,9	±0,05	от 2,0 до 2,6	±0,15	от 6 до 15	±1	от 45 до 110	±3
» 1,0 » 1,8	±0,10	» 3,0 » 8,0	±0,25	» 20 » 40	±2	» 125 » 250	±4

§ 34. Толевые гвозди. ОСТ 531*.

Диам. в *мм*	2,0	2,3	2,6	3,0	3,5	4,0
Длина в *мм*	12, 15, 20	20, 25, 30	25, 30, 40	40	40	50

§ 35. Кровельные гвозди. ОСТ 532*. § 36. Штукатурные гвозди. ОСТ 533*.

Диам. в *мм*	3,5	4,0
Длина в *мм*	40, 45, 50	45, 50, 60

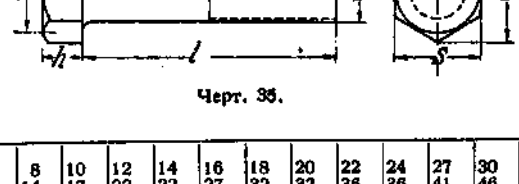
Диам. в *мм*	1,6	1,8	2,0
Длина в *мм*	25	30	40

§ 37. Обойные гвозди. ОСТ 534*.

Диам. в *мм*	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Длина в *мм*	9	12	12, 15	15, 20	20, 25, 30	25, 30, 35, 40	25, 30, 35, 40	30, 35, 40

§ 38—39. Болты черные.

38. Болты черные с шестигранной головкой, диам. от 6 до 48 *мм*. Резьба метрическая (ОСТ 132).



Черт. 35.

d	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	36	42	48
S	11	14	17	22	22	27	32	32	36	36	41	46	55	65	75
$S_{наиб.}$	11	14	17	22	22	27	32	32	36	36	41	46	55	65	75
$S_{наим.}$	10,6	13,5	16,5	21,4	21,4	26,4	31,4	31,4	35,2	35,2	40,2	45,2	54	64	74
h	5	6	7	10	10	12	14	14	16	16	18	20	24	28	32
$D \sim$	12,7	16,2	19,6	25,4	25,4	31,2	36,9	36,9	41,6	41,6	47,3	53,1	63,5	75	86,5
$c \sim$	0,8	1	1,3	1,6	1,6	2,1	2,2	2,6	2,9	3	3,5	3,8	4,3	5,2	6
$r \leqslant$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	1	1	1	1	1	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5

Длина болта l	Длина нарезанной части стержня болта, включая сбег резьбы, l_0														Для болтов диаметром 42 и 48 *мм* длина нарезанной части стержня берется с окончанием на 0 и 5.
15	12	15	18												
20	15	18	18												
25	20	20	22	22	22	22									
30	20	20	25	25	25	25	25	25							
35	20	20	25	30	30	30	30	30							
40	20	20	25	30	30	35	35	35							
45	20	20	25	30	30	35	35	40							
50	20	20	25	30	30	35	35	40	45						
55	20	20	25	30	30	35	35	40	45	50					
60	20	20	25	30	30	35	35	40	45	50	50				
65	20	20	25	30	30	35	35	40	45	50	50	55			
70	20	20	25	30	30	35	35	40	45	50	50	55			
75		20	25	30	30	35	35	40	45	50	50	55	75		
80		20	25	30	30	35	35	40	45	50	50	55	75		
90			30	35	35	40	40	45	50	55	55	60	75		
100			30	35	35	40	40	45	50	55	55	60	75		
110			30	35	35	40	40	45	50	55	55	60	75		

* Допуски такие же, как и для гвоздей обыкновенных—стр. 41.

Продолжение.

Длина болта l	Длина нарезанной части стержня болта, включая сбег резьбы, l_0													
120			30	35	35	40	40	45	50	55	55	60	75	Для болтов диаметром 42 и 48 мм длина нарезанной части стержня берется с окончанием на 0 и 5.
130			30	35	35	40	40	45	50	55	55	60	75	
140			30	35	35	40	40	45	50	55	55	60	75	
150			30	35	35	40	40	45	50	55	55	60	75	
160			30	35	35	40	40	45	50	55	55	60	75	
180			35	45	45	45	45	50	55	60	60	70	85	
200			35	45	45	45	45	50	55	60	60	70	85	
220				45	45	45	45	50	55	60	60	70	85	
240				45	45	45	45	50	55	60	60	70	85	
260				45	45	45	45	50	55	60	60	70	85	
280													85	
300													85	

Примечание. Профиль резьбы по ОСТ 32

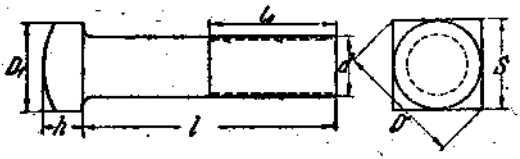
39-а. Болты черные с шестигранной головкой, резьба Витворта, диам. от 1/4" до 2" (ОСТ 133).

d (дюймы)	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/8	1 1/4	1 1/2	1 3/4	2
S	11	14	17	22	27	32	36	41	46	50	60	70	80
$S_{наиб.}$ (мм)	11	14	17	22	27	32	36	41	46	50	60	70	80
$S_{наим.}$ (мм)	10,6	13,5	16,5	21,4	26,4	31,4	35,2	40,2	45,2	49,2	59	69	79
h (мм)	5	6	7	10	12	14	16	18	20	22	26	28	32
$D \sim$ (мм)	12,7	16,2	19,6	25,4	31,2	36,9	41,6	47,3	53,1	57,7	69,3	80,8	92,4
$c \sim$ (мм)	0,9	1	1,2	1,8	2,1	2,5	3	3,5	4	4,2	4,8	6	6,9
$r \leqslant$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	1	1	1	1	1,5	1,5	1,5	1,5

Длина болта l мм	Длина нарезанной части стержня болта, включая сбег резьбы, l_0 (в миллиметрах)											
15	12	15	15									Для болтов диаметром 1 3/4" и 2" длина нарезанной части стержня берется с окончанием на 0 и 5
20	15	18	18									
25	20	20	22	22	22							
30	20	20	25	25	25	25						
35	20	20	25	30	30	30						
40	20	20	25	30	35	35						
45	20	20	25	30	35	40						
50	20	20	25	30	35	40	45					
55	20	20	25	30	35	40	45					
60	20	20	25	30	35	40	45	50				
65	20	20	25	30	35	40	45	50	55	55		
70	20	20	25	30	35	40	45	50	55	55		
75		20	25	30	35	40	45	50	55	55		
80		20	25	30	35	40	45	50	55	55	75	
90			30	35	40	45	50	55	60	60	75	
100			30	35	40	45	50	55	60	60	75	
110			30	35	40	45	50	55	60	60	75	
120			30	35	40	45	50	55	60	60	75	
130			30	35	40	45	50	55	60	60	75	
140			30	35	40	45	50	55	60	60	75	
150			30	35	40	45	50	55	60	60	75	
160			30	35	40	45	50	55	50	50	75	
180			35	45	45	50	55	60	70	70	85	
200			35	45	45	50	55	60	70	70	85	
220				45	45	50	55	60	70	70	85	
240				45	45	50	55	60	70	70	85	
260				45	45	50	55	60	70	70	85	
280											85	
300											85	

Примечание. Профиль резьбы—по ОСТ 33-а и 33-б

39-b. Болты черные с 4-гранной головкой диам. от 6 до 48 *мм*, резьба метрическая (ОСТ 134), имеют все размеры, как и в ОСТ 132 (стр. 42), за исключением *D* (диагональ квадрата головки), для к-рого размер приводится ниже:



Черт. 36.

d мм	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	36	42	48
D ~ мм	15,6	19,8	24,1	31,2	31,2	38,2	45,4	45,4	51	51	58	65,1	78	92	106

39-c. Болты черные с 4-гранной головкой, диам. от $^1/_4$ до 2″, резьба Витворта (ОСТ 135), имеют все размеры, как и в ОСТ 133 (стр. 41), за исключением *D* (диагональ квадрата головки), для к-рого размер приводится ниже:

d (дюймы)	$^1/_4$	$^5/_{16}$	$^3/_8$	$^1/_2$	$^5/_8$	$^3/_4$	$^7/_8$	1	$1^1/_8$	$1^1/_4$	$1^1/_2$	$1^3/_4$	2
D ~ мм	15,6	19,8	24,1	31,2	38,2	45,4	51	58	65,1	71	85	99	113

§ 40. Гайки черные.

40-a. Гайки черные 6-гранные, $H \sim 0{,}8d$ для болтов с метрическ. резьбой диам. от 6 до 48 *мм* (черт. 37) (ОСТ 146).

Диам. болта *мм*	*S*	$S_{наиб.}$	$S_{наим.}$	*H*	*D**
6	11	11	10,6	5	12,7
8	14	14	13,5	6	16,2
10	17	17	16,5	8	19,6
12	22	22	21,4	10	25,4
14	22	22	21,4	10	25,4
16	27	27	26,4	12	31,2
18	32	32	31,4	14	36,9
20	32	32	31,4	16	36,9
22	36	36	35,2	18	41,6
24	36	36	35,2	20	41,6
27	41	41	40,2	20	47,3
30	46	46	45,2	25	53,1
36	55	55	54,0	30	63,5
42	65	65	64,0	35	75
48	75	75	74,0	40	86,5

Примечание. Профиль резьбы по таблице ОСТ 32.

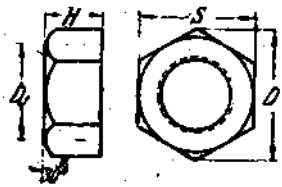
* Значения *D*—приблизительные.

40-b. Гайки черные 6-гранные, $H \sim 0{,}8d$ для болтов с резьбой Витворта, диам. от $^1/_4$″ до 2″ (ОСТ 147).

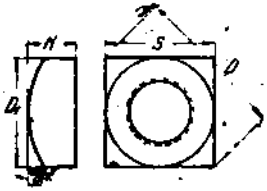
Диам. болта (дюймы)	*S*	$S_{наиб.}$	$S_{наим.}$	*H*	*D**
$^1/_4$	11	11	10,6	5	12,7
$^5/_{16}$	14	14	13,5	6	16,2
$^3/_8$	17	17	16,5	8	19,6
$^1/_2$	22	22	21,4	10	25,4
$^5/_8$	27	27	26,4	12	31,2
$^3/_4$	32	32	31,4	16	36,9
$^7/_8$	36	36	35,2	18	41,6
1	41	41	40,2	20	47,3
$1^1/_8$	46	46	45,2	25	53,1
$1^1/_4$	50	50	49,2	25	57,7
$1^1/_2$	60	60	59,0	35	69,3
$1^3/_4$	70	70	69,0	35	80,8
2	80	80	79,0	40	92,4

Примечание. Профиль резьбы — по таблицам ОСТ 33-а и 33-б.

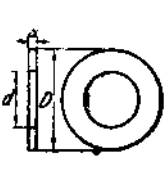
* Значения *D*—приблизительные.



Черт. 37.



Черт. 38.



Черт. 39.

40-c. Гайки черные квадратные для болтов с метрической резьбой, диам. от 6 до 48 *мм* (черт. 38) (ОСТ 144), имеют все размеры, как и в ОСТ 146, за исключением размера диагонали квадрата гайки *D*, к-рый составляет:

d болта *мм*	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	36	42	48
D ~ *мм*	15,6	19,8	24,1	31,2	31,2	38,2	45,4	45,4	51,0	51,0	58,0	65,1	78,0	92,0	106,0

40-d. Гайки черные квадратные для болтов с резьбой Витворта, диам. от 1/4" до 2" (ОСТ 145), имеют все размеры, как и в ОСТ 147, за исключением размера диагонали квадрата гайки *D*, к-рый составляет:

d болта (дюймы) . .	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/8	1 1/4	1 1/2	1 3/4	2
D ~ *мм*	15,6	19,8	24,1	31,2	38,2	45,4	51,0	58,0	65,1	71,0	85,0	99,1	113,0

§ 41. Шайбы черные.

Шайбы черные для болтов с метрической резьбой, диам. от 6 до 48 *мм* (ОСТ 148), и с резьбой Витворта, диам. от 1/4" до 2" (ОСТ 149) (черт. 39).

Диам. болта		*D*	*d*	*S*	Диам. болта		*D*	*d*	*S*	Диам. болта		*D*	*d*	*S*
мм	дюйм.	*мм*	*мм*	*мм*	*мм*	дюйм.	*мм*	*мм*	*мм*	*мм*	дюйм.	*мм*	*мм*	*мм*
6		16	7	1,5		3/4	40	22	3		1 1/4	62	34	5
	1/4	16	8	1,5	20		40	22	4	36		68	39	6
8	5/16	18	9	1,5	22	7/8	46	24	4		1 1/2	75	41	6
10	3/8	22	11	2	24		46	26	4	42		80	45	6
12	1/2	28	14	2		1	52	28	4		1 3/4	85	48	8
14		28	16	3	27		52	29	5	48		90	51	8
16	5/8	34	18	3		1 1/8	56	31	5		2	100	55	8
18		40	20	3	30		56	33	5					

§ 42. Вес (в *кг*) 100 штук гаек.

Диам. болта: дюйм.	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/8	1 1/4
мм	6,35	7,94	9,53	12,70	15,87	19,05	22,23	25,40	28,58	31,75
Форма гайки										
Шестигранная . .	0,5	1,1	2,0	3,6	5,8	10,5	13,7	18,7	27,4	36,7
Квадратная	0,5	1,2	2,0	3,7	6,3	11,0	15,2	22,5	31,6	42,9

§ 43. Вес (в *кг*) 100 штук болтов для металлических деталей.

Диаметр дм.	Длина: дюймы	1	1 1/4	1 1/2	1 3/4	2	2 1/2	3	3 1/2	4	5	6
	мм	25,4	31,7	38,1	44,4	50,8	63,5	76,2	88,9	102	127	152
1/4	6,35	1,943	2,102	2,264	2,423	2,585	2,904	3,227	3,546	3,870	—	—
5/16	7,94	3,178	3,420	3,667	3,909	4,156	4,641	5,134	5,620	6,112	—	—
3/8	9,53	4,722	5,075	5,434	5,786	6,145	6,856	7,567	8,278	8,990	10,40	—
1/2	12,70	9,225	9,851	10,49	11,11	11,75	13,01	14,27	15,54	16,80	19,32	21,85
5/8	15,87	—	16,85	17,84	18,83	19,82	21,80	23,78	25,76	27,74	31,70	35,66
3/4	19,05	—	—	—	28,81	30,23	33,06	35,89	38,72	41,56	47,22	52,89
7/8	22,23	—	—	—	—	36,22	40,08	43,94	47,80	51,66	59,39	67,11
1	25,40	—	—	—	—	61,32	66,37	71,43	76,48	81,54	91,65	101,8
1 1/8	28,58	—	—	—	—	—	88,80	95,20	101,6	108,0	120,8	133,6
1 1/4	31,75	—	—	—	—	—	114,8	122,7	130,6	138,5	154,3	170,1

§ 44. Вес (в *кг*) болта с гайкой, квадратной головкой и двумя квадратными шайбами для скрепления деревянных частей.

Диам. мм	12,7	19,0	22,2	25,4	31,7
Диам. дм.	1/2	3/4	7/8	1	1 1/4
Вес в *кг*: Гайки	0,036	0,105	0,137	0,187	0,367
Головки	0,037	0,110	0,152	0,225	0,429
Шайбы	0,073	0,249	0,392	0,592	1,057
Длина болта в *м* 0,30	0,565	1,663	2,188	3,098	5,319
0,35	0,614	1,779	2,339	3,295	5,628
0,40	0,664	1,896	2,490	3,493	5,937
0,45	0,713	2,012	2,641	3,690	6,246
0,50	0,763	2,129	2,792	3,888	6,555
0,55	0,812	2,245	2,943	4,085	6,864

Диам. мм	12,7	19,0	22,2	25,4	31,7
Диам. дм.	1/2	3/4	7/8	1	1 1/4
Длина болта в *м* 0,60	0,862	2,362	3,094	4,283	7,173
0,65	0,911	2,478	3,245	4,480	7,482
0,70	0,961	2,595	3,396	4,678	7,791
0,75	0,010	2,711	3,547	4,875	8,100
0,80	0,060	2,828	3,698	5,073	8,409
0,85	1,109	2,944	3,849	5,270	8,718
0,90	1,159	3,061	4,000	6,468	9,027
0,95	1,208	3,177	4,151	5,665	9,336
1,00	1,258	3,294	4,302	5,863	9,645

§ 45. Глухари.

Глухари бывают с шестигранной и квадратной головками. Размеры глухарей по ОСТ 191 и ОСТ 192 даны в таблице в *мм*.

Размеры в *мм*	Шестигранная головка			Квадратная головка		
Диам. у головки	6	8	10	12	16	20
» » нарезки	4,3	5,9	7	9	13,8	15
Головка: зев ключа	11	14	17	22	27	32
Головка: высота	4	6	7	10	12	14
Шаг резьбы	2,6	3,5	4,5	5	6	8
Длина глухаря до головки L	35	40	40	65	80	120
	40	50	50	80	100	140
	50	65	65	100	120	160
	65	80	80	120	140	180
Длина нарезки $L_0 \approx 0{,}6L$			100	140	180	200
			120		180	225
						250

§ 46. Шурупы.

Шурупы для дерева (винты) изготовляются из железа и латуни; они бывают с тремя разными головками: потайной (ОСТ 189), полупотайной (ОСТ 190) и полукруглой (ОСТ 188).

Размеры шурупов (в *мм*).

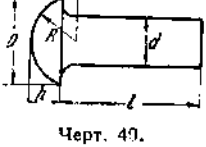
Диам. у головки	1,4	1,7	2	2,3	2,6	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	10
Диам. у нарезки	0,9	1,2	1,4	1,7	1,7	2,1	2,3	2,6	3,1	3,3	4,3	4,9	5,6	7
Прорез	0,4	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,8	1	1,2	1,2	1,5	1,5	2	2,5
Шаг	0,8	0,8	1,0	1,0	1,25	1,25	1,5	1,8	1,8	2,2	2,6	3,0	3,5	4,5
Длина шурупа	6	6	6	6	6	9	12	15	22	22	30	45	50	85
	9	9	9	9	9	12	15	18	26	26	35	50	60	100
		12	12	12	12	15	18	22	30	30	40	60	70	120
			15	15	15	18	22	26	35	35	45	70	85	
				18	18	22	26	30	40	40	50	85	100	
					22	26	30	35	45	45	60	100		
					26	30	35	40	50	50	70			
							40	45	60	60	85			
								50	70	70				
								60						

§ 47. Заклепки.

Заклепки изготовляются из стали прокатной (ОСТ 4129), диам. от 9 до 40 *мм*, согласно указанию заказа нижеслед. марок (см. ОСТ 4125 на стр. 26): Ст. 2 норм., Ст. 3 норм., Ст. 3 повыш., сталь типа Ст. 4 с врем. сопротивлением растяжению $\sigma_в$ 41 до 47 *кг/мм²*.

47-а. Заклепки с полукруглой головкой диаметром от 9,5 *мм* до 37 *мм* (черт. 40) **(ОСТ 301).**

Диам. непоставленной заклепки d	9,5	11,5	13,5	16,5	19	22	25	28	31	34	37
Допуск. откл. в диам. закл. $d_{наиб.}$	9,6	11,6	13,6	16,6	19,4	22,4	25,4	28,4	31,4	34,4	37,4
$d_{наим.}$	9,3	11,3	13,3	16,3	18,9	21,9	24,9	27,9	30,9	33,6	36,6
Размеры головки D	17	21	24	29	34	39	44	50	55	60	65
h	6	8	9	10	12	14	16	18	20	22	24
R	9	11	12,5	15,5	18	20,5	23	26	29	32	34
r ≈	0,5	0,5	0,5	1	1	1	1	1,5	1,5	1,5	1,5
Диам. отверстия под заклепку	10	12	14	17	20	23	26	29	32	35	38
Длина заклепки l	20	24	28	35	40	48	52	60	65	70	75
	22	26	30	38	42	50	55	65	70	75	80
	24	28	32	40	45	52	58	70	75	80	85
	26	30	35	42	48	55	60	75	80	85	90
	28	32	38	45	50	58	65	80	85	90	95
	30	35	40	48	52	60	70	85	90	95	100
	32	38	42	50	55	65	75	90	95	100	110
	35	40	45	52	58	70	80	95	100	110	120
	38	42	48	55	60	75	85	100	110	120	130
	40	45	50	58	65	80	90	110	120	130	140
	42	48	52	60	70	85	95	120	130	140	150
	45	50	55	65	75	90	100	130	140	150	160
	48	52	58	70	80	95	110	140	150	160	170
	50	55	60	75	85	100	120	150	160	170	180
	52	58	65	80	90	110	130	160	170	180	190
	55	60	70	85	100	120	140	170	180	190	200
	58	65	75	90	110	130	150	180		200	
	60	70	80	95	120	140	160				
	65	75	85	100	130	150	170				
	70		90		140	160	180				
	75		95		150	170					
			100			180					



Черт. 40.

1. Материал—железо (сталь).

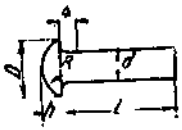
2. В случае крайней необходимости применять заклепки, длины к-рых не содержатся в данной таблице, рекомендуется для заклепок длиною до 100 *мм* включительно выбирать длины из ряда целых чисел с окончанием на 2, 5 и 8, а для заклепок длиною свыше 100 *мм*—с окончанием на 5 и 0.

3. Конусность на стержне допускается на длине ~ 50 *мм*, считая от конца стержня.

4. Пример обозначения заклепки железной с полукруглой головкой, диам. 22 *мм*, длиною 110 *мм*: *заклепка полукр. железн.* 22 × 110. ОСТ 301.

47-b. Заклепки с полукруглой головкой диаметром от 2,6 *мм* до 8 *мм* (ОСТ 184).

Диаметр непоставленной заклепки d	2,6	3	3,5	4	5	6	7	8
Размеры головок D	4,8	5,5	6,4	7,4	9,2	11	12,8	14,5
h	1,6	1,8	2,1	2,4	3	3,6	4,2	4,8
R	2,5	3	3,5	4	5	6	7	8
Диаметр отверстия под заклепку (рекомендуемый)	—	—	—	—	—	6,5	7,5	8,5
Длина заклепки l	5	6	8	8	10	10	14	16
	6	8	10	10	12	12	16	18
	8	10	12	12	14	14	18	20
	10	12	14	14	16	16	20	22
	12	14	16	16	18	18	22	24
				18	20	20	24	26
				20	22	22	26	28
					24	24	28	30
					26	26	30	32
						28	32	35
						30	35	40
						32	40	45
						35		50
						40		60
								70



Черт. 41.

§ 48. Трубы чугунные водопроводные в *мм* *.

Трубы раструбные (*ЧВР*) (черт. 42).

D	s	D_1	a	b	c	f	k	l_1	l_2	p	R	Фасон. части s_1	Фасон. части D_2	L
50	7,5	65	28	31	3	35	8	65	10	1	21	9	47	2 000
75	8	91	29	32	3	40	8	65	10	1	22	10	71	3 000
100	8,5	117	30	33	5	40	8	65	15	1	23	10	97	3 000
125	9	143	31	33	5	45	8	65	15	1	23	11	121	3 000
150	9,5	159	33	34	5	45	8	70	15	1	24	11	147	3 000
200	10,5	221	36	35	5	50	8	70	15	1	25	13	195	4 000
250	11,5	273	38	36	5	50	8	75	15	1	26	14	245	4 000
300	12,5	325	40	38	6	55	8	75	20	1,5	28	15	295	4 000
350	13,0	375	43	39	6	60	10	80	20	1,5	31	16	344	4 000
400	14	428	45	40	6	65	10	80	20	1,5	32	17	394	4 000
450	15	480	48	41	6	70	10	85	20	1,5	33	18	444	4 000
500	15	532	50	43	6	75	10	85	20	1,5	34	19	444	5 000
600	18	636	55	45	6	80	10	90	25	2	35	22	592	5 000
700	21	742	60	48	7	85	10	95	25	2	40	25	692	5 000
800	24	848	65	50	7	90	12	100	30	2,5	44	29	790	5 000
900	27	954	70	53	8	100	12	105	30	2,5	48	32	890	5 000
1000	30	1060	75	55	8	110	12	110	35	2,5	52	36	988	5 000
1200	35	1270	85	60	8	120	12	120	35	3,0	58	42	1185	5 000

* Согласно проекту ОСТ 4942—4956.

Трубы фланцевые (*ЧВФ*) (черт. 43).

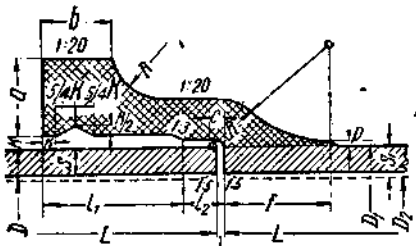
D	*s*	D_1	*b*	*f*	*r*	Болты: Число	Болты: Диам.	*l*	D_3	D_4	Фасон. части: s_1	Фасон. части: D_2	Резина: D_5	Резина: D_6	*L*
50	7,5	65	20	38	5	4	5/8"	18	165	125	9	47	54	104	2 000
75	8,0	91	22	43	6	4	5/8"	18	200	160	10	71	80	139	3 000
100	8,5	117	22	43	6	8	5/8"	18	220	180	10	97	105	159	3 000
125	9,0	143	24	43	6	8	5/8"	18	250	210	11	121	130	189	3 000
150	9,5	169	24	43	6	8	3/4"	22	285	240	11	147	156	215	3 000
200	10,5	221	26	45	8	8	3/4"	22	340	295	13	195	205	270	3 000
250	11,5	273	28	45	8	12	3/4"	22	395	350	14	245	256	325	3 000
300	12,5	325	28	45	8	12	3/4"	22	445	400	15	295	305	375	3 000
350		376	30	50	8	16	3/4"	22	505	450	16	344	356	435	
400		428	32	50	10	16	7/8"	25	565	515	17	394	406	487	
450		480	32	50	10	20	7/8"	25	615	565	18	444	456	537	
500		552	34	50	10	20	7/8"	25	670	620	19	494	506	592	
600		696	38	55	10	20	1"	30	780	725	22	592	606	692	
700		742	40	55	10	24	1"	30	895	840	25	692	710	807	
800		948	44	60	12	24	1 1/8"	34	1015	950	29	790	810	913	
900		954	45	65	12	28	1 1/8"	34	1115	1050	32	890	910	1013	
1000		1060	50	70	12	28	1 1/4"	37	1230	1160	36	988	1010	1120	
1200		1270	55	70	15	32	1 1/2"	45	1455	1380	42	1186	1210	1334	

Тройники (*ТРР*) (черт. 44) **и кресты (*КРР*)** (черт. 45) **раструбные.**

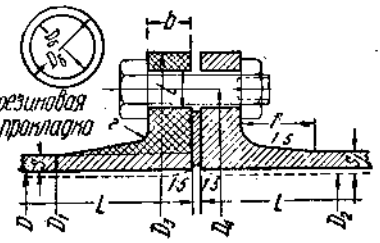
D—проход условный ствола в *мм*, *d*—проход условный отростка в *мм*.

I. Таблица для размера l_2.

D \ *d*	50	75	100	125	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800	900	1000	1200
50	100																	
75	125	125																
100	125	125	150															
125	125	150	150	200														
150	125	150	150	200	200													
200	125	150	200	200	200	250												
250		150	200	200	200	250	250											
300		150	200	200	200	250	250	300										
350			200	200	200	250	250	300	300									
400			200	200	250	250	250	300	300	350								
450			200	200	250	250	250	300	300	400	400							
500			200	200	250	250	250	300	300	400	400	400						
600					250	250	300	300	400	400	400	400	450					
700					250	250	300	300	400	400	400	400	500	550				
800						300	300	300	400	400	400	500	500	600	600			
900						300	300	300	400	400	400	500	500	600	600	650		
1000							400	400	400	400	400	500	500	600	600	700	700	
1200								400	400	400	400	500	500	600	600	700	700	850



Черт. 42.



Черт. 43.

3мм для труб длиною 2000-3000мм.
5 " " " 4000-5000 "

II. Таблица для размера l_3.

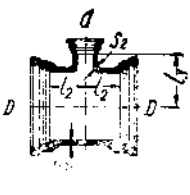
D \ d	50	75	100	125	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800	900	1000	1200
50	100																	
75	100	125																
100	125	125	150															
125	125	150	150	200														
150	150	150	150	200	200													
200	200	200	200	200	200	250												
250		200	200	250	250	250	250											
300		250	250	250	250	250	250	300										
350			250	300	300	300	300	300	300									
400			300	300	300	300	300	300	350	350								
450			300	350	350	350	350	350	350	350	400							
500			350	350	350	350	350	350	400	400	400	400						
600					400	400	400	400	450	450	450	450	450					
700					450	450	450	450	500	500	500	500	500	550				
800						500	500	550	550	550	550	550	550	550	600			
900						550	550	600	600	600	600	600	600	600	600	650		
1000							600	650	650	650	650	650	650	650	700	700	700	
1200								750	750	750	750	750	750	750	800	800	800	850

Тройники (*ТФФ*) (черт. 46) и кресты (*КФФ*) (черт. 47) фланцевые.

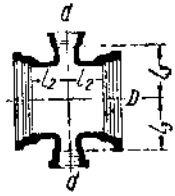
***D*—проход условный ствола в *мм*, *d*—проход условный отростка в *мм*.**

I. Таблица для размера *l*.

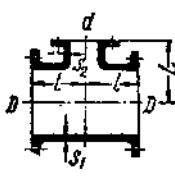
D \ d	50	75	100	125	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800	900	1000	1200
50	125																	
75	150	150																
100	200	200	200															
125	225	225	225	225														
150	250	250	250	250	250													
200	300	300	300	300	300	300												
250		300	300	300	300	300	300											
300			300	300	300	300	300	300										
350			300	300	300	300	300	350	350									
400			300	300	300	300	300	400	400	400								
450			300	300	300	300	300	400	400	400	450							
500			300	300	300	300	400	400	400	400	500	500						
600					300	300	400	400	400	400	500	500	550					
700					400	400	400	400	400	500	500	500	600	600				
800						400	400	400	500	500	500	500	700	700	700			
900						400	400	400	500	500	500	500	700	700	700	750		
1000							500	500	500	500	500	700	700	700	700	800	800	
1200								500	500	500	700	700	700	700	800	800	1000	1000



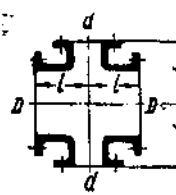
Черт. 44.



Черт. 45.



Черт. 46.



Черт. 47.

II. Таблица для размера l_1.

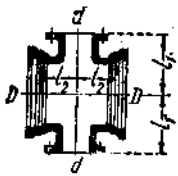
D \ d	50	75	100	125	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800	900	1000	1200
50	125																	
75	150	150																
100	150	175	200															
125	175	175	175	225														
150		200	200	200	250													
200		225	225	225	225	300												
250		250	250	250	250	275	300											
300		275	275	275	275	300	300	300										
350			300	300	300	325	325	325	350									
400			325	325	325	350	350	350	375	400								
450			350	350	350	375	375	400	400	400	450							
500			375	375	375	400	400	425	425	425	450	500						
600					450	450	450	475	475	475	500	500	550					
700					500	500	500	525	525	525	550	550	600	600				
800						550	550	575	575	575	600	600	625	625	700			
900						600	625	625	625	650	650	650	675	700	700	750		
1000							675	675	675	700	700	700	725	750	800	800	800	
1200								800	800	800	800	825	825	850	900	900	900	1000

Тройники (*ТРФ*) (черт. 48) и кресты (*КРФ*) (черт. 49) раструб-фланец.

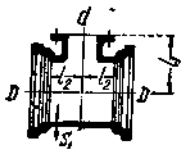
Размеры l_1 см. в таблице тройников и крестов фланцевых, l_2 см. в таблице тройников и крестов раструбных.

Отводы раструбные (*ОРР*) (черт. 50), раструб—гладкий конец (*ОРГ*) (черт. 51) и фланцевые (*ОФФ*) (черт. 52).

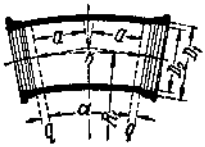
D	D_3	s_1	D_1	q	l	Отвод 5°		Отвод 10°		Отвод 15°		Отвод 30°		Отвод 45°		k	$2q+k$	$l+k+l_1$
						R_1	a	R_1	a	R_1	a	R_1	a	R_1	a			
50	47	9	65	30	75			855	175	570	175	285	175	190	175	148	208	254
75	71	10	91	30	75			1 080	95	720	95	350	95	240	95	188	248	293
100	97	10	117	40	80			1 440	126	950	127	480	129	320	132	231	331	371
125	121	11	143	40	80			1 665	146	1 110	147	555	149	370	153	291	371	411
150	147	11	169	40	85			1 890	165	1 260	165	630	169	420	174	330	410	455
200	195	13	221	40	85			2 340	205	1 560	205	780	209	520	215	408	488	533
250	245	14	273	40	90			2 340	205	1 560	205	780	209	520	215	408	488	538
300	295	15	325	40	95			2 340	205	1 560	205	780	209	520	215	408	488	543
350	344	16	375	50	100			2 700	236	1 800	238	900	241	600	248	471	571	621
400	394	17	428	50	100			3 150	276	2 100	277	1 050	281	700	290	550	650	700
450	444	18	480	50	105			3 600	316	2 400	317	1 200	322	800	331	628	728	785
500	494	19	532	50	105	8 100	354	4 050	354	2 700	356	1 350	360	900	373	707	807	862
600	592	22	536	60	115	8 820	385	4 410	386	2 940	388	1 470	394	980	406	770	890	945
700	692	25	742	60	120	9 720	425	4 860	425	3 240	428	1 620	444	1 080	447	848	968	1028
800	790	29	848	60	130	11 520	503	5 750	504	3 840	507	1 920	515	1 280	550	1005	1125	1195
900	890	32	954	70	135	12 240	535	6 120	535	4 080	539	2 040	547	1 360	563	1068	1208	1273
1000	988	35	1060	70	145	13 140	574	6 570	575	4 380	578	2 190	587	1 460	604	1147	1287	1362
1200	1186	42	1270	80	155	16 560	784	8 280	725	5 520	729	2 750	740	1 840	762	1445	1605	1680



Черт. 48.



Черт. 49.



Черт. 50.



Черт. 51.

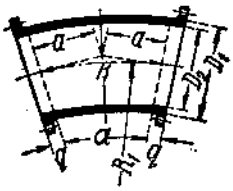
Переходы фланцевые (*ПФ*) (черт. 53) и раструбные (*ПР*) (черт. 54).

I. Таблица для размера L_1.

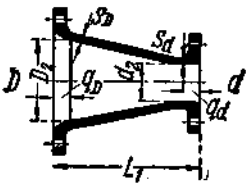
D \ d	50	75	100	125	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800	900	1000
75	200																
100	250	200															
125	300	250	200														
150		300	250	200													
200		400	350	300	250												
250			450	400	350	250											
300				500	450	350	250										
350					550	450	350	250									
400						550	450	350	250								
450						650	550	450	350	250							
500							650	550	450	350	250						
600								750	650	550	450	350					
700									850	750	650	550	350				
800										950	850	750	550	350			
900												950	750	550	350		
1000													950	750	550	350	
1200															950	750	550

II. Таблица для размера L_2.

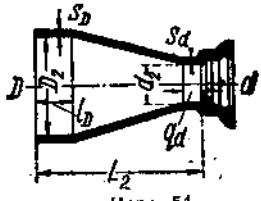
D \ d	50	75	100	125	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800	900	1000
75	250																
100	300	250															
125	350	300	250														
150		350	300	250													
200		450	400	350	300												
250			500	450	400	300											
300				550	500	400	300										
350					600	500	400	300									
400						600	500	400	300								
450						750	650	550	450	350							
500							750	650	550	450	350						
600								850	750	650	550	450					
700									950	850	750	650	450				
800										1050	950	850	650	450			
900												1050	850	650	450		
1000													1050	850	650	450	
1200															1050	850	650



Черт. 52.



Черт. 53.



Черт. 54.

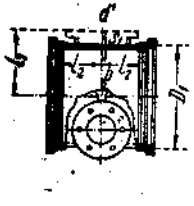
III. Таблица для прочих размеров.

Проход условный D или d.

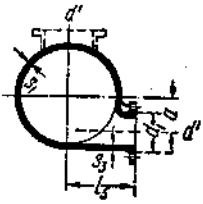
	50	75	100	125	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800	900	1000	1200
D_2, d_2 .	47	71	97	121	147	195	245	295	344	394	444	494	592	692	790	890	988	1186
S_D, S_d .	9	10	10	11	11	13	14	15	16	17	18	19	22	25	29	32	36	42
q_D, q_d .	30	30	40	40	40	40	40	40	50	50	50	50	60	60	60	70	70	80
f_D, f_d .	38	43	43	43	43	45	45	45	50	50	50	50	55	55	60	65	70	70
l_D . . .	80	80	90	90	90	90	90	90	100	100	150	150	160	160	160	170	170	180

Выпуски раструбные (*ВР*) (черт. 55) и фланцевые (*ВФ*) (черт. 56).

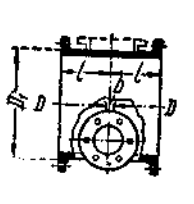
Проход условный ствола D	Проход условный вып. d	Проход условный лаза d'	D_1	d_1	s_1	s_3	s_4	a	l	l_1	l_2	l_5	B
200	100		221	117	13	10		50	300		250	225	20
250	100		273	117	14	10		75	300		250	250	20
	150		273	169	15	11		50	300		250	250	20
300	100		325	117	15	10		100	300		250	275	20
	150		325	169	15	11		75	300		250	275	20
350	100		376	117	16	10		124	300		250	300	20
	150		376	169	16	11		89	300		250	300	20
400	100		428	117	17	10		149	300		250	325	20
	150		428	169	17	11		124	300		250	325	20
450	100		480	117	18	10		174	300		250	350	20
	150		480	169	18	11		149	300		250	375	20
500	100	500	532	117	19	12	19	201	500	500	400	375	20
	150	500	532	169	19	12	19	175	500	500	400	425	20
600	150	600	635	169	22	14	22	227	550	550	450	425	20
	200	600	635	221	22	14	22	201	550	550	450	450	25
700	150	600	742	169	25	16	22	279	600	550	500	450	20
	200	600	742	221	25	16	22	253	600	550	500	500	25
800	200	600	848	221	29	18	22	305	700	625	500	525	25
	300	600	848	325	29	18	22	253	700	625	500	575	30
900	200	600	954	221	32	20	22	356	700	675	500	575	25
	300	600	954	325	32	20	22	304	700	675	500	625	30
1000	300	600	1060	325	36	22	22	356	700	725	500	675	30
	400	600	1060	428	36	22	22	304	700	725	500	700	30
1200	300	600	1270	325	42	26	26	460	700	825	500	750	30
	400	600	1270	428	42	26	26	408	700	825	500	800	30



Черт. 55.



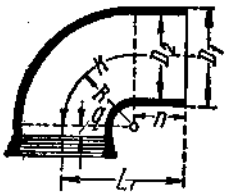
Черт. 56.



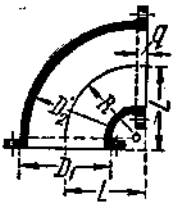
Черт. 57.

Колена раструбные (*УРР*) (черт. 57), раструб—гладкий конец (*УРГ*) (черт. 58), колена фланцевые (*УФФ*) (черт. 59) и двойные раструбы (*ДР*) (черт. 60).

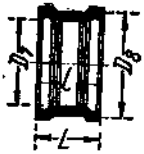
D	Колена											Двойн. раструбы			
	D_3	s_1	D_1	L	L_1	R	q	n	k	$2q+k$	$q+\frac{k}{2}+n$	D_7	D_8	l	L
50	47	9	65	125	325	95	30	230	149	209	409	56	107	20	170
75	71	10	91	150	350	120	30	230	188	248	448	80	135	20	170
100	97	10	117	200	400	160	40	240	291	331	531	106	163	20	180
125	121	11	143	225	425	185	40	240	291	371	571	130	189	20	180
150	147	11	169	250	450	210	40	240	330	410	610	156	217	20	190
200	195	13	221	300	500	260	40	240	408	488	688	206	261	20	190
250	245	14	273	300	500	260	40	240	408	488	688	260	325	20	200
300	295	15	325	300	500	260	40	240	408	488	688	310	381	20	210
350	344	16	375	350	550	300	50	250	471	571	771	360	438	20	220
400	394	17	428	400	500	350	50	250	550	650	850	410	492	20	220
450	444	18	480	450	650	400	50	250	625	728	928	460	545	20	230
500	494	19	532	500	700	450	50	250	707	807	1007	510	600	30	240
600	592	22	636	550	850	490	60	360	770	890	1190	620	708	30	260
700	692	25	742	600	900	540	60	360	848	968	1268	720	822	30	270
800	790	29	848	700	1000	640	60	360	1005	1125	1425	820	935	30	290
900	890	32	954	750	1050	680	70	370	1068	1208	1508	980	1050	40	310
1000	988	35	1060	800	1100	730	70	370	1147	1287	1587	1090	1154	40	330
1200	1185	42	1270	1000	1300	920	80	380	1445	1605	1905	1240	1386	40	350



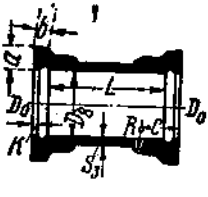
Черт. 58.



Черт. 59.

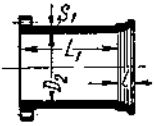


Черт. 60.

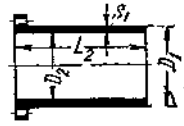


Черт. 61-а.

Муфты надвижные (*МН*) (черт. 61-а), **патрубки фланец—раструбные (*ПФР*)** (черт. 61-б) и **фланцевые—гладкий конец (*ПФГ*)** (черт. 61-в).



Черт. 61-б.



Черт. 61-в.

D_y	Муфты надвижные								Патрубки					
	D_3	a	b	c	h	R	s_2	L	D_2	s_1	D_1	l	L_1	L_2
50	89	28	31	72	8	21	9	260	47	9	65	75	100	300
75	115	29	32	72	8	22	10	260	71	10	91	75	100	300
100	141	30	33	75	8	23	11	265	97	10	117	80	100	350
125	167	31	33	75	8	23	12	265	121	11	143	80	100	350
150	193	33	34	80	8	24	13	280	147	11	169	85	100	350
200	245	35	35	80	8	25	14	285	225	13	221	85	100	350
250	297	38	36	85	8	26	15	300	245	14	273	90	150	350
300	349	40	38	89	8	28	16	305	295	15	325	95	150	400
350	406	43	39	94	10	31	17	320	344	16	376	100	150	400
400	458	45	40	94	10	32	18	325	394	17	428	100	150	400
450	510	48	41	99	10	33	19	340	444	18	450	105	150	450
500	562	50	43	99	10	34	21	350	494	19	532	105	150	450
600	666	55	45	109	10	36	24	370	592	22	636	115	250	500
700	772	60	48	113	10	40	28	390	692	25	742	120	250	500
800	884	65	50	123	12	44	32	410	790	29	848	130	250	600
900	990	70	53	127	12	48	36	430	890	32	954	135	300	600
1000	1096	75	55	137	12	52	40	450	988	36	1060	145	300	600
1200	1306	85	60	147	12	58	45	490	1186	42	1270	155	300	600

Технические условия на трубы чугунные водопроводные и фасонные части водопроводов *.

Технические условия.

Материал. Чугунные водопроводные трубы и фасонные части должны отливаться из мягкого чугуна, легко поддающегося обработке режущим инструментом и сверлению. В изломе чугун д. б. однородный, плотный и мелкозернистый.

Внешний вид. Поверхность труб и фасонных частей снаружи и внутри д. б. чистой и гладкой, без швов и следов формы, без плен, раковин, корольков, шлаковых включений, трещин и др. дефектов, влияющих на прочность.

Допускаются на обточенных фланцах, раструбах и на стенках труб и фасонов раковины, не превышающие след. размеров:

для труб диам.	*мм*	50—150	200—450	500—800	900—1200
глубина	*мм*	3	4	5	6
наибольшее измерение . . .	*мм*	10	15	20	25

Примечания. 1. Все поверхностные дефекты, не влияющие на прочность труб и фасонов, как-то: пригар песка, не уменьшающий толщины стенок труб, местное выпучивание чугуна от слабости набивки и т. д., не должны служить причиной забраковки труб и фасонов. 2. Для труб и фасонов диам. 400—1200 *мм* в случае обнаружения более глубоких или скрытых раковин допускаются сквозное просверливание и ввинчивание пробок из красной меди на газовой резьбе с расклепкой их концов и с гидравлическим испытанием, повышенным на 26%, при чем наибольший диам. пробки д. б. не более толщины стенки трубы (фасона или фланца) и количество пробок не д. б. более 3. Может быть допущена и заварка таких раковин, имеющих первоначальный размер не более толщины стенок. 3. Мусор и пригар песка в раструбе толщиною не более 1 *мм* допускаются.

* Извлечение из проекта ОСТ. Настоящие технические условия распространяются на чугун, трубы и фасонные части водопроводов с рабочим давлением не свыше 10 *кг/см²*.

Форма и размеры труб и фасонных частей должны отвечать ОСТ'ам.

Примечание. При приемке труб и фасонов асфальтированных толщина слоя асфальтировки принимается во внимание.
У фланцевых труб и фасонов оси болтовых отверстий, расположенных в противолежащих фланцах ствола, должны составлять одну прямую линию. Отверстия для болтов д. б. сверленые.
Трубы д. б. прямые. Допускается искривление труб в след. пределах:

при длине труб . . . . . *мм*	2 000	3 000—4 000	5 000
искривление в *мм* до	10	12	15

Допускаемые отклонения в размерах. 1) По длине:

при длине труб . . . . . *мм*	3 000	3 750	4 000	5 000
отклонение . . . . . *мм*	10	15	20	25

Примечание. Допускается до 5% труб каждого размера укороченных не более чем на 25% установленной ОСТ'ами длины.
Для раструбных фасонных частей допускаются отклонения по длине от установленных ОСТ'ами ±2%.

2) Допускаемые отклонения по толщине стенки:
а) Допускается в отдельных местах труб и фасонных частей уменьшение толщины стенок не более чем на 20% установленной ОСТ'ами толщины, при условии, что число таких ослабленных мест на трубе не более трех, а на фасонной части не более двух; при этом размеры ослабленных мест и расстояние между ними д. б. в след. пределах:

Диам. труб *мм*	Наиб. измерение ослабленного места	Наим. расстояние между ослабленными местами
50— 150	2 диам. трубы	2 диам. трубы
200— 450	1 диам. трубы	1½ диам. трубы
500—1200	Радиус трубы	1 диам. трубы

Для фасонных частей наибольшее измерение ослабленного места не должно превышать диам. ствола или отростка и во всяком случае не д. б. больше 200 *мм*.
б) По всей длине трубы (и фасонных частей) допускается уменьшение толщины стенки, измеряемой в самом тонком месте сечения, не более чем на 10% установленной ОСТ'ами толщины.

3) Допускаемые отклонения по диаметрам: а) Для внутренних и наружных диаметров труб и фасонных частей, для внутренних диаметров раструбов допускаются отклонения от установленных ОСТ'ами размеров: $\pm(2\ мм + 0{,}1\sqrt{D})$, где D—соответствующий диаметр в *мм*. б) Для наружных диаметров раструбов и фланцев отклонения в сторону уменьшения допускаются такие же, как для внутренних диаметров; в сторону увеличения отклонения не нормируются.

4) Допускаемые отклонения по весу: для труб ±5%, для фасонных частей ±10%.

Примечание. Вес каждой трубы и фасонной части может проверяться до или после асфальтировки.

Гидравлическое испытание. Трубы и фасонные части должны выдерживать без признаков течи испытание гидравлическим давлением согласно нижеследующей таблице.

Трубы диам. . . . . *мм*	50—150	200—300	350—500	свыше 500	Фасон. части
Пробное давление . . . *кг/см²*	30	25	20	20	15
Продолжит. испытан. . мин.	2	2	2	3	2

Примечания. 1. При гидравлическом испытании изделия должны подвергаться легким ударам стального молотка весом около 0,75 *кг*. 2. Слабое потение и выступание отдельных капель на свежеотлитых и не асфальтированных изделиях допускаются.

Асфальтировка. Трубы и фасонные части могут поставляться заводами (в зависимости от условий заказа) в черном или асфальтированном виде. Асфальтировка д. б. прочной, иметь гладкий и блестящий вид, не д. б. липкой и не должна отпадать при пробе легкими ударами стального молотка весом около 0,5 *кг*; однако отпадение асфальтировки местами без обнаружения металлической поверхности не служит признаком непрочности асфальтировки.

Правила приемки.

1. Завод-изготовитель обязан выдавать на каждую выпускаемую партию труб сертификат, удостоверяющий соответствие труб требованиям настоящего стандарта. Наружному осмотру, проверке размеров и веса и гидравлическому испытанию завод должен подвергнуть все выпускаемые трубы.

Примечание. Не требуется составления сертификатов в тех случаях, когда на выпускаемые трубы выдаются акты технической годности: 1) инспекторами Высшей государственной инспекции промышленной продукции (ВГИК), производящими техническую приемку труб в обязательном порядке по номенклатуре, утвержденной ВГИК; 2) представителями заказчиков, принимающими трубы на основании правительственных распоряжений или по особому соглашению с ВГИК.

2. Предъявляемые к технической приемке трубы и фасонные части д. б. рассортированы средствами завода и соответствие их требованиям стандарта по обмеру, внешнему виду и качеству д. б. удостоверено органом внутризаводского контроля.

3. Наружному осмотру и обмеру подвергается до 10% труб по выбору приемщика. При неудовлетворительности результатов наружного осмотра и обмера трубы и фасонные части м. б. пересортированы и вновь предъявлены к приемке. Допускается и вторичная пересортировка, после чего при обнаружении труб, не удовлетворяющих требованиям настоящего стандарта в отношении внешнего вида и размеров, трубы бракуются.

4. Взвешиванию и гидравлическому испытанию подвергается не более 1% предъявленных к приемке труб по выбору приемщика. При неудовлетворительности результатов взвешивания или гидравлического испытания предъявленная к приемке партия м. б. пересортирована и вновь предъявлена к приемке. В этом случае взвешиванию и гидравлическому испытанию подвергается 2% труб и фасонных частей. В случае вторичной неудовлетворительности результатов взвешивания и гидравлического испытания партия бракуется.

Примечание. С согласия приемщика приемке м. б. подвергнуты все предъявленные трубы; в этом случае бракуются не удовлетворяющие требованиям стандарта отдельные трубы, к-рые разбиваются на месте во время приемки.

Маркировка.

На каждой трубе и фасонной части в расстоянии 100 *мм* от перехода прямой трубы или фасона в раструб или фланец д. б. отлиты выпуклое клеймо завода-изготовителя и год отливки. По соглашению с заказчиком м. б. отлито и клеймо заказчика.

§ 49. Трубы чугунные сливные (канализационные) и соединительные части к ним.

Все размеры в *мм*, вес в *кг* ориентировочно. Размеры, помеченные скобками, по возможности не применять.

Сортамент (ОСТ 4781) (черт. 62-а).

Размеры трубы				Размеры раструба												Вес трубы *кг*
D	s	D_1	L	l_1	b	D_2	s_1	D_3	a	f	D_4	l_2	k	r_1	r_2	r_3	
50	4	58	2 000	60	12	70	5	80	10	13	90	25	2	6	40	30	12,4
75	4	83	2 000	65	12	95	5	105	11	14	117	28	2	7	40	38	18,8
100	4,5	109	2 000	70	12	121	5,5	132	12	14	145	30	2	8	42	44	24,5
(125)	5	135	2 000	75	15	149	6	161	12	15	173	30	2	8	42	47	32,1
(150)	5	160	2 000	75	15	174	6	186	13	15	200	30	2	8	42	48	40,8

Технические условия (извлечение из ОСТ 4782).

1. Трубы сливные и фасонные к ним части должны отливаться из мягкого чугуна, легко поддающегося обработке напильником или ножовкой, в изломе чугун д. б. однородный, плотный и мелкозернистый.

2. Поверхность труб и фасонных частей снаружи и внутри д. б. чистая и ровная, без плен, раковин, пузырей, свищей и других дефектов, влияющих на прочность труб. Допускаются в отдельных местах труб и фасонных частей углубления и раковины, если наибольший их размер не превышает двойной толщины стенки и если уменьшение толщины стенки в этих местах не превышает 15% нормальной толщины.

3. Трубы д. б. прямыми. Допускается искривление труб не более чем на 10 *мм* на длине 2000 *мм*.

4. Допускаются следующие отклонения от стандартных размеров:

По толщине стенок труб и фасонных частей . . . . . ±15%
По длине труб и фасонных частей . . . . . ±1%
По весу труб предел уменьшения веса не устанавливается, предел увеличения . . . . . +10%
По весу фасонных частей предел уменьшения веса не устанавливается, предел увеличения . . . . . +12%
По внутр. диам. раструба и наружному диам. гладкого конца труб и фасонных частей
при внутр. диам. 50 *мм*— 75 *мм* . . . . . ± 2 *мм*
» » » 100 *мм*—150 *мм* . . . . . ± 2,5 *мм*

Разность в толщине стенок труб и фасонных частей в одном сечении не должна превышать 15% номинальной толщины.

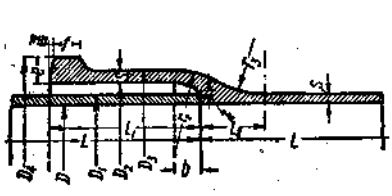
5. Трубы и фасонные части должны асфальтироваться в нагретом до 100—150° С состоянии.

Поверхность асфальтированных труб и фасонных частей д. б. гладкая и блестящая. Асфальтировка не д. б. липкой, не должна растворяться в воде, не должна отслаиваться и отскакивать при пробе ударами стального молотка весом около 0,5 *кг*.

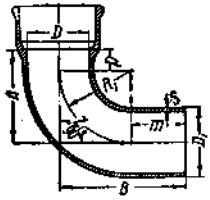
Примечание. Отпадение асфальтировки местами без обнаружения металлической поверхности не служит признаком непрочности асфальтировки.

Колена и отводы (ОСТ 4784, 4785).

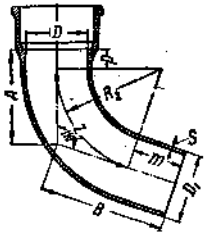
D	*s*	D_1	*A*	*B*	*p*	*m*	Колено (черт. 62-б)			Отвод 110° (черт. 62-в)			A_1	B_1	Отвод 135° (черт. 63)			Отвод 150° (черт. 64)		
							R_1	z_1	вес	R_2	z_2	вес			R_4	z_4	вес	R_5	z_5	вес
50	4	58	100	150	30	80	70	110	1,3	100	122	1,7	75	125	109	86	1,1	167	87	1,
75	4	83	125	175	35	85	80	141	2,4	129	158	2,6	100	150	157	123	2,2	241	126	2,1
100	4,5	109	150	200	35	85	115	181	3,7	164	200	4,8	125	175	217	170	4,0	335	175	5,
(125)	5	135	175	225	40	90	135	212	5,3	193	236	7,6	150	200	266	209	6,9	410	205	7,
(150)	5	160	200	250	40	90	160	251	9,1	228	279	9,2	175	225	326	256	9,3	505	254	10



Черт. 62-а.



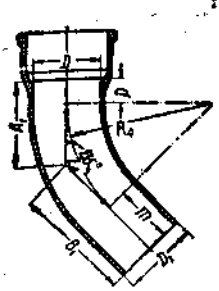
Черт. 62-б.



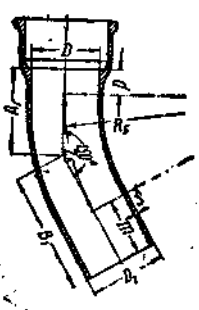
Черт. 62-в.

Отступы (ОСТ 4786) (черт. 65 и 66).

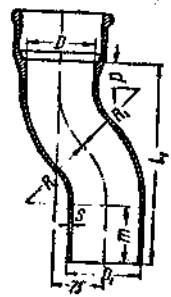
D	*s*	D_1	*p*	*m*	Отступ 75 *мм*			Отступ 150 *мм*		
					L_1	R_1	Вес *кг*	L_2	R_2	Вес *кг*
50	4	58	30	70	270	115	2,3	330	126	2,9
75	4	83	35	75	280	115	2,8	340	126	3,6
100	4,5	109	35	85	290	115	4,2	350	126	5,0
(125)	5	135	40	85	300	121	6,2	360	130	7,5
(150)	5	160	40	85	310	121	6,5	370	130	7,9



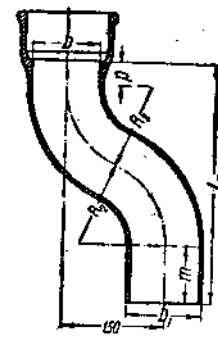
Черт. 63.



Черт. 64.



Черт. 65.



Черт. 66.

Переходы (ОСТ 4787) (черт. 67 и 68).

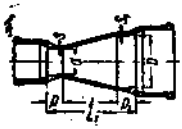
$d \times D$	s	s_1	p	p_1	l	m	L_1	L_2	Вес при 2 раструбах *кг*	Вес при 1 раструбе *кг*
50 × 75	4	4	30	35	50	80	115	160	1,4	1,9
50 × 100	4	4,5	30	35	100	85	165	215	2,2	2,9
(50 × 125)	4	5	30	40	150	90	220	270	2,8	3,5
(50 × 150)	4	5	30	40	200	90	270	320	3,8	4,6
75 × 100	4	4,5	35	35	50	85	120	170	2,5	3,5
(75 × 125)	4	5	35	40	100	90	175	225	3,0	3,8
(75 × 150)	4	5	35	40	150	90	225	275	3,8	4,7
(100 × 125)	4,5	5	35	40	50	90	125	175	3,1	4,2
(100 × 150)	4,5	5	35	40	100	90	175	225	4,4	6,0
(125 × 150)	5	5	40	40	50	90	130	180	3,8	4,7

Размеры, помеченные скобками, по возможности не применять.

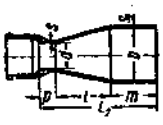
Тройники (извлеч. из ОСТ 4788, 4789, 4790) (черт. 69 и 70).

D	d	s	s_1	Прямые (черт. 69)					Косые 60° (черт. 70)					Косые 45° (черт. 70)				
				l_1	L	L_1	r	вес	l_1	L	L_1	r_1	вес	l_1	L	L_1	r_1	вес
50	50	4	4	60	230	100	45	2,1	90	230	90	60	1,9	120	250	120	50	2,3
75	50	4	4	70	250	105	35	2,3	100	250	110	60	2,8	140	280	140	50	3,1
	75	4	4	80	280	125	55	2,4	120	280	120	60	3,4	160	320	160	50	4,0
100	50	4,5	4	70	270	115	35	3,7	110	270	120	60	3,7	150	280	150	50	3,9
	75	4,5	4	80	300	130	45	4,0	130	300	130	60	4,2	170	320	170	50	4,9
	100	4,5	4,5	90	330	150	65	5,1	140	330	140	60	5,0	190	360	190	50	5,7
	100*	4,5	4,5	90	850	150	65	10,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
(125)	50	5	4	80	290	130	35	6,0	120	290	140	60	5,7	170	300	170	50	5,2
	75	5	4	90	320	140	45	6,2	140	320	150	60	6,6	180	340	190	50	7,3
	100	5	4,5	100	350	155	55	7,6	150	350	160	60	7,4	200	380	200	50	8,2
	125	5	5	110	380	175	75	8,7	170	380	170	70	8,7	220	420	220	60	10,1
(150)	50	5	4	80	280	140	35	6,6	130	280	150	60	6,6	180	300	190	50	7,5
	75	5	4	90	320	155	45	7,6	150	320	160	60	7,6	200	350	210	50	8,6
	100	5	5,4	100	360	165	55	8,2	160	360	170	60	8,8	220	400	220	50	10,0
	125	5	5	110	400	180	65	9,0	180	400	180	70	10,4	240	450	240	60	12,1
	150	5	5	120	440	250	85	11,8	190	440	190	70	11,7	260	500	260	60	14,0

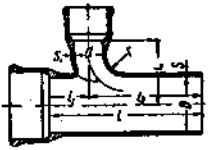
* Тройник удлиненный.



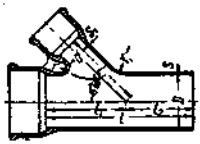
Черт. 67.



Черт. 68.



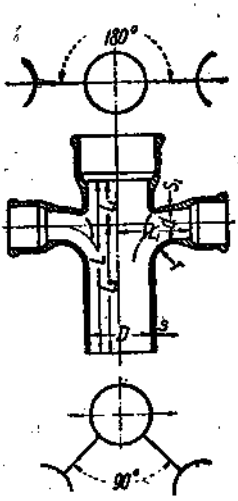
Черт. 69.



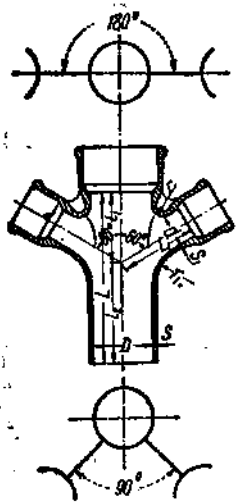
Черт. 70.

Кресты (извлеч. из ОСТ 4791, 4792, 4793) (черт. 71, 72, 73).

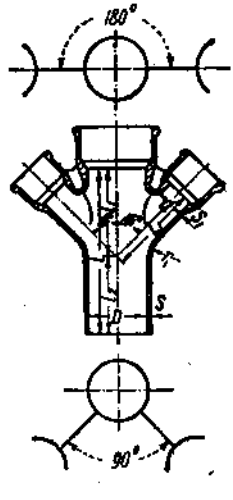
D	d	s	s_1	Прямые (черт. 71)					Косые 60° (черт. 72)					Косые 45° (черт. 73)				
				l_1	L	L_1	r	вес	l_1	L	L_1	r	вес	l_1	L	L_1	r	вес
50	50	4	4	60	230	100	45	2,7	90	230	90	60	2,7	120	250	120	50	3,2
75	50	4	4	70	250	105	35	3,2	100	250	110	60	3,5	140	280	140	50	4,0
	75	4	4	80	280	125	55	4,4	120	280	120	60	4,5	160	320	160	50	5,3
100	50	4,5	4	70	270	115	35	4,1	110	270	120	60	4,2	150	280	150	50	4,8
	75	4,5	4	80	300	130	45	5,2	130	300	130	60	5,4	170	320	170	50	5,8
	100	4,5	4,5	90	330	150	65	6,5	140	330	140	60	6,4	190	360	190	50	7,8
(125)	50	5	4	80	290	130	35	4,8	120	290	140	60	4,8	170	300	170	50	6,7
	75	5	4	90	320	140	45	6,4	140	320	150	60	6,5	180	340	190	50	8,5
	100	5	4,5	100	350	155	55	6,9	150	350	160	60	6,9	200	380	200	50	10,0
	125	5	5,5	110	380	175	75	7,6	170	380	170	70	7,8	220	420	220	60	13,1
(150)	50	5	4	80	280	140	35	7,1	130	280	150	60	7,0	180	300	190	50	8,0
	75	5	4	90	320	155	45	8,4	150	320	160	60	8,7	200	350	210	50	10,0
	100	5	4,5	100	360	165	55	10,1	160	360	170	60	9,0	220	400	220	50	12,0
	125	5	5	110	400	180	65	10,6	180	400	180	70	11,0	240	450	240	60	15,5
	150	5	5	120	440	200	85	15,1	190	440	190	70	16,0	260	500	260	60	18,2



Черт. 71.



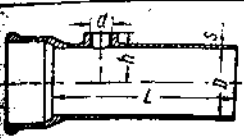
Черт. 72.



Черт. 73.

Прочие соединительные части.

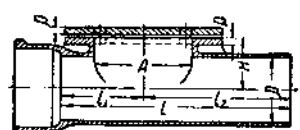
Внутр. диаметр	Патрубки для газовых труб (ОСТ 4794) (черт. 74)				Раструбы двойные (ОСТ 4795) (черт. 75)			Муфты надвижные (ОСТ 4796) (черт. 76)			Патрубки для соедин. с гончарн. трубами (ОСТ 4797) (черт. 77)			Ревизии (ОСТ 4798) (черт. 78)					Заглушки (ОСТ 4799) (черт. 79)	
	d	L	h	вес	L	D_2	вес	L	D_2	вес	L	D_2	вес	L	A_1	B_1	вес	болт	H	вес
50	1"	230	45	1,8	140	70	1,5	200	70	1,7	200	185	4,2	250	155	130	3,6	1/2"	70	0,51
75	1"	250	60	3,0	150	95	2,5	220	95	2,5	230	185	6,1	300	190	155	5,3	1/2"	80	0,70
100	1"	270	70	4,0	160	121	4,7	240	121	2,7	250	212	8,5	350	240	190	9,6	5/6"	90	1,08
	1 1/2"	270	70	4,0																
(125)	—	—	—	—	170	149	5,4	250	149	3,3	—	—	—	400	280	215	12,5	5/8"	90	1,52
(150)	—	—	—	—	170	174	6,2	260	174	3,9	—	—	—	450	315	240	16,8	5/8"	125	2,62



Черт. 74.

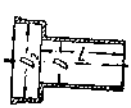


Черт. 75.

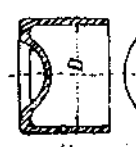




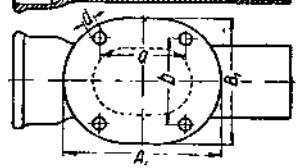
Черт. 76.



Черт. 77.



Черт. 79.



Черт. 78.

§ 50. Трубы железные для трубопроводов и соединительные части к ним.

Технические условия на соединительные части (ОСТ 3358)*. Наружная и внутренняя поверхности.

а) Наружная и внутренняя поверхности соединительных частей не должны иметь свищей, трещин и плен.

Примечание. Допускается электрическая или ацетиленовая заварка трещин и свищей.

б) Размеры соединительных частей должны соответствовать ОСТ 3359—3368. Для строительных длин допускаются отклонения от установленных размеров $\pm 3\%$.

в) В пределах минимальной длины нарезки, установленной общесоюзными стандартами, допускаются нитки с сорванной или неполной резьбой, если в сумме они составляют не более 10% требуемой по стандартам минимальной длины.

г) Резьба с неполным профилем, получившаяся из-за овальности отверстия или ненормально большой его величины, допускается только в том случае, если уменьшение нормальной высоты профиля резьбы не превышает 15%.

д) У соединительных частей нарезанные части д. б. смазаны.

е) Оси нарезок должны составлять углы в 180° или 90°, в зависимости от конфигурации соединительных частей. Отклонения в величине углов осевых линий не должны превышать 3°.

ж) Торцевые плоскости д. б. перпендикулярны к осям проходов. Отклонения не должны превышать 4°.

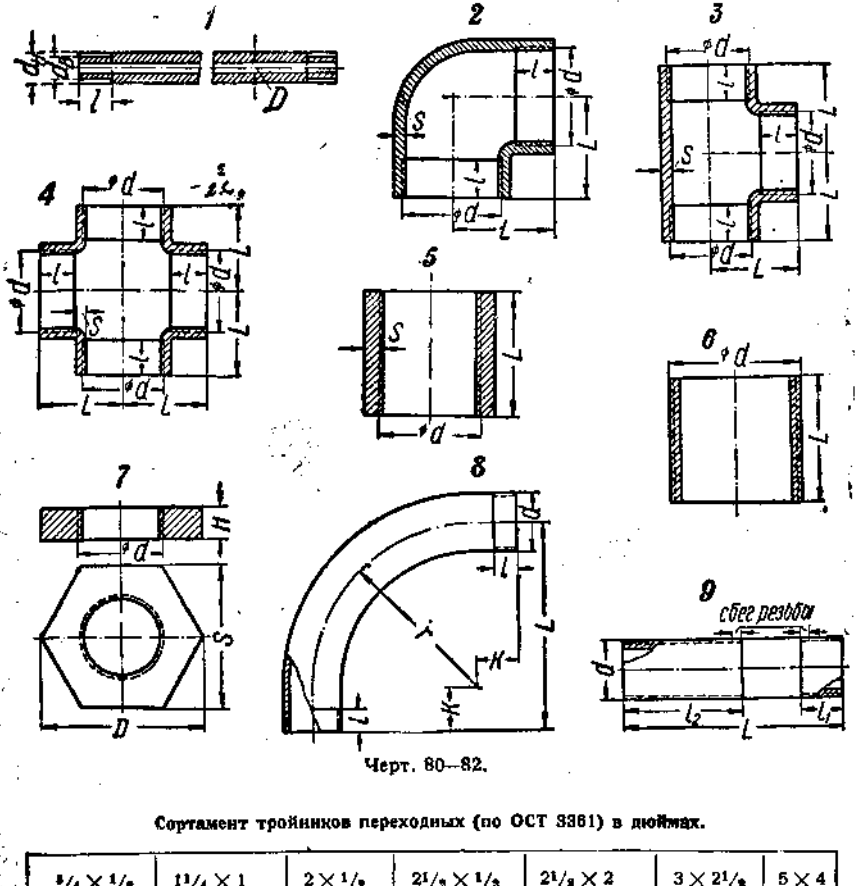
з) Соединительные части должны выдерживать испытание гидравлическим давлением в 24 *кг/см²*.

В нижеследующей таблице даны размеры в *мм*, вес 1 шт. в *кг* ориентировочно.

* Технические условия на трубы железные см. ОСТ 5097.

Трубы железные для трубопроводов и соединительные части к ним (сортамент по ОСТ).

Номинальный размер (дюймы). . . / Условные проходы . . . . . / Толщина стенок фитингов		1/4 / 6 / 4	3/8 / 10 / 4	1/2 / 13 / 5	3/4 / 19 / 5	1 / 25 / 5	1 1/4 / 32 / 6	1 1/2 / 38 / 6	2 / 50 / 7	2 1/2 / 65 / 7	3 / 76 / 8	4 / 100 / 10	5 / 125 / 10	6 / 150 / 12	8 / 200 / 14
Трубы газовые (ОСТ 5095) (черт. 80,1)	d_B	6	10	13	19	25	32	38	50	65	76	100	125	150	—
	d_H	13,5	17,0	21,25	26,75	33,5	42,25	48,0	60,0	75,5	88,5	114	140	165	—
	l	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	36	38	42	—
	Вес 1 п. м	0,62	0,82	1,25	1,63	2,42	3,13	3,84	4,88	6,64	8,34	10,85	15,04	17,81	—
Ниток на 1"		19	19	14	14	11	11	11	11	11	11	11	11	11	—
Угольники прямые (ОСТ 3359) (черт. 80,2)	l	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	36	38	42	48
	L	22	25	30	35	40	50	55	65	80	90	110	125	150	190
	Вес	0,058	0,078	0,13	0,2	0,34	0,5	0,7	1,0	1,9	3,0	5,9	9,3	14	25
Тройники прямые (ОСТ 3362) (черт. 80,3)	l	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	36	38	42	48
	L	22	25	30	35	40	50	55	65	80	90	110	125	150	190
	Вес	0,061	0,082	0,14	0,21	0,41	0,62	0,85	1,2	2,5	3,5	7,0	10	15	25
Кресты прямые (ОСТ 3362) (черт. 81,4)	l	—	—	14	16	18	20	22	24	27	30	36	—	—	—
	L	—	—	30	35	40	50	55	65	80	90	110	—	—	—
	Вес	—	—	0,17	0,30	0,44	0,66	0,93	1,3	2,9	4,1	7,7	—	—	—
Муфты прямые (ОСТ 3363) (черт. 81,5)	L	25	30	35	40	40	45	50	60	65	70	90	90	110	120
	Вес	0,030	0,038	0,066	0,11	0,19	0,24	0,45	0,63	1,1	1,3	2,3	3,3	5,7	9,4
Ниппеля (ОСТ 3365) (черт. 81,6)	L	20	24	28	32	36	40	44	48	55	60	72	75	85	—
	Вес	0,012	0,020	0,035	0,052	0,087	0,13	0,17	0,23	0,37	0,50	0,78	1,1	1,5	—
Контргайки (ОСТ 3366) (черт. 82,7)	H	6	6	8	8	10	10	10	10	12	12	14	—	—	—
	$S_{ном.} = S_{наиб}$	22	27	32	41	46	55	60	75	95	105	135	—	—	—
	$S_{наим.}$	21,4	26,4	31,4	40,2	45,2	54	59	74	93,8	103,6	133,4	—	—	—
	D														
	Вес	0,015	0,020	0,025	0,045	0,58	0,10	0,15	0,19	0,39	0,45	0,82	—	—	—
Отводы (ОСТ 3367) (черт. 82,8)	l	13	15	18	20	23	25	27	29	32	35	41	43	47	53
	$r_{наим.}$	40	50	60	80	100	125	150	180	220	260	340	410	500	650
	k	20	22	25	30	35	35	40	45	50	60	70	90	100	130
	L	60	72	85	110	135	160	190	225	270	320	410	500	600	780
	Вес	0,064	0,010	0,18	0,30	0,55	0,83	1,2	1,8	2,9	4,4	7,3	12	18	43
Сгоны (ОСТ 3368) (черт. 82,9)	l_1	13	15	18	20	23	25	27	29	32	35	—	—	—	—
	l_2	38	42	50	60	65	70	75	85	90	100	—	—	—	—
	L	80	90	100	110	120	130	140	155	170	185	—	—	—	—
	Вес	0,050	0,074	0,12	0,18	0,29	0,41	0,54	0,76	1,1	1,5	—	—	—	—



Черт. 80—82.

Сортамент тройников переходных (по ОСТ 3361) в дюймах.

3/4 × 1/2 1 × 1/2 1 × 3/4 1 1/4 × 1/2 1 1/4 × 3/4	1 1/4 × 1 1 1/2 × 1/2 1 1/2 × 3/4 1 1/2 × 1 1 1/2 × 1 1/4	2 × 1/2 2 × 3/4 2 × 1 2 × 1 1/4 2 × 1 1/2	2 1/2 × 1/2 2 1/2 × 3/4 2 1/2 × 1 2 1/2 × 1 1/4 2 1/2 × 1 1/2	2 1/2 × 2 3 × 1 3 × 1 1/4 3 × 1 1/2 3 × 2	3 × 2 1/2 4 × 2 4 × 2 1/2 4 × 3 5 × 3	5 × 4 6 × 3 6 × 4 6 × 5 8 × 4 8 × 5 8 × 6

Сортамент муфт переходных (по ОСТ 3364) в дюймах.

1/2 × 3/8 3/4 × 1/2 1 × 1/2 1 × 3/4 1 1/4 × 1/2	1 1/4 × 3/4 1 1/4 × 1 1 1/2 × 1/2 1 1/2 × 3/4 1 1/2 × 1 1 1/2 × 1 1/4	2 × 1/2 2 × 3/4 2 × 1 1/4 2 × 1 1/2 2 1/2 × 1	2 1/2 × 1 1/4 2 1/2 × 1 1/2 2 1/2 × 2 3 × 1 1/2 3 × 2 3 × 2 1/2	4 × 2 4 × 2 1/2 4 × 3 5 × 3 5 × 4 6 × 3	6 × 4 6 × 5 8 × 6

§ 51. Сталь плоская рессорная для подвижного состава ж. д. (извлечение из ОСТ 971).

а) Рессорная сталь для транспорта должна соответствовать одной из следующих четырех марок:

Марка	Расчетн. напряж. (k) при изгибе стали после закал. и отпуска	Примерное назначение
А	95 *кг/мм²*	Рессоры товарных ваг.
Б	100 »	Рессоры п/в и тендеров
В	110 »	Рессоры пасс. ваг.
Г	125 »	Рессоры высокого качества
Примечание. Заказ на сталь марок В и Г может быть выдан только при наличии особого согласия поставщика.		

б) Рессорная сталь должна иметь чистую, ровную поверхность, без раковин, плен, заусениц, трещин и др. наружных недостатков и должна в изломе давать однородное мелкозернистое строение. Мелкие поверхностные недостатки на ребрах полосы допускаются.

в) Полосы рессорной стали д. б. хорошо выправлены во всех направлениях. В плоскости полосы изгиб допускается в 3 *мм* на 1 *м*.

г) Размеры и профиль должны соответствовать ОСТ 28. Длина полос указывается в заказе.

д) Временное сопротивление стали на разрыв после нормального отжига образца д. б. не менее 70 *кг/мм²*.

е) После закалки и отпуска рессорная сталь должна обладать при изгибе упругостью, допускающей напряжение согласно марке стали, и не должна давать остающегося прогиба и иметь трещин, надрывов и изгибов. Груз при испытании на изгиб определяется по ф-ле:

$$P = \frac{2kab^2}{3l},$$

где P—вес груза (в *кг*), a—ширина полосы (в *мм*), b—толщина полосы (в *мм*), k—расчетное напряжение соответственно марке стали (в *кг* на *мм²*), l—расстояние между опорами (не менее 600 *мм*).

§ 52. Инструментальная быстрорежущая сталь. 304ТУ24.

1. Для испытания отковываются два резца, которые закаливаются и зашлифовываются так, чтобы получить токарные резцы квадратного сечения со след. основными размерами и постоянной скоростью резания:

размеры поперечн. сечения (в *мм*) . . .	15,9	19,0	22,2	25,4	31,7	38,1
ширина головки резца (в *мм*)	15,9	19,3	22,2	25,4	31,7	38,1

длина не работающего резца—от 30 до 500 *мм*;

радиус закругления (в *мм*)	4 0	5,6	7,1	8,7	11,9	15,1
скорость (в *м* в мин.)	14,2	14,7	15,0	15.6	16,7	—

Профиль резцов нормальный по Тейлору (в отношении углов и очертаний); угол зазора 6°, угол продольного уклона 5°, поперечного 9°.

2. Резцы испытываются работой обтачивания ими болванки из стали, принимаемой за нормальную, при указанных выше скоростях резания. Снимая стружку глубиною 4,8 *мм* при подаче в 1,6 *мм*, резец должен работать без охлаждения до притупления. Продолжительность работы—не менее 20 мин.

3. Нормальная сталь для болванок, на коих производится испытание резцов, содержит С 0,55—0,65%, Si 0,1—0,25%, Mn 0,6—0,8%, S менее 0,65%, P менее 0,05%. Механические свойства после отжига: сопротивление разрыву R = 60 до 70 *кг/мм²* при l = 15—20%.

При стали др. качеств вышеуказанная скорость резания умножается на след. коэфициенты:

Удлинение в %	Врем. сопр. в кг/мм²				Удлинение в %	Врем. сопр. в кг/мм²			
	60	65	70	75		60	65	70	75
7	0,80	0,73	0,67	0,62	15	1,10	1,00	0,93	0,87
10	0,97	0,87	0,80	0,73	20	1,20	1,10	1,00	0,93

Сортамент стали для резцов определяется ОСТ 2682.

§ 53. Стальное фасонное литье для ответственных частей (извлечение из ОСТ 791).

В транспорте ответственными частями считаются паровозные цилиндры, кулаки, поршни, рамы тележек и паровозные рамы, последние—в том случае, когда они изготовляются цельнолитыми и литыми из небольшого числа частей, а также все части, относительно к-рых будет ссылка в заказах на настоящий стандарт.

а) Стальное фасонное литье из углеродистой стали для ответственных частей, потребляемой на транспорте, изготовляется след. двух марок:

Марка	Сопротивление на растяж. не менее кг/мм²	Относительн. удлин. (для образца $d = 20$ мм и $l = 50$ мм) не менее	Характеристика
Стл 1	36	24%	Мягкое литье
Стл 2	50	15%	Твердое »

б) Поверхность отливок д. б. чистой и не должна иметь трещин, раковин и др. недостатков.

Поверхностные пороки, не вредящие прочности изделий, д. б. устранены механической обработкой с последующей в случае надобности заваркой таковых.

в) Размеры отливок должны соответствовать принятому к исполнению чертежу с тем, чтобы отступления от такового в местах, подлежащих обработке, давали возможность получения изделий в чистом виде, без черновин, а в местах, не подлежащих обработке, не уменьшали бы размеров изделий в поперечном сечении больше, чем на 5%. В сторону увеличения размеров допускаются отступления от чертежа без ограничения при условии возможности сборки без дополнительной обработки и при условии увеличения веса сдаваемого изделия не более, чем на 5%.

г) Все поставляемые стальные отливки должны быть предъявлены к приемке в отожженном виде.

д) Излом отливок д. б. однородный, мелкозернистый, без пузырей, мелких раковин, трещин и песочин.

Цветные металлы.

§ 1. Цинк и сплавы цинка.

Литой цинк в твердом состоянии имеет грубое кристаллическое строение и хрупок. При темп-ре свыше 100° становится пластичным и поддается прокатке и прессовке; при темп-ре выше 250° опять становится хрупким и легко распадается в порошок; при темп-ре 00° плавится. В сыром воздухе цинк покрывается тонким слоем углекислой соли, предохраняющей его от дальнейшего окисления.

Цинк применяется для изготовления сплавов, для нанесения защитного слоя на железо и сталь и в виде листов для покрытия крыш, полов в уборных и на балконах. По содержанию примесей цинк разделяется на четыре марки (ОСТ 267).

Марки цинка.

Обознач. марки	Цинк в % не менее	Примеси (в процентах)							Примерное назначение
		Кадмий	Железо	Свинец	Алюминий	Олово	Проч. примеси не более	Всего не более	
		в отдельности не более							
Ц. 1	99,85	0,07	0,04	0,07	Следы	Следы	0,01	0,15	Для высш. спец. сорт. катан. латуни (напр., патронной).
Ц. 2	99,50	0,25	0,04	0,30	»	»	0,02	0,50	Для высш. сорт. торгов. катан. латуни и для прокатки.
Ц. 3	98,75	0,60	0,05	0,80	»	»	0,05	1,25	Для обычной торгов. латуни и мунца.
Ц. 4	98,00	0,75	0,10	1,60	»	»	0,08	2,00	Для цинкования и литых сплавов.

Примечания. 1. Под следами примесей подразумевается содержание примесей не свыше 0,002%. 2. Содержание кадмия в Ц. 1 для лако-красочной промышленности не должно превышать 0,03%.

Сортамент цинковых листов обыкновенных (ОСТ 4270) дан в таблице (размеры — в *мм*, приблизительный теоретический вес 1 м листов — в *кг*).

Сортамент цинковых листов.

Толщина	Ширина / длина 350	Ширина / длина 450	Ширина / длина 500	Допуск отклон. по толщ. листов	Вес *кг/м²*	Толщина	Ширина / длина 500	Ширина / длина 710	Допуск отклон. по толщ. листов	Вес *кг/м²*
0,15	450	—	—	±0,03	1,1	0,75	1250	—	±0,05	5,4
0,15	600	—	—	±0,03	1,1	1,20	1000	—	±0,06	7,2
0,25	500	600	—	±0,03	1,8	1,50	—	1410	±0,10	10,8
0,25	600	700	—	±0,03	1,8	2,00	—	1410	±0,15	14,4
0,35	500	—	—	±0,05	2,5	2,50	—	1410	±0,15	18,0
0,35	700	700	700	±0,05	3,00	—	—	1410	±0,15	21,6
0,50	—	—	1000	±0,05	3,6	4,00	—	1410	±0,20	28,8
0,60	—	—	800	±0,05	4,3	5,00	—	1200	±0,20	36,0

По нормам НКПС 310ТУ24 цинк должен удовлетворять следующим условиям:
1. Химический состав: цинка в чушках не менее 98,5%, в листах 98%, железа не более 0,9% в обоих случаях, примесей — остальное.
2. Проба на загиб одного из углов листа кианкой: листы толщиною до 1 *мм* должны выдерживать загиб на 180° вплотную, а листы толщиной 4 *мм* — на 90°; листы толще 4 *мм* не испытываются на загиб. Губки тисков должны иметь радиус закругления, равный толщине листа.

Сплавы цинка (с медью, алюминием, оловом) обладают большей прочностью, чем чистый цинк, и применяются для арматур при невысоком давлении пара и слабо нагруженных подшипников.

§ 2. Свинец, олово и их сплавы.

1. **Свинец** в разрезе имеет синевато-серый цвет, равномерно сплавленную поверхность и сильный металлический блеск, скоро тускнеющий на воздухе; мягок, тягуч, хорошо режется ножом, в холодном состоянии расковывается без трещин, плавится при темп-ре 327°. Свинец идет в чушках, листах (ролях) и в виде труб.

Свинцовые трубы устойчивы против кислот; листовой свинец употребляется в местах, требующих водонепроницаемости, идет ролями 9 × 2 м; чушковый свинец служит для заливки стыков чугунных водопроводных и канализационных труб, для заливки гнезд для закрепления металлических частей в камне.

Свинец не должен содержать примесей более 0,5%; в числе примесей сера не допускается.

2. Олово имеет кристаллическое строение, мягко и тягуче, тверже свинца, плавится при 232°. Продается в чушках и прутках. В зависимости от химического состава установлены (ОСТ 663) след. марки олова:

Марки олова.

Марки и их обозначения	Химический состав в %				Примерное назначение
	олова Sn не менее	примеси			
		в том числе		всего не более	
		железа Fe не более	свинца Pb не более		
О. 1	99,9	0,04	0,04	0,1	Для лужения консервной жести.
О. 2	99,75	0,04	0,01	0,25	Для лужения посуды; для баббита Б1.
О. 3	99,5	0,04	см. примечание	0,5	Для бронз.
О. 4	98,5	0,04	—	1,5	Для припоев; для баббитов (кроме Б1).

Примечание. Содержание Pb ограничивается цифрой, определяющей общее содержание примесей.

Поверхность олова должна быть чистой и не иметь посторонних механических включений и ни малейших признаков разъедания («оловянной чумы»).

Олово служит для покрытия металлов от ржавления, для лужения посуды и для пайки в виде сплава со свинцом.

3. Сплавы олова. Мягкие припои характеризуются следующими данными:

Олово (в процентах)	63,2	70,0	85,0	50,0	40 2	30,0
Свинец »	36,8	30,0	15,0	50,0	59,8	70,0
Темп-ра плавления (°С) . . .	183	194	212	213	232	257

Перед пайкой спаиваемые места тщательно очищаются, покрываются паяльной жидкостью (соляная к-та, воск, канифоль и т. п.), к-рая при нанесении жидкого припоя им вытесняется. Оловянные припои продаются в прессованном виде вместе с вспомогательными при пайке средствами, а также в виде мази «тиноль» (смесь порошка из припоя с паяльной жидкостью).

Для достижения очень низких температур плавления к оловянным припоям добавляют висмут, также и кадмий:

Олова (в процентах):	15,5	20	20,6	21,4	24,8	20	15
Свинца »	32	26	26,8	27,8	22,1	20	25
Висмута (в процентах): . . .	52,5	54	52,6	50,8	53,1	60	60
Темп-ра плавления (°С) . . .	96	101	103	107	121	114	125

Твердый припой см. стр. 73.

4. Белый металл (баббит) представляет собою сплав олова с медью и сурьмой, в к-ром большую часть олова заменяют свинцом. Баббит не должен содержать железа и мышьяка. Пределы темп-р плавления для сплавов, свободных от свинца, приблизительно от 400 до 235°, а сплавов, содержащих свинец,—от 400 до 180°. Согласно ОСТ 88 установлено пять марок баббита.

Марки баббита.

Название марок баббита	Состав баббита в %					Примечание
	Sb	Cu	Sn	Pb	Общее количество примесей	
Б1	11—12	5—6	Остальное	—	Менее 0,3	Количество каждой примеси в отдельности менее 0,1%; свинца до 0,3%.
Б2	15—16,5	2,5—3	15—16	Остальное	Менее 0,3	Количество каждой примеси в отдельности менее 0,1%; % олова не должен превышать % сурьмы.
Б3	13—15	2,5—3	12—13	Остальное	Менее 0,5	Количество каждой примеси в отдельности менее 0,1%.
Б4	13—15	2,5—3	4—5	Остальное	Менее 0,5	Колич. каждой примеси в отдельности менее 0,1%.
Б5	16—18	1,2—1,7	—	Остальное	Менее 0,5	Колич. каждой примеси в отдельности менее 0,1%; примесь олова не ограничена.

Баббиты поставляются в слитках установленного в заказе размера и веса. Поверхность слитков должна быть чистой и не должна иметь посторонних включений. В изломе баббиты не должны обнаруживать ликвации, расслаивания и присутствия посторонних веществ. Химический состав баббитов должен соответствовать марке, указанной в заказе, и удовлетворять данным таблицы.

§ 3. Медь красная и ее сплавы.

Медь в холодном и горячем состоянии куется и поддается прокатке, в нагретом состоянии поддается прессовке и холодная обрабатывается различными способами. Темп-ра плавления 1064°. Медь выпускается в виде листов, пластин, штанг, проволоки и труб.

Ниже приведены извлечения из ОСТ и ТУ НКПС на медь, сплавы из меди и изделия.

1. Марки красной меди (по ОСТ 308). Настоящий стандарт распространяется как на медь не в деле (штыки, вайрбарсы, катоды и т. п.), так и на медь в деле—в виде тех или иных полуфабрикатов и изделий (листы, ленты, проволока, части паровозных топок и т. п.).

В зависимости от химического состава устанавливаются пять марок меди согласно нижеслед. таблице.

Марки меди.

Марки и их обозначение	Химический состав (в процентах)				Марки и их обозначение	Химический состав (в процентах)			
	Cu не менее	примеси				Cu не менее	примеси		
		в том числе		всего не более			в том числе		всего не более
		Bi не более	Sb не более				Bi не более	Sb не более	
M1	99,9	Следы	Следы	0,1	M4	99,5	0,003	0,005	0,5
M2	99,8	Следы	Следы	0,2	M5	99,0	0,005	0,010	1,0
M3	99,7	Следы	Следы	0,3					

Примечания. 1. Серебро считается за медь. 2. Под следами понимают содержание соответствующего элемента не более 0,002%. 3. Медь марки M1 в виде катодов должна содержать Cu не менее 99,95%. 4. В топочной меди за счет содержания Cu допускается As в количестве не более 0,5%.

2. Вайрбарсы красной меди (извлечение из ОСТ 311). Верхняя поверхность («рожа») вайрбарсов д. б. мелкоморщинистой, без вздутий и утяжки.

Вся поверхность вайрбарсов д. б. чистой и на ней не должно обнаруживаться раковин, трещин, засора и признаков слоистости.

Вайрбарсы должны обнаруживать в изломе однородное плотное строение и шелковистый блеск. Слоистость, пузыри, раковины и посторонние включения не допускаются. Химический состав вайрбарсов должен соответствовать марке М1, установленной в ОСТ 308.

Электропроводность протянутых в проволоку вайрбарсов должна быть такова, чтобы проволока длиной в 1 *км* и площадью поперечного сечения в 1 *мм*² имела при 20° С электрическое сопротивление не выше 17,48 ома, т. е. проводимость ее не должна быть менее 98,64% проводимости образцовой отожженной медной проволоки, принятой в качестве международного стандарта Международной электрической комиссией.

Примечание. За международный стандарт образцовой отожженной медной проволоки принимается проволока, электрическое сопротивление к-рой при длине в 1 *м*, постоянном сечении в 1 *мм*² и темп-ре 20° С равняется $^1/_{58}$ ома—0,017241 ома.

3. Проволока круглая медная твердотянутая для голых электрических проводов и кабелей (извлечение из ОСТ 421). а) Проволока для голых электрических проводов и кабелей должна быть изготовлена из меди марки М1 (см. ОСТ 308).

б) Проволока д. б. свернута в круги или намотана на катушки правильными, не перепутанными, рядами, без изгибов.

Примечание. Поставка проволоки в кругах или катушках обусловливается заказом.

в) Проволока должна иметь гладкую глянцевую поверхность и д. б. без спаек и сростков, без пленок, трещинок, волосовинок и т. п. недостатков.

г) Диам. проволоки, а также размер и вес катушек и кругов с допускаемыми отклонениями впредь до утверждения на них общесоюзного стандарта устанавливается соглашением сторон.

д) Временное сопротивление на разрыв д. б. не менее 38 *кг/мм*², а относительное удлинение (после разрыва)—не менее 1%.

е) Проволока длиной в 1 *км* и площадью поперечного сечения в 1 *мм*² должна иметь при 20° С электрическое сопротивление не выше 17,84 ома, т. е. проводимость ее д. б. не менее 96,64% проводимости образцовой отожженной медной проволоки, принятой в качестве международного стандарта Международной электрической комиссией.

Примечание. За международный стандарт образцовой отожженной медной проволоки принимается проволока, электрическое сопротивление к-рой при длине 1 *м*, постоянном сечении 1 *мм*² и темп-ре 20° С равняется $^1/_{58}$ ома = = 0,017241 ома.

4. Прутки красной меди для заклепок и котельных связей (извлечение из ОСТ 681). Поверхность прутков д. б. чистой, без трещин, раковин и др. недостатков; допускается незначительная шероховатость поверхности, как следствие протяжки.

Допускаемые отклонения от номинальных размеров прутка: по диам. ±0,2 *мм*, по овальности 0,2 *мм*, по длине ±25 *мм*. Поверхность свежего излома прутков д. б. розоватого цвета, однородная, без посторонних включений, расслоений, пузырей и др. недостатков.

При испытании на растяжение временное сопротивление д. б. не менее 22 *кг/мм*² при относительном удлинении не менее 35% на расчетной длине, равной десяти диаметрам образца. Допускается понижение временного сопротивления до 21 *кг/мм*² при условии одновременного повышения относительного удлинения из расчета 0,2% на каждые 0,1 *кг/мм*² понижения временного сопротивления.

Прутки при пробе на загиб образца вплотную (на 180°) в холодном состоянии не должны показывать признаков разрушения.

Прутки при пробе на осадку образца до $^1/_3$ первоначальной его длины не должны показывать признаков разрушения.

5. Заклепки красной меди (извлечение из ОСТ 683). а) Поверхность заклепок д. б. чистой, без трещин, плен, раковин и др. недостатков.

б) Форма и размеры заклепок будут установлены дополнительно.

Допускаемые отклонения в размерах заклепки:

По диаметру стержня	±0,2 *мм*	По высоте головки	+0,3 *мм*
» » головки .	+1,5, −0,5 »	» овальности стержня . . .	0,2 »
» длине стержня	±0,5 »	» совпадению оси головки и стержня	0,2 »

в) Поверхность свежего излома заклепок д. б. розоватого цвета, однородной, без посторонних включений, расслоений, пузырей и др. недостатков.

г) Головка заклепки в холодном состоянии должна выдерживать пробу на расплющивание до получения диаметра, равного 2,5 диам. стержня заклепки.

д) Образец, отрезанный от стержня заклепки при пробе на осадку до $^1/_3$ первоначальной длины образца, не должен выказывать признаков разрушения.

6. Листы красной меди повышенной точности прокатки по сортаменту (ОСТ 2561) имеют размеры, указанные в таблице; в ней даны допускаемые отклонения по толщине листов (все размеры—в *мм*, вес теоретический—в *кг/м*²).

Сортамент листов красной меди.

Ширина и длина / Толщина	600 × 1500 (600 × 2000)	710 × 1410	1000 × 2000	Вес кг/м²	Ширина и длина / Толщина	600 × 1500 (600 × 2000)	710 × 1410	1000 × 2000	Вес кг/м²
0,20	±0,03	—	—	1,78	1,50	±0,08	±0,10	±0,12	13,35
0,25	±0,03	—	—	2,23	1,80	±0,08	±0,10	±0,12	16,02
0,30	±0,03	—	—	2,67	2,00	±0,08	±0,10	±0,15	17,80
0,35	±0,03	—	—	3,12	2,50	±0,10	±0,12	±0,15	22,25
0,40	±0,04	±0,05	—	3,56	3,00	±0,10	±0,12	±0,15	26,70
0,45	±0,04	±0,05	—	4,01	3,50	—	±0,14	±0,15	31,15
0,50	±0,04	±0,05	—	4,45	4,00	—	±0,14	±0,18	35,60
0,60	±0,05	±0,06	—	5,34	5,00	—	±0,15	±0,18	44,50
0,70	±0,05	±0,06	—	6,23	6,00	—	±0,15	±0,22	53,40
0,80	±0,05	±0,06	±0,08	7,12	7,00	—	±0,18	±0,22	62,30
0,90	±0,06	±0,08	±0,08	8,01	8,00	—	±0,18	±0,25	71,20
1,00	±0,06	±0,08	±0,10	8,90	9,00	—	±0,20	±0,25	80,10
1,20	±0,06	±0,08	±0,10	10,68	10,00	—	±0,20	±0,25	89,00

Допускаемые отклонения по ширине и длине листов ±5 *мм*.

7. Листы красной меди топочные (извлечение из ОСТ 347). а) Листы красной меди топочные должны предъявляться к приемке в отожженном виде и по своему составу должны соответствовать марке М4, установленной в ОСТ 308.

б) Поверхность листов не должна иметь плен, трещин, расслоений, раковин и т. п. пороков. Небольшая шероховатость, свойственная листам, полученным путем горячей прокатки, и мелкие углубления в пределах установленных допусков по толщине (см. п. «в») допускаются.

в) Форма и размеры листов д. б. обусловлены при заказе со следующими допусками.

1. **Допуски по толщине**, для прямых листов шириной до 1 800 *мм* вкл. +5%; для листов шире 1 800 *мм* +8%; в обоих случаях допуск по толщине не должен превышать 1 *мм*. Для гнутых листов в плоских местах те же допуски по толщине, что и для прямых листов; в местах загиба ±2,5 *мм*, а в горловинах ±4 *мм*.

2. **Допуски по ширине и длине** для прямых листов по ширине и длине +5 *мм*, для решеток, лобовых листов и средней части шинели по ширине ±2 *мм*, для средней и боковых частей шинели по длине +5 *мм*.

3. **Допуски по высоте** для борта решеток и лобовых листов +3 *мм*, для решеток, лобовых листов и боков шинели +5 *мм*.

Примечания. 1. Толщина листов измеряется на расстоянии 40 *мм* от кромки листа и на расстоянии 100 *мм* от угла листа. 2. Каждый лист должен иметь припуск поперек прокатки, предназначенный для взятия образца. Мелкие листы, вырезываемые из одного листа, могут иметь один общий припуск (также поперек прокатки) в том случае, когда они предъявляются к приемке в неразрезанном виде.

г) Результаты заводского химического анализа листов (по плавкам) должны соответствовать марке М4 красной меди, установленной ОСТ 308.

д) Временное сопротивление на растяжение должно быть ⩾ 22 *кг/мм²*, относительное удлинение ⩾ 35% при условии отсутствия признаков расслоения на испытуемом образце.

Допускается понижение временного сопротивления до 21 *кг/мм²* при условии одновременного повышения относительного удлинения из расчета 0,2% на каждые 0,1 *кг/см²* понижения временного сопротивления.

е) Образцы должны выдерживать пробу на загиб в холодном состоянии вплотную на 180° без расслоения испытуемого образца.

ж) Поверхность свежего излома образца должна иметь розовый оттенок и шелковистый вид.

Примечание. Проба на излом устанавливается как факультативная.

8. Прутки марганцовистой меди. (Извлечение из ОСТ 682). а) Прутки марганцовистой меди для котельных связей должны иметь следующий состав: меди не менее 92%, марганца не менее 4%, меди и марганца (Cu + Mn) не менее 98,5%, примесей не более 1,5%, из них железа не более 1%.

Марки медно-цинковых сплавов (латуни).

Наименование	Марка	Медь		Спец. примеси		Случайные примеси не более									Примерное назначение
		Норма	Допуск	Свинец	Олово	Свинец	Железо	Фосфор	Мышьяк	Сурьма	Висмут	Олово	Всего	Цинк	
Томпак	ЛТ 90	90	±1	—	—	0,03	0,1	Следы	Следы	Следы	Следы	Следы	0,20		Для плакировки и пр.
Полутомпак	Л 80	80	±1	—	—	0,03	0,1	0,01	0,01	0,005	Следы	0,05	0,25	О	Листы, ленты, проволока
Латунь	Л 68	68	+2 −1	—	—	0,03	0,1	0,01	0,01	0,005	Следы	0,10	0,25	С	Трубы конденсаторные, ленты
Латунь	Л 62	62	±1,5	—	—	0,1	0,15	0,01	0,01	0,005	0,003	0,15	0,4	Т	Листы, ленты, трубы и прутки тонкие, проволока
Латунь	Л 59	59	+1 −2	—	—	0,5	0,3	0,01	0,01	0,100	0,003	0,20	0,9	А	Листы, трубы и прутки толстые
Мунц	ЛС 59	59	+1 −2	0,8—1,9	—	—	0,5	0,2	0,02	0,010	0,003	0,25	1,0	Т	Листы толстые
Мунц автоматный	ЛС 59А	59	+1 −2	2—3	—	—	0,5	0,02	0,02	0,010	0,003	0,25	1,0	О	Прутки для автоматов
Латунь морская	ЛМ 70	70	±1	—	1,0—1,5	0,07	0,05	Следы	Следы	Следы	Следы	—	0,2	К	Трубы, соприкасающиеся с морской водой
Латунь морская	ЛМ 62	62	±1	—	1,0—1,5	0,2	0,1	Следы	Следы	Следы	Следы	—	0,4		Листы и прутки

Примечание 1. Под следами подразумевается содержание соответствующего элемента не свыше 0,002%.
Примечание 2. В латунных прутках марки Л 62 для специальных целей допускается специальная примесь свинца в пределах 0,4—0,6%. В этом случае количество примесей специальных и случайных должно быть не более 0,9%.

б) Поверхность прутков д. б. чистой, без трещин, плен, раковин и др. недостатков; допускается незначительная шероховатость, как следствие протяжки.

в) Размеры прутков будут установлены дополнительно.

Допускаемые отклонения от номинальных размеров прутка: по диаметру ±0,2 *мм*, по овальности 0,2 *мм*, по длине ±25 *мм*.

г) Поверхность свежего излома д. б. розоватого цвета, однородная, без посторонних включений, расслоений, пузырей и др. недостатков.

д) При испытании на растяжение временное сопротивление д. б. не менее 27 *кг/мм*² и относительное удлинение—не менее 32% на расчетной длине, равной 10 диам. образца.

е) Прутки при пробе на загиб образца вплотную (на 180°) в холодном состоянии не должны показывать признаков разрушения.

ж) Прутки при пробе на осадку образца до $^1/_2$ первоначальной его длины не должны показывать признаков разрушения.

9. Прутки меди красной обычного назначения должны удовлетворять след. ТУ (ОСТ 4273). Прутки д. б. изготовлены из красной меди марок М3 и М4 по ОСТ 108 и по своим свойствам подразделяются на мягкие (отожженные) и твердые (неотожженные). Поверхность прутков д. б. чистой, без трещин, плен, раковин и др. недостатков.

Временное сопротивление R и относительное удлинение l на расчетной длине $=11{,}3\sqrt{F}$ в % должны удовлетворять след. требованиям:

Мягкий материал	размеры . . . . . *мм*	3—14	15—3(	38—5(	52—75	80—100
	R не менее . . . *кг/мм*²	—	20	19	18	18
	l не менее . . . . . %	—	35	30	30	30
Твердый материал	R не менее . . . *кг/мм*²	27	27	27	25	24
	l не менее . . . . . %	4	4	4	7	10

10. Медно-цинковые сплавы (латунь). Марки по ОСТ 312 (1931 г.). Настоящий стандарт распространяется на технические медно-цинковые сплавы, составными частями к-рых являются медь и цинк (томпак и латунь), содержащие иногда в качестве специальных примесей свинец (муцевая латунь) или олово (морская латунь).

В зависимости от химического состава медно-цинковых сплавов устанавливаются следующие марки и их обозначения (состав в %%) (см. табл. на стр. 71).

11. Прутки латунные неответственного назначения должны удовлетворять след. ТУ (ОСТ 3335).

Прутки латунные неответственного назначения изготовляются неотожженными (твердыми) из сплава Л 59 и ЛС 59 по ОСТ 312 (изд. 1931 г.).

Размеры прутков латунных и допуски к ним должны соответствовать ОСТ 2975, 2977 и 2978.

Поверхность прутков д. б. гладкая, без значительных плен, раковин и др. поверхностных недостатков.

Примечания. 1. Прутки считаются выправленными, если при укладке на столе просвет между прутками и столом не превышает 5 *мм* на длине 1 *м* для диам. до 15 *мм* и 10 *мм* для диам. 15 *мм* и выше. 2. Местные покраснения прутков после травления не м. б. причиной брака. 3. Подчистка поверхностных пороков допускается на глубину, не превышающую допусков по толщине.

Прутки латунные в месте излома должны иметь однородную структуру без посторонних включений и без раковин.

Прутки латунные сплава ЛС 58 при пробе обработкой на токарном станке должны иметь стружку колющуюся (сыпучую).

Прутки латунные при пробе растяжением должны удовлетворять след. нормам:

Диам. прутков в *мм*	5—15	16—50	52—100
Временное сопротивление в *кг/мм*² . . .	40	35	30
Удлинение в %	20	15	10

12. Листы латунные неответственного назначения должны удовлетворять след. условиям (ОСТ 3336).

а) Листы латунные неответственного назначения изготовляются оттожженными (мягкими) из сплава марок Л 59 и Л 62 по ОСТ 312 (изд. 1931 г.).

Примечание. Листы толщиной более 3 *мм* м. б. изготовлены из сплава ЛС 59 по ОСТ 312 по усмотрению поставщика.

б) Размеры листов латунных и допуски к ним должны соответствовать ОСТ 2564.

Примечание. По соглашению сторон в каждой партии листов толщиною в 1,2 *мм* и меньше м. б. допущено определенное количество нестандартных размеров (разномерки), но не менее 500 *мм* по ширине и 1000 *мм* по длине.

в) Поверхность листов д. б. чистая и гладкая, без значительных плен, раковин и др. поверхностных дефектов. Кромки листов д. б. ровными.

Примечания. 1. Места побежалости и местные покраснения листов не м. б. причиной брака. 2. На поверхности листов допускаются подшабровка и подчистка наждачным полотном поверхностных пороков на глубину, не превышающую допусков по толщине.

г) Листы латунные толщиною от 0,2 *мм* до 1,5 *мм* изготовляются из сплава марки Л 62, а толщиною 1,8 *мм* и выше—из сплава Л 59. Листы толщиною более 3 *мм* могут изготовляться из сплава ЛС 59, согласно примечанию к п. «а».

д) Листы латунные при толщине от 0,2 до 2 *мм* должны выдерживать пробу на выдавливание по методу Эриксена пуансоном радиуса 10 *мм*, при чем глубина выдавленной лунки, соответствующая появлению трещины, должна удовлетворять след. нормам:

при толщине листов . . . . *мм*	0,2—0,25	0,3—0,55	0,6—1	1,2—1,5	1,8—2
наим. глубина лунки . . . . *мм*	7	9	9,5	10	10,5

Листы латунные толщиною 2,5—10 *мм* при пробе растяжением должны удовлетворять след. нормам:

марки	Л 62	Л 59	ЛС 59	Образец длиною
R . . . . . *кг/мм²*	31	35	35	$l = 11{,}3\sqrt{F}$
l . . . . . %	35	25	20	

Листы латунные при пробе на загиб в холодном состоянии поперек прокатки должны выдерживать без появления следов надрыва или отслоений загиба:

при толщине листов . . . . . *мм*	0,2—1,8	2—5	6—10
загиб . . . . . на 180° вплотную		180° вокруг оправки диам. 5 *мм*	диам. 10 *мм*

13. Проволока латунная обычного назначения (извлеч. из ОСТ 4274). Настоящий стандарт распространяется на латунную проволоку диаметром от 0,10 до 10 *мм*, предназначающуюся для изделий обычного качества, так наз. «торговую продукцию».

Классификация. Проволока латунная обычного назначения изготовляется: отожженной (мягкой) диаметрами 0,10 до 2 *мм* и не отожженной (твердой) диаметрами 0,10—10 *мм*, для диаметров от 0,10 до 4,5 *мм* из сплава Л 62, от 6 до 10 *мм* из сплава Л 59 по ОСТ 312, ред. 1931 г.

Технические условия. § 1. Размеры проволоки и допуски к ней должны соответствовать ОСТ 2974.

§ 2. Поверхность проволоки должна быть гладкая, без раковин, плен и других дефектов.

Примечание 1. Забоины и царапины, полученные в результате механического повреждения посторонним предметом, а также продольные следы протяжки, не выводящие проволоку из предела допусков, не являются браковочным признаком.

Примечание 2. Местные покраснения проволоки после травления не могут служить причиной брака.

§ 3. Временное сопротивление R и относительное удлинение должны удовлетворять следующим требованиям.

Диаметры проволоки *мм*	Проволока			
	Мягкая		Твердая	
	R не менее *кг/мм²*	r не менее %	R не менее *кг/мм²*	r не менее %
0,10— 0,050	35	20	60	0,5
0,55— 1,00	33	25	55	1
1,1— 2	33	30	45	4
2 — 4,5	—	—	40	10
5 —10	—	—	38	15

Примечание. Расчетная длина образца проволоки берется длиной $l = 100$ *мм*.

14. Латунный (твердый) припой служит для спайки меди, бронзы и латуни; он состоит из меди (42—54%) и цинка, иногда с добавкой сурьмы; темп-ра плавления 820—875°, соответственно составу припоя.

15. Трубы красной меди бельнотянутые (извлечение из ТУОСТ425). а) В качестве материала для изготовления труб и наконечников рекомендуется применять красную медь марки МЗ (ОСТ 308).

Примечание. Для изготовления паропроводных труб, а также воздухопроводных и водопроводных труб высокого давления не разрешается применять заготовки, полученные путем гальванического осаждения меди на сердечнике. Возможность при-

менять для изготовления труб заготовки, полученные путем гальванического осаждения меди на сердечнике, устанавливается соглашением сторон.

б) Поверхность труб и наконечников должна быть чистой, без плен, раковин, трещин, расслоений, забоин, вмятин, борозд и т. п. недостатков как внутри, так и снаружи трубы. Обрез труб должен быть чистым, без заусениц и под прямым углом.

г) Трубы и наконечники должны выдерживать без изменения формы и без течи внутреннее гидравлическое давление, определяемое по ф-ле: $p = 1100\frac{s}{d}$ (но не более 70 *кг/см*²), где p—давление в *кг/см*², s—толщина стенки в *мм* и d—внутренний диам. трубы или наконечника в *мм*.

Примечание Трубы и наконечники с внутренним диам. менее 15 *мм* гидравлическим давлением не испытываются, если в заказе это испытание специально не оговорено.

В случае поставки труб или наконечников для внутреннего давления выше 50 *кг/см*² величина давления при гидравлическом испытании устанавливается по особому соглашению между поставщиком и заказчиком (впредь до установления ОСТ'а пробных давлений).

д) Временное сопротивление на растяжение д. б. не менее 21 *кг/см*², а относительное удлинение—не менее 25% на нормальной расчетной длине ($l = 11{,}3\sqrt{F}$, где F—площадь поперечного сечения).

е) Образцы труб и наконечников должны выдержать в холодном состоянии отгибание борта шириною, равной 250% внутреннего диам. трубы, но не более 20 *мм*.

ж) Образцы труб и наконечников должны выдержать в холодном и горячем (450—500° С) состоянии пробу на сплющивание до полного соприкосновения.

16. Бронзовые отливки (извлечение из 322ТУ24). а) Химический состав отливок употребляется следующий.

Химический состав бронзовых отливок.

Составные части	№ 1		№ 2		№ 3		№ 4		№ 5		№ 6	
	норм.	допуск.	норм.	допуск.	норм.	допуск.	норм.	допуск.	норм.	допуск.	норм.	допуск.
Медь . . .	88	87—89	87	86—88	87,7	87—88,4	87	86—88	83	82—84	85	84—86
Олово . .	10	9—11	8	7—9	10	9,5—10,5	9,5	8—11	7,5	5,5—8,5	14	13—15
Цинк . . .	2	1,5—2,5	5	4—6	—	—	—	—	2,5	2—3	1	0,75—1,25
Свинец . .	—	—	—	—	2	1,75—2,25	3,5	3—4	7	6—8	—	—
Фосфор . .	—	—	—	—	0,3	0,3	—	—	—	—	0,1	—
Примеси .	—	⩽ 0,5	—	⩽ 0,5	—	⩽ 0,5	—	⩽ 0,5	—	⩽ 0,5	—	⩽ 0,5
$R \geqslant$ . .		22		18		23		—		—		—
$i^* \geqslant$ . .		12		12		5		—		—		—

* На нормальной расчетной длине.

В числе примесей—фосфора, висмута и мышьяка не более 0,005% каждого.

Употребление: № 1—для ответственных отливок, паровых клапанов, цилиндров, насосов и частей механизмов, подлежащих гидравлическому испытанию в 10 атм. и более; № 2—для частей механизмов, подлежащих гидравлическому испытанию ниже 10 атм. и не подлежащих таковому, кроме гребных винтов; № 3—для золотников; № 4—для паровозных осевых и дышловых подшипников; № 5—для подшипников товарных вагонов; № 6—для пружинящих поршневых колец.

в) Сплавы для лопастей гребных винтов, скалок, болтов и т. п. изделий должны удовлетворять след. механическим условиям: 1) лопасти гребных винтов $R \geqslant 45$ *кг/мм*², $i \geqslant 15\%$ и загибу около стержня диаметром, равным двойной толщине планки, на внутренний угол в 135°; 2) для остальных изделий: кованых $R \geqslant 45$ *кг/мм*² и некованых $R \geqslant 35$ *кг/мм*², $i \geqslant 15\%$ в обоих случаях.

17. Трубы латунные цельнотянутые ответственного назначения (извлечение из ТУ ОСТ 428). а) В качестве материала для изготовления цельнотянутых латунных труб ответственного назначения рекомендуется применять медно-цинковые сплавы марок Л 68 и Л 65 (ОСТ 312).

б) Поверхность труб д. б. чистой, без плен, раковин, трещин, расслоений, забоин, вмятин, борозд и т. п. недостатков как внутри, так и снаружи трубы. Обрез труб должен быть чистым, без заусениц и под прямым углом.

г) Трубы должны выдерживать без изменения формы и без течи внутреннее гидравлическое давление, определяемое по формуле: $p = 1500\frac{s}{d}$ (но не более 80 *кг/см²*), где *p*—давление в *кг/см²*, *s*—толщина стенки в *мм* и *d*—внутренний диаметр трубы в *мм*.

Примечание. Трубы с внутренним диам. менее 15 *мм* гидравлическим давлением не испытываются, если в заказе это испытание специально не оговорено.

д) Временное сопротивление на растяжение д. б. не менее 30 *кг/см²*, а относительное удлинение—не менее 38% на нормальной расчетной длине ($l = 11{,}3\sqrt{F}$, где *F*—площадь поперечного сечения).

е) Образцы труб должны выдержать в холодном состоянии пробу на отгибание борта шириною, равной 25% внутреннего диам. трубы, но не более 20 *мм*.

ж) Образцы труб должны выдержать в холодном состоянии пробу на сплющивание до полного соприкосновения.

§ 4. Никель.

Никель в чистом виде имеет особую окраску с высоким блеском. В холодном состоянии он куется, прокатывается и тянется в тончайшую проволоку (*t°* пл. 1450° С). В расплавленном состоянии никель имеет стремление поглощать углерод, к-рый понижает прочность и растяжимость никеля. Благодаря слабому сродству к кислороду никель употребляется для покрытия металлов, что обычно производится гальваническим путем. Наибольшее применение никель имеет в стальной промышленности (см. стр. 23), в сплаве с медью широко применяется в электротехнике, как проволока для специальных электротехнических сопротивлений. Для изготовления посуды и приборов никель употребляется (13—18%) в сплаве с цинком (19—31%) и медью (50—66%) (нейзильбер).

Никель подразделяется на след. марки (ОСТ 567) по своему химическому составу в %:

Марки никеля.

Обозначения марок	Ni + Co не менее	Co не более	Прочие примеси				Cu	Всего не более
			Fe	Si	C	S		
Н 1	99,7	0,1	0,2	0,01	0,05	Следы	0,03	0,3
Н 2	99,5	0,8	0,3	Следы	Следы	Следы	Следы	0,5
Н 3	99,0	1,0	0,5	0,15	0,2	0,03	0,015	1,0
Н 4	97,5	1,5	1,2	0,35	0,8	0,06	0,15	2,5

Под следами подразумевается содержание соответствующего элемента не более 0,002%.

§ 5. Алюминий и сплавы алюминия.

Технический алюминий содержит почти всегда железо, кремний и кислород; чистого алюминия—от 93% до 99,5%; темп-ра плавления 657° С.

Вода и воздух не действуют на алюминий; алюминий легко прокатывается, штампуется и поддается волочению.

Весьма пригодны для литья и механической обработки следующие сплавы алюминия. Немецкий сплав (10% цинка и 2% меди)—с удельным весом 2,9—2,95, сопротивлением разрыву 12—17 *кг/мм²* при удлинении 2—4%. Американский сплав (8% меди)—с удельным весом 2,85—2,9, сопротивлением разрыву 12—15 *кг/мм²* при удлинении в 1—2%.

Магналий—сплав с 3—25% магния—поддается механической обработке при содержании магния до 5%; прочность сплава увеличивается по сравнению с чистым алюминием в 2 до 2,5 раза при 3 до 10% магния.

Дуралюминий—сплав различного состава в зависимости от применения (0,5% магния, 3,5—5,5% меди, 0,5—1% марганца); сопротивление разрыву от 36 до 62 *кг/мм²* при удлинении от 25 до 3%.

Кольчуг-алюминий (4—5% меди, 0,5—0,6% магния, 0,2—0,6% никеля, 0,3—0,5% марганца и до 0,4% кремния) дает временное сопротивление разрыву 28—38 *кг/мм²*, удлинение 25—10%.

Алюминий в чушках и болванках по химическому составу делится на три марки (ОСТ 2028):

Марки алюминия.

Обозначения марок	Al не менее	Примесей не более				
		Fe	Si	Fe+Si	Cu+Zn	Fe+Zn+Cu+Si
А I	99,5	—	—	0,50	0,05	0,50
А II	99,0	—	—	1,00	0,10	1,00
А III	93,0	1,0	1,0	1,75	0,25	2,00

Марка алюминия определяется по совместному содержанию железа и кремния (Fe + Si).

Количество железа (Fe) и кремния (Si) в марках А I и А II в отдельности не устанавливается.

§ 6. Магний и сплавы магния.

В чистом виде магний имеет малое техническое применение; в виде сплава с цинком, алюминием, медью и марганцем при большом содержании магния (более 70%) имеет общее название электрона, изготовляется заводом «Грисхейм-Электрон» в Биттерфельде; удельный вес электрона 1,82; временное сопротивление разрыву—от 26 до 42 *кг/мм²*, удлинение соответственно от 18 до 2%; применяется для машинных частей, имеющих значительные скорости движения, а также требующих большой обработки (электрон легко обрабатывается).

Магний в измельченном состоянии горит белым пламенем.

Грунты.

§ 1. Свойства грунтов.

1. Песок—различается по крупности: к р у п н ы й—при зернах крупнее 2,5 *мм*, с р е д н и й—при зернах от 1,25 до 2,5 *мм* и м е л к и й—при зернах меньше 1,25 *мм*. Пористость песка колеблется от 20 до 55% в зависимости от большей или меньшей округленности зерен, от размера их и от гранулометрического состава песка. Песок хорошо уплотняется водой, протекающей сверху вниз, водопроницаем тем более, чем крупнее зерна и чем песок чище (без примеси глины).

Требования, предъявляемые к песку для бетонных работ,—см. стр. 11.

2. Гравий—различается по крупности: к р у п н ы й—при зернах от 12 до 20 *мм*, с р е д н и й—при зернах от 8 до 12 *мм* и м е л к и й—при зернах от 5 до 8 *мм*.

Объемное содержание пустот достигает 40%.

По происхождению различают гравий: л е д н и к о в ы й, с угловатыми зернами, неоднородный по их размеру и засоренный песком и глиной, б е р е г о в о й (морской или крупноречной), с наиболее округленными зернами, свободный от глины, но слабо сортированный по крупности зерен, и р е ч н о й, образуемый деятельностью рек, с зернами средней округленности, вполне чистый и хорошо отсортированный.

Гравий, употребляемый для бетонных работ, должен удовлетворять условиям, изложенным на стр. 114.

П е м з о в ы й г р а в и й благодаря малой теплопроводности весьма ценен для теплых бетонов; о нем см. стр. 114.

Щебень трепельный (диатомитовый) см. стр. 115 и 170.

3. Глина—в чистом виде (каолин) имеет белый цвет; в большинстве случаев благодаря примесям окрашена в желтый, коричневый и др. цвета. При небольшом (до 10%) количестве примесей глина жирна наощупь в сыром состоянии, при растирании между пальцами дает нежное ощущение. В соприкосновении с водой сухая глина быстро впитывает ее и, разбухая, увеличивается в объеме в два и более раз. Глиняное тесто вязко, пластично, не впитывает и не пропускает воды.

Жирная глина, высыхая, снова уменьшается в объеме и покрывается трещинами; для их устранения глину отощают примесями (песок) или пользуются тощими природными глинами.

Извлечение из 416 ТУ 26 на г л и н у п е с ч а н у ю:

1. Глина д. б. однородная, без посторонних примесей, при растирании между пальцами должна давать мягкое и нежное ощущение.

2. Растертая глина не должна давать остатков при просеве через сито с отверстием в 1 *мм*. Растворенная в воде глина не должна давать осадков крупнее 1 *мм*.

3. Поглощение воды глиной должно быть около 50% своего веса. После просушки растворенной глины в течение четырех часов глина не должна терять более 30% поглощенной воды.

4. Темп-ра плавления глины должна быть не ниже 1300° С.

Огнеупорная глина—обладает способностью плавиться при высоких темп-рах. Различают три группы: 1) легкоплавкие глины, с темп-рой плавления до 1300° С (конус Зегера* 10)—гжельские глины; 2) тугоплавкие—с темп-рой плавления—1300—1580° С (конус Зегера 21) и 3) высокоогнеупорные—с темп-рой плавления выше 1580°,—боровичские глины. Огнеупорность глины, идущей для кладки печей, должна соответствовать огнеупорности кирпича для печи.

4. Торф—свеженарезанный содержит воды до 90%, воздушно-сухой—до 20%; применяется в строительстве, как теплоизолирующий материал; подробно см. стр. 169.

§ 2. Таблица углов естественного откоса.

Грунт	Угол естеств. откоса (°)	Грунт	Угол естеств. откоса (°)
Песок сухой	35	Глина сухая	45
» влажный	40	» насыщен. водой	20
» насыщен. водой	24—30	Грунт глинистый сухой	40
Гравий с остр. гранями	45	» » влажный	45
» с округл. гранями	30	Грунт глинистый насыщенный водой	17—30
Галька	40	Чернозем сухой	40
Строительный мусор с песком сухой	35	» влажный	45
Строительный мусор, насыщ. водой	30	» насыщ. водой	27—30

Вес грунтов см. 12 и 13 стр.

Естественные камни.

1. Технические свойства камней. а) Твердость, или сопротивляемость истиранию,—имеет значение при устройстве мостовых, тротуаров, ступеней и т. п.; твердость определяется шлифованием испытываемого образца наждачным порошком на круге стирания и измеряется потерей веса после 200 оборотов круга при 50 *см*² поверхности стирания (у гранитов и базальтов потеря 8—20 *г*, у известняков и песчаников 20—80 *г*). Сравнение твердости ведется по шкале Мооса, в к-рой принята твердость: тальк—1, каменная соль—2, кальцит—3, плавиковый шпат—4, апатит—5, ортоглаз—6, кварц—7, топаз—8, корунд—9 и алмаз—10. Для шоссейного щебня испытание на истирание и раздробление ударами производится во вращающихся барабанных аппаратах Деваля.

б) Крепость—определяется испытанием на временное сопротивление сжатию. Крепкими считаются породы с временным сопротивлением сжатию свыше 750 *кг/см*², средними—от 250 до 750 *кг/см*² и мягкими—ниже 250 *кг/см*². Средние сопротивления в *кг/см*²:

Диориты	2 400	Кварциты	1 390
Базальты	2 600	Трахиты	1 700
Граниты крупнозернистые	1 500	Гнейсы	1 200
» мелкозернистые	1 720	Известняки плотные сухие	1 100
Порфиры	1 850	» мелкозерн. »	650

в) Пористость и влагоемкость—имеют большое значение при оценке морозоупорности камня; определяется взвешиванием образцов в сухом и насыщенном водой состоянии.

г) Морозоупорность камня—считается установленной, если он выдержал 25-кратное замораживание и оттаивание при 15° С.

д) Огнестойкость камня—имеет значение при обделке заводских печей; наилучшими являются кварциты.

е) Теплопроводность (и звукопроводность)—тем меньше, чем больше пористость камня. Данные о теплопроводности см. в отд. «Гражданские сооружения».

ж) Стойкость на выветривание—проверяется по остроребрности и прочности обломков породы, пролежавших долгое время в карьере. Для камня, идущего на облицовку в городах, необходима проверка сопротивления камня действию сернистых и других газов.

Вес камней—см. выше, стр. 12—15.

Прочное сопротивление камней—см. «Сопротивление материалов» стр. 192 и 197.

2. Бутовый камень—представляет собой куски произвольной формы твердых пород,—гранита, диорита, базальта и т. п. Камень должен обладать прочностью, вяз-

* Конуса Зегера—см. стр. 86.

костью средней или мелкой зернистостью. Цвет камня—серый, красноватый, зеленоватый, синеватый, темных оттенков.

Удельный вес камня, в зависимости от породы, 2,5—3,1.

Булыжный камень идет для щебня и шашки, соответственно чему разделяется на сорта. Основные требования, к-рым должен удовлетворять булыжный камень, даны в след. таблице.

Внешний вид и свойства	Для шашки		
	1 сорта	2 сорта	3 сорта
Нормальное временное сопротивление сжатию в *кг/см²*	1500	1200	1000
Предельное временное сопротивление сжатию в *кг/см²*	1000	1000	800
Процент камня с пред. сопротивлением	10	15	15
Максимальный объем в *м³* и вес в *кг*	0,04 / 100	0,04 / 100	Наименьш. размер 6 *см*. Кругляка крупнее 6 *см* не более 20%
Нормальные размеры (в *см*)	13 × 11	9 × 11	
Предельный размер камня (в *см*)	8	6	
Процент камня с предельным размером	10	15	
Процент камня с предельным сопротивлением и предельными размерами	15	20	

Булыжный камень для шоссейного щебня должен быть по качествам—как для шашки 1-го и 2-го сорта; для шоссе с интенсивным движением употребляют более твердый камень, менее твердый—для второстепенных шоссе.

По ОСТ 4901 на каменную шашку массивные горные породы, предназначенные для выработки шашки, в отношении зернистости и крепости должны удовлетворять нижеследующим условиям (показатели относятся соответственно к I, II и III классу камня): врем. сопротивл. на сжатие в *кг/см²* не менее: 1 000, 600 и 300, истирание по Девалю (французск. коэф-т) не менее 12, 8 и 5; мелочи при истирании не более 3,3, 5,0 и 8,0; коэф-т истирания на аппарате Дорри не менее 16, 14 и 12.

3. Бутовый камень—добывается из известняковых пород с временным сопротивлением сжатию не менее 150 *кг/см²*; постелистые сорта идут на изготовление лестничных ступеней, тротуарных плит, карнизов и т. п.

Бут для фундаментов и кладки стен должен быть на 70% размером от 0,01 до 0,02 *м³*, на 20%—от 0,005 до 0,01 *м³* и на 10%—от 0,001 до 0,005 *м³*, т. е. куски должны весить в среднем соответственно 18—36 *кг*, 9—18 *кг* и 2—9 *кг*, меньшие куски бута, а также мелочь, превышающая указанные 10%, являются браком.

При приемке бута в штабелях плотность укладки должна быть такая, чтобы объем пустот не превышал 15% объема штабеля.

4. Артикский туф—разрабатывается близ гор. Ленинакана и представляет собою весьма пористую породу вулканического происхождения, с объемом пустот в среднем до 60%. Влагоемкость (по весу) в среднем 28,7%. Временное сопротивление сжатию в среднем около 85 *кг/см²* (от 60 до 105 *кг/см²*) в зависимости от плотности камня; временное сопротивление изгибу—от 15,2 до 23,8 *кг/см²*.

Объемный вес (в *кг/см²*)	1765	1540	1113	1108	810
Коэфициент теплопроводности	0,47	0,30	0,28	0,24	0,199

Толщина стен из артикского туфа во втором климатическом поясе 40 *см*; наружная поверхность должна быть оштукатурена.

5. Брусчатка. (Извлечение из ОСТ 3529.)

Брусчатка представляет собою бруски установленных форм и размеров, наколотые из естественного камня.

Классификация

а) По размерам брусчатка разделяется на четыре сорта: 1) низкая узкая; 2) низкая широкая; 3) средняя; 4) высокая.

б) По качеству обработки брусчатка разделяется на два класса: А и В.

Технические условия.

а) **Форма и внешний вид.** По форме брусчатка должна приближаться к параллелепипеду, а по лицу иметь фигуру прямоугольника. Верхняя и нижняя плоскости (лицо и постель) д. б. параллельны. Боковые грани должны суживаться книзу—так, чтобы величина скоса у подошвы низкой брусчатки была с каждой стороны не более 5 *мм*, а у средней и высокой—не больше 10 *мм*.

б) Качество обработки. Кромки брусков по лицу д. б. обработаны так, чтобы ширина зазора при прикладывании одного бруска к другому была 8 *мм* для класса А и 15 для класса Б. Лицевая поверхность брусчатки д. б. ровной: при накладывании двух брусков лицом к лицу величина просвета д. б. не более 10 *мм* для обоих классов.

Допуски. В брусчатке класса А д. б. брусков класса Б не больше 5%, в классе Б—не больше 10% брусков, не удовлетворяющих условиям разд. «В» пп. «а» и «б».

в) Размеры в *см*:

Наименование сорта	Ширина	Длина	Высота
Низкая узкая . .	9—11	15—20	10
Низкая широкая .	12—15	15—25	10
Средняя	12—15	15—25	11—13
Высокая	12—15	15—25	14—16

Примечание. Высокая брусчатка допускается исключительно при песчаном основании и слабом грунте.

Допуски. По высоте для низкой брусчатки ±0,5 *см*; по длине для всех сортов +2 *см*; для остальных размеров допусков нет.

Измерения размеров брусчатки производятся в целых *см*.

г) Порода. Для изготовления брусчатки могут употребляться свежие горные породы без заметных следов химического, физического и механического повреждений, удовлетворяющие настоящим условиям.

д) Строение камня. Изверженная порода д. б. однородной по структуре, мелко- или среднезернистая, с зернами в пределах 0,3—3,0 *мм*. Порфировые вкрапления д. б. не больше 10 *мм*. Минералы, менее стойкие в отношении механического воздействия и выветривания (слюда, полевой шпат и др.), д. б. равномерно распределены в породе. Не допускаются породы, имеющие в своем составе пирит (FeS^2) или значительные примеси лимонита.

Осадочные породы д. б. без прослоек и заметных трещин, мелкозернистые, с крупностью зерен не больше 1 *мм*.

е) Объемный вес. Применяемый для брусчатки камень должен иметь объемный вес не меньше 2,55.

ж) Водопоглощаемость. При полном насыщении водою камень должен поглощать воды не более 0,6% своего веса в воздушносухом состоянии.

з) Морозостойкость. Насыщенный водою камень должен выдерживать 25-кратное замораживание до —15° С с последующим оттаиванием без всяких видимых повреждений.

Примечание. На морозостойкость подлежат испытанию камни с водопоглощаемостью, равной или большей 0,5%.

и) Сопротивление сжатию. Временное сопротивление на сжатие в воздушносухом, вымороженном и в насыщенном водой состоянии д. б. не меньше 1000 *кг/см*^{2}.

к) Сопротивление истиранию. Коэф-т сопротивления камня на истирание на приборе системы Дорри д. б. не менее 18.

л) Сопротивление на износ. Французский коэф-т сопротивления на истирание (износ) в барабанах Деваля д. б. не менее 14.

м) Сопротивление на удар. Коэф-т сопротивления камня на удар на приборе копер Пэджа д. б. не менее 15.

Правила приемки.

а) Количественная приемка. 1. Приемка брусчатки производится на квадратные метры посредством выкладки брусков в штабели правильными горизонтальными рядами с укладкой всех камней лицом кверху.

2. Площадь верхнего и нижнего горизонтальных рядов штабеля измеряется с точностью до 1 *см* и подсчитывается число рядов.

3. Площадь брусчатки в данном штабеле получается умножением полусуммы площадей верхнего и нижнего рядов на число рядов.

Примечание. При приемке по весу перевод в квадратные метры делается посредством переводного коэф-та, определяемого практически.

б) Приемка по качеству обработки. Из каждой партии в 5 ваг. берется по указанию приемщика под-ряд 50 брусков и устанавливается принадлежность каждого бруска к классу А или к классу Б. Бруски, не удовлетворяющие техническим условиям (разд. «В», пп. «а», «б», «в»), считаются нестандартными.

в) Установление класса и сорта брусчатки: 1. Размеры брусчатки определяются с помощью специального шаблона путем измерения длины, ширины и высоты.

2. Правильность обработки брусчатки устанавливается путем укладки ее на доску, проверкой углов наугольником и проверкой величины скоса.

3. Правильность обработки лица брусчатки и верхних кромок определяется прикладыванием двух брусков один к другому лицом к лицу и кромки к кромке; измеренный натуре зазор д. б. не больше допускаемого ТУ (разд. «В», пп. «а» и «б»).

Методы испытаний.

а) **Отбор образцов.** Для установления пригодности каменных пород данного месторождения для выработки из них брусчатки в различных местах карьера берется 5 кусков камня размером около 25 × 25 × 15 *см*, при чем толщина камня должна совпадать с толщиной пласта. Число и размеры образцов, выпиливаемых, высверливаемых или откалываемых от этих камней, указано в пп. «б»—«и» настоящего раздела.

б) **Петрографическое исследование.** Из двух кусков различных по внешнему виду камней берется по одному образцу, из к-рых приготовляются шлифы. Микроскопическим исследованием определяется минералогический состав, порода, структура, крупность зерен, трещиноватость и пр.

в) **Объемный вес.** Определение объемного веса в сухом состоянии производится объемомером Зегера с учетом водопоглощаемости над тремя образцами, отколотыми или отпиленными от трех различных кусков камня.

г) **Водопоглощаемость.** Испытание на водопоглощаемость производится над 5 образцами (по одному из каждого камня—см. п. «а»), к-рые высушиваются при темп-ре около 105° С до постоянного веса и погружаются в воду на глубину около 2 *см*. Затем вода в течение 2 час. постепенно добавляется до полного погружения образцов в воду, в к-рой образцы остаются в течение 120 час. По истечении этого срока образцы обтираются мягкой тряпкой и взвешиваются. % водопоглощаемости, отнесенный к весу сухого образца, определяется по формуле:

$$N = \frac{a - b}{b} \cdot 100,$$

где N—% водопоглощаемости, a—вес образца, насыщенного водой, b—вес сухого образца.

д) **Испытание на морозостойкость.** Испытание производится путем замораживания насыщенных водою в течение 120 час. пяти образцов (по одному от каждого образца камня,—см. п. «а»), имеющих форму цилиндров высотой и диам. 30 *мм* или кубиков с размерами 50 × 50 × 50 *мм*, при темп-ре —15° С в продолжение 3—4 час. По истечении этого времени замороженные образцы оттаивают, помещая в воду при темп-ре +15° С. Замораживание и оттаивание производится пять раз. После каждого оттаивания образцы осматриваются для отметки всех изменений, вызванных замораживанием.

е) **Испытание на сжатие.** Испытание на сжатие отшлифованных образцов производится на гидравлическом прессе без каких-либо прокладок между досками пресса и образцами. Образцы применяются или в виде цилиндров диам. и высотой 50 *мм*, или кубиков с измерениями 50 × 50 × 50 *мм*. При исследовании камня с водопоглощающей способностью более 0,5% для испытания берутся 15 образцов, из к-рых пять испытывают в воздушносухом состоянии, пять—в насыщенном водой и пять—в вымороженном состоянии, по три из каждого куска камня (см. п. «а»). Для испытания на сжатие камня с водопоглощающей способностью, меньшей или равной 0,5%, берется пять образцов в воздушносухом состоянии (по одному из каждого куска камня, см. п. «а»). Частное от деления разрушающей нагрузки в *кг* на площадь образца в *см*² определяет временное сопротивление сжатию, к-рое устанавливается для образцов каждого состояния как среднее из пяти испытаний.

ж) **Испытание на истирание.** Испытание производится на приборе Дорри, для чего берется два цилиндрических образца диам. 25 *мм* и высотой около 100 *мм*. Образцы предварительно высушиваются до постоянного веса. Нагрузка на образцы составляет 1,25 *кг*. Одновременно испытываются два образца. В течение всего времени испытания на круг посыпается кварцевый песок, по крупности проходящий через сито с отверстиями в 0,5 *мм*. После прохода 1000 оборотов со скоростью 30—33 оборота в *мин*. образцы взвешиваются. Коэф-т сопротивления на истирание определяется по ф-ле:

$$K = 20 - \frac{W}{3},$$

где W—потеря образца в весе в g после истирания. Коэф-т определяется как средний из двух испытаний.

з) **Испытание на износ.** Испытание производится в барабанах Деваля. Для этого промытый щебень из образца камня, показавшего наименьшее сопротивление на раздавливание, крупностью около 6 *см*, общим весом в 5 *кг*, засыпается в один из барабанов прибора Деваля. После 10 000 оборотов движение барабанов останавливается и после промывки водой, высушивания и отсеивания определяют вес мелочи размером в 1,6 *мм* и меньше. Вес этой мелочи, отнесенный к 5 *кг*, и служит характеристикой камня.

Коэф-т определяется по ф-ле:

$$K = \frac{400}{M},$$

где M—вес мелочи размером в 1,6 *мм* и мельче в g на 1 *кг* веса образца.

и) **Испытание на удар.** Испытание производится на копре Пэджа над тремя цилиндрическими образцами диам. и высотой 25 *мм*. На образец, установленный на плите прибора, ставится подбабок весом в 1 *кг* с шаровой поверхностью, центрируемой

над образцом. На подбабок падает баба весом в 2 *кг* с высоты 1 *см*, затем в 2 *см*, 3 *см* и т. д. Коэф-том сопротивления на удар является порядковый номер удара, при к-ром образец разрушается.

к) Испытание камня, из к-рого изготовляется брусчатка, обязательно, если не имеется соответствующих данных, характеризующих камень данного месторождения.

Искусственные камни и керамика.

§ 1. Кирпич глиняный обыкновенный (извлечение из ОСТ 3702).

Обыкновенный глиняный строительный кирпич представляет собою искусственный сплошной камень установленной формы и размера, изготовленный путем формования и обжига из глин или их смесей с отощающими добавками.

Классификация.

а) По качеству обыкновенный глиняный кирпич делится на две группы: рядовой и облицовочный. б) По сортам каждая группа делится так: рядовой кирпич—на три сорта: 1-й, 2-й и 3-й, облицовочный—на два сорта: 1-й и 2-й.

Технические условия.

а) Размеры. Кирпич должен иметь размеры 250 × 120 × 65 *мм*. Отклонения от указанных размеров для всех сортов не должны превышать: по длине ±6 *мм*, по ширине ±3 *мм*, по толщине ±2 *мм*.

Примечание. Кирпич с указанными предельными отклонениями хотя бы в одном измерении допускается в количестве не более 10% партии.

б) Качество кирпича д. б. по отдельным признакам не ниже указанных в таблице на стр. 82.

в) Обжиг. При ударе кирпичи 1-го и 2-го сорта д. б. звонкими. Пережога (железняка) вместе с половняком не д. б. больше: для 1-го сорта облицовочного—5%, для 1-го сорта рядового и вторых сортов—8% и для 3-го сорта рядового—10%.

г) Излом. Испытание на излом вместо испытания на сжатие вводится факультативно и рекомендуется для выполнения по методу, указанному в п. «д» разд. «Методы испытаний».

Правила приемки.

а) Приемка кирпича производится согласно ТУ настоящего стандарта: 1) по данным внешнего осмотра и обмера и 2) по данным испытаний.

б) Отбор кирпича для осмотра, обмера и испытаний. Назначенный для приемки кирпич, разобранный по сортам, укладывается в клетки по 250 шт. В зависимости от величины поставки, согласно нижепомещаемой табл., приемщик намечает отдельные клетки по его усмотрению для осмотра, обмера и отбора кирпича для испытаний. Кирпич, отбираемый для испытаний, не должен иметь предельных по допускам настоящего стандарта отклонений.

Отобранные для испытания кирпичи разделяются в зависимости от величины поставки для различного вида освидетельствований и испытаний согласно табл. на стр. 83.

Примечания. 1. Лабораторные испытания производятся в тех случаях, когда этого требует потребитель. 2. При наличии периодических лабораторных испытаний, производимых в соответствии с методами, принятыми настоящим стандартом, не реже, чем каждый месяц в период обжига, приемка может производиться на основании данных этих испытаний.

в) Браковка и приемка.

1. Согласно данным внешнего осмотра и обмера, произведенным согласно ТУ настоящего стандарта, в случае положительного результата партия кирпича признается предварительно принятой и допускается к отгрузке.

Примечание. В случае неудачных результатов осмотра и обмера поставщику предоставляется право вновь пересортировать кирпич по клеткам и предъявить партию к приемке. Однако это допускается для каждой партии не более одного раза. Результаты второго обмера и осмотра кирпича по правилам настоящего стандарта считаются для данной партии окончательными.

2. Испытание на сжатие, водонасыщение и морозостойкость производится только в случае положительных результатов осмотра и обмера. По результатам лабораторного испытания устанавливается сорт кирпича, под к-рым он считается окончательно принятым.

3. Несоответствие кирпича данной партии ТУ для данного сорта не лишает поставщика права предъявить тот же кирпич для приемки в качестве низшего сорта, к-рому этот кирпич по ТУ удовлетворяет.

Наименование качеств или недостатков	Облицовочный		Рядовой		
	1-й сорт	2-й сорт	1-й сорт	2-й сорт	3-й сорт
1. Среднее временное сопротивление сжатию в $кг/см^2$ в воздушно-сухом состоянии	120	90	200	120	60
2. Влагоемкость, %	5—12	5—12	5—12	10—18	8—20
3. Морозостойкость	Должен быть морозостойким		Морозостойкость в зависимости от условий работы		
4. Половняк (парные половинки) и кирпичи с трещинами, пересекающими ребра, %	3	5	5	5	8
5. Дутик *1	Не допускается			Размер дутика до 3 *мм*	Размер дутика до 5 *мм*
6. Камни	*2	*3	*4	*5	*6
7. Трещины:					
а) Пересекающие ребра	а) Приравниваются к половняку				
б) Не пересекающие ребра не более чем на трех смежных плоскостях, %	б) Кирпичей с трещинами: 10	20	20	30	40
8. Искривление поверхностей и ребер в *мм*. Кирпичей с предельными отклонениями не больше 10% партии	Размер искривлений: 3	3	3	5	5
9. Углы, отбитые не больше, чем на 2 *см*	*7	*8	*9	*10	*10
10. Притупленность углов, *мм*	3	5	Любая		

Примечание. Допускаемое количество кирпичей с притупленными углами по п. 7 «б».

11. Песчаные прослойки	Не допускаются	До 3 *мм*
12. Окраска	Кирпич в одной партии д. б. однотонный	Любая

*1 Дутиком называются известковые камни, включенные в глиняную массу. *2 Не допускаются. *3 На двух смежных плоскостях не больше одного камня с размерами до 5 *мм*. Кирпичей с камнем не больше 25%. *4 Не допускаются. *5 Не больше одного камня с размером до 5 *мм*. Кирпичей с камнем не больше 25%. *6 Не больше одного камня с размером до 8 *мм*. Кирпичей с камнем не больше 35%. *7 Не больше двух смежных углов. Кирпичей с отбитыми углами не больше 10%. *8 Не больше четырех смежных углов. Кирпичей с отбитыми углами не больше 10%. *9 Не больше двух смежных углов. Кирпичей с отбитыми углами не больше 10%. *10 Не больше четырех смежных углов. Кирпичей с отбитыми углами не больше 15%.

Примечание. Если 80% образцов, отобранных для испытания на сжатие (см. разд. Д, п. «а»), дают сопротивление сжатию каждый ниже установленной нормы, результат считается неудовлетворительным, хотя бы среднее временное сопротивление для всех испытанных образцов было и не ниже указанного в данной таблице.

	Размер поставки в тыс. шт.			
	до 500	501—1000	1001—1500	1501—2000
Количество клеток для освидетельствования	8	9	12	16
Количество кирпичей, отбираемых для испытания:				
от каждой клетки	3—2	3—2	3—2	3—2
от всей поставки не менее	20	22	30	40
Освидетельствование и испытание	**Количество отбираемых для испыт. кирпичей**			
1. Освидетельствование по форме, внешнему виду и размерам	20	22	30	40
2. Освидетельствование по обжигу и массе	3	5	9	18
3. Испытание на водопоглощаемость	5	5	6	6
4. Испытание на сопротивление сжатию в воздушно-сухом состоянии	5	5	6	6
5. Испытание на сопротивление сжатию в насыщенном водою состоянии	5	5	6	6
6. Испытание на морозостойкость	2	2	3	4

4. Кирпич, не удовлетворяющий ТУ настоящего стандарта в целом, считается бракованным.

Методы испытаний.

а) Испытание на сжатие. Сопротивление сжатию определяют испытанием образцов кирпича, приготовляемых сл. обр. Отобранные для испытания кирпичи распиливают (отнюдь не раскалывают ударом) поперек на две половинки, к-рые накладывают одну на другую распилами в противоположные стороны, шов между половинками заполняют тестом из чистого портландцемента; тем же тестом покрывают обе внешние параллельные шву поверхности образца. Приготовленные т. о. образцы, близкие по форме к кубу, должны иметь обе покрытые цементом поверхности взаимно параллельными и перпендикулярными к боковым граням. Для этого эти поверхности притирают до параллельности и ровности на гладкой чугунной или каменной плите, посыпанной мелким песком, смоченным водой. Перед испытанием образцы выдерживают на воздухе в закрытом помещении 3—4 дня для затвердения цементного раствора, после чего испытывают на сжатие.

За величину сечения образца при испытании принимают произведение двух взаимно перпендикулярных измерений по плоскости шва, соединяющего половинки кирпича. Испытание производится на прессе достаточной силы с погрешностью измерения не более 2% действительной величины нагрузки, даваемой прессом.

Поверхности давления пресса д. б. гладко отшлифованы и не должны иметь выбоин и замятин. Нагружение образца во время испытания должно производиться плавно, без сотрясения и толчков, нормально к плоскости шва. Частное от деления наибольшей нагрузки, показанной прессом при сжатии образца в *кг* на сечение образца в *см*², называется временным сопротивлением сжатию этого образца.

Число образцов для определения среднего сопротивления сжатию кирпича данной партии д. б. не менее пяти. Величина среднего сопротивления сжатию нормируется настоящим стандартом.

б) Испытание на водонасыщение. Отобранные для испытания целые кирпичи высушивают в течение 48 час. при темп-ре от 100 до 150° С. После охлаждения на воздухе в сухом помещении до комнатной темп-ры высушенные образцы взвешивают с точностью до ±1.

В дальнейшем те же образцы насыщают водой при комнатной темп-ре сначала при постепенном погружении в воду в течение 24 час., а потом при выдержке в погруженном состоянии под водой еще 24 часа. Вес кирпича в насыщенном водой состоянии устанавливается с той же точностью ±1.

Отношение приращения веса образца вследствие водонасыщения к первоначальному весу его в высушенном состоянии, выраженное в %, называется его водонасыщением.

Среднее арифметическое для водонасыщения не менее чем пяти образцов служит характеристикой данной партии.

в) Испытание на морозостойкость. Испытание заключается в 15-кратном замораживании насыщенных водой образцов с последующим их оттаиванием путем погружения в воду комнатной темп-ры. Для замораживания необходимо поместить кирпич в камеру, где темп-ра в течение не менее 5 час. поддерживается не выше —10° С. Длительность оттаивания в воде определяется не менее чем 5 час. Если после 15-кратного замораживания с последующим оттаиванием ни один из испытуемых образцов не обнаруживает появления трещин или выкрашивания поверхностей, ребер или углов, то кирпич признается выдержавшим испытание на морозостойкость. Для испытания необходимо не менее пяти образцов от данной партии.

г) Обмер кирпича. Для определения размеров кирпича пользуются инструментом (рекомендуется штангенциркуль), позволяющим делать измерения с погрешностью не более ±0,5 *мм*. Результаты измерения выражаются в ближайших целых *мм*. Для определения величины искривления поверхностей и ребер следует пользоваться угольниками, при наложении к-рых на образец определяется величина искривления.

§ 2. Кирпич силикатный (извлечение из ОСТ 416).

Силикатный кирпич представляет собой искусственный камень, отформованный из смеси кварцевого песка с гашеной измельченной известью и отвердевший в пропарочном котле.

а) Форма и внешний вид. Кирпич должен иметь форму прямоугольного параллелепипеда с ровными ребрами и поверхностями. Допускаются волосные трещины.

б) Размеры кирпича: длина 250 *мм*, ширина 120 *мм*, толщина 65 *мм*. Допускаемые отклонения: по длине и ширине кирпича ±2 *мм*, по толщине ±1 *мм*.

в) Масса кирпича. Кирпич должен иметь вполне однородную и хорошо промешанную массу, без посторонних включений (камней, кусков глины). Посторонние включения из извести и глины размером менее 3 *мм* допускаются.

г) Водопоглощаемость. При полном насыщении водой кирпич должен впитывать в себя воды не менее 10% и не более 15% первоначального своего веса в воздушно-сухом состоянии.

д) Сопротивление сжатию. Среднее временное сопротивление сжатию должно быть в воздушно-сухом состоянии не менее 120 *кг/см²* и в насыщенном водой состоянии—не менее 90 *кг/см²*.

е) Морозостойкость. Насыщенный водой кирпич должен выдержать 15-кратное замораживание до темп-ры —17° С с последующим оттаиванием без каких бы то ни было видимых повреждений.

Примечание. Морозостойкость устанавливается лишь для кирпича, предназначенного для наружной облицовки.

§ 3. Кирпич пустотелый.

Пустотелый кирпич имеет внутри каналы, идущие в кирпичах ложковых в направлении длины, в тычковых—в направлении ширины кирпича. Размеры кирпича—250×120×65 *мм*; средний вес—2,8 *кг*. Временное сопротивление на сжатие 70—80 *кг/см²* без вычета пустот. Вес кладки из пустотелого кирпича 1300—1400 *кг/м³*. Теплопроводность, звукопроводность и вес кладки из пустотелого кирпича меньше, чем обыкновенного кирпича. Пустотелый кирпич идет на кладку стен и междуэтажные перекрытия.

По проекту ОСТ устанавливаются четыре марки пустотелого кирпича сообразно его конструкции: 1-я—ленточный—с тремя продольными каналами в ложке и семью поперечными каналами в тычке при толщине стенок каналов около 15 *мм*; 2-я—многодырчатый кирпич—со многими сквозными каналами перпендикулярно постели, диам. около 5 *мм*, со стенками около 10 *мм*; 3-я—ячейчатый—с открытыми со стороны одной постели пустотами и сплошными пятью остальными поверхностями кирпича при толщине стенок около 15 *мм*; 4-я—замкнутопустотный—с закрытыми со всех сторон внутренними пустотами и сплошными поверхностями при толщине стенок около 15 *мм*.

В соответствии с разделением пустотелого кирпича по структуре на пустотелый (масса сплошная) и пустотело-пористый (масса пористая) устанавливаются след. нормы среднего временного сопротивления на сжатие в *кг/см²*.

Нормы среднего временного сопротивления на сжатие для кирпича пустотелого (в *кг/см²*).

Временное сопротивление	Сплошной кирпич		Пористый кирпич	
	в возд.-сухом сост.	при насыщен. водой	в возд.-сухом сост.	при насыщен. водой
Среднее	80	—	50	40
Для особо ответственных сооружений . .	100	80	—	—
Допускаемое по соглашению заказчика с поставщиком .	80—50	—	50—25	—

§ 4. Кирпич легковесный сплошной и пористый (извлечение из ОСТ 4728 и 4729).

Легковесный сплошной кирпич представляет собою искусственный сплошной камень установленных форм и размеров, изготовленный путем формовки и обжига из смесей глины с разновидностями трепела и др. диатомовых земель или только из разновидностей трепела и диатомовых земель, а легковесный пористый кирпич—такой же камень, изготовленный из смесей тех же материалов с органическими добавками.

Классификация.

По признакам объемного веса и временного сопротивления сжатию кирпич подразделяется на след. марки:

Кирпич	Сплошной				Пористый			
Сопротивл. в . . . . . *кг/см²*	120	1000	800	600	1200	1000	800	600
Марки кирпича	А 1	А 2	А 3	А 4	А 1	А 2	Б 3	Б 4
	Б 1	Б 2	Б 3	Б 4	Б 1	Б 2	В 3	В 4
	В 1	В 2	В 3	В 4	В 1	В 2		
	Г 1	Г 2	Г 3	Г 4				

Размеры кирпича. Кирпич всех марок должен иметь размеры: длину 250 *мм*, ширину 120 *мм*, толщину 65 *мм*. Отклонения от указанных размеров не должны превышать: по длине ±5 *мм*, по ширине ±3 *мм*, по толщине ±2 *мм*.

Примечание. Кирпич с указанными предельными отклонениями хотя бы в одном измерении допускается для всех марок не более 10% партии.

Качество кирпича д. б. по отдельным признакам не ниже указанных в таблице:

Наименование качеств или недостатков	Марки легковесного кирпича							
	сплошного				пористого			
	1	2	3	4	1	2	3	4
1. Средний вес кирпича (в *кг*) не более	2,4	2,0	1,5	1,2	2,4	2,0	1,5	1,2
2. Среднее временное сопротивление сжатию в *кг/см²* не менее	А 100 Б 70 В 50 Г 35	А 60 Б 60 В 40 Г 30	А 60 Б 50 В 35 Г 22	А 40 Б 30 В 23 Г 15	А 70 Б 50 В 35	А 60 Б 40 В 30	Б 35 В 22	Б 22 В 15
3. Морозостойкость . . .	В зависимости от условий работы							
4. Половняк (парные половинки) и кирпичи с трещинами, пересекающими ребра					Допускается не более 10%			
5. Дутик.					Допускается не свыше 3 *мм*			

Примечание. Дутиком называются известковые камни, включенные в глиняную массу.

§ 5. Кирпич шамотовый (извлечение из ОСТ 3688 и 3689).

Шамотовым кирпичом называется огнеупорный кирпич установленных размеров, изготовленный путем обжига смеси из огнеупорного шамота и огнеупорной глины и содержащий не меньше 30% глинозема (Al_2O_3).

Классификация. В зависимости от степени огнеупорности шамотовый кирпич бывает четырех классов: А, Б, В и Г, а по размерам—десяти видов.

Строение. Шамотовые изделия в изломе не должны иметь вид раковин, а быть по всей поверхности излома однородного, зернистого неостеклованного, строения, без крупных включений, нарушающих однородность строения, без пустот, трещин, трещиноватости и посечек. Отдельные зерна шамота не должны выпадать и выкрашиваться усилием пальца.

Обжиг. Изделия д. б. хорошо обожжены и при ударе стальным молотком должны издавать чистый и ясный звук.

Размеры кирпича в *мм*.

Название кирпича		Длина	Ширина[3]	Высота[4]
Большой размер		250[1]	123	65
Малый размер		230[2]	112	65
Сводный долевой одно- и двухсторонний	большой	250[1]	123	65 и 55
	малый	230[2]	112	65 и 55
Сводный ребровый одно- и двухсторонний	большой	250[1]	123	65 и 55
	малый	230[2]	112	65 и 55

Допуски в *мм*: [1] ±5,0; [2] ±4,5; [3] ±2,0; [4] ±1,0.

Механическая прочность. Временное сопротивление сжатию при комнатной темп-ре для воздушно-сухих изделий всех классов д. б. не менее 100 *кг/см*[2]

Огнеупорность—д. б. не ниже (по классам): А—1750° С (конус Зегера № 29), Б—1710° С (конус Зегера № 27), В—1670° С (конус Зегера № 25), Г—1580° С (конус Зегера № 21).

Пористость. Объемная пористость (кажущаяся) изделий всех классов д. б. в пределах 16—28%.

Дополнительная усадка. Шамотные изделия после нагревания их в течение 2 час. до темп-ры, указанной в таблице, должны давать усадку не больше установленной в таблице.

Класс изделий	Темп-ра нагрева		Усадка в %
	в °С	по конусу Зегера	
А и Б[5]	1400	№ 14 и № 13	0,75
В	1350	№ 12	1,00
Г	1250	№ 8	1,00

Сравнительная таблица нумерации конусов Зегера.

Темп-ра °С	№ № конусов в десятичном обозначении	Соответствующие №№ конусов		Темп-ра °С	№№ конусов в десятичном обозначении	Соответствующие №№ конусов		Темп-ра °С	№ № конусов в десятичном обозначении	Соответствующие №№ конусов	
		произв. СССР Гос. фарф. зав. «КЗ»[1]	герм. произв. «SK»[2]			произв. СССР Гос. фарф. зав. «КЗ»[1]	герм. произв. «SK»[2]			произв. СССР Гос. фарф. зав. «КЗ»[1]	герм. произв. «SK»[2]
1100	110	1	1	1380	138	13	13	1690	169	26	31
1120	112	2	2	1410	141	14	14	1710	171	27	32
1140	114	3	3	1435	143	15	15	1730	173	28	33
1160	116	4	4	1460	146	16	16	1750	175	29	34
1180	118	5	5	1480	148	17	17	1770	177	30	35
1200	120	6	6	1500	150	18	18	1790	179	31	36
1230	123	7	7	1520	152	19	19	1825	182	32	37
1250	125	8	8	1530	153	20	20	1850	185	33	38
1280	128	9	9	1580	158	21	26	1880	188	34	39
1300	130	10	10	1610	161	22	27	1920	192	35	40
1320	132	11	11	1630	163	23	28	1960	196	36	41
1350	135	12	12	1650	165	24	29	2000	200	37	42
				1670	167	25	30				

[1] «КЗ»—условное обозначение конусов Зегера производства СССР (Гос. фарфорового завода).

[2] «SK»—условное обозначение конусов Зегера германского производства.

§ 6. Кирпич тугоплавкий (типа гжельского) (извлечение из ОСТ 2355).

а) Форма и внешний вид. Кирпич должен иметь форму прямоугольного параллелепипеда с ровными ребрами и поверхностями. Допускаемые отклонения от плоскости кирпича в виде искривлений, впадин и выступов не должны превышать 4 *мм*.

б) Размеры (в *мм*):

№№	Длина	Ширина	Толщина	№№	Длина	Ширина	Толщина
1	230±4,5	112±2	65±1,5	5	155±3	75±1,5	55±1
2	230±4,5	112±2	50±1	6	230±4,5	230±4,5	50±1
3	230±4,5	112±2	38±1	7	250±5	250±5	60±1,5
4	200±4	100±2	50±1				

в) Обжиг и масса. Кирпич должен быть правильно обожжен и иметь равномерно промешанную и ровно обожженную массу. Песчаные прослойки, а равно включения извести в кирпиче не допускаются. Камни на поверхности кирпича допускаются размером в поперечнике не более 4 *мм*.

г) Водопоглощаемость. При полном насыщении водой кирпич не должен содержать в себе воды более 18% веса во вполне просушенном состоянии. При этом он не должен размягчаться и расслаиваться.

д) Сопротивление сжатию. Среднее временное сопротивление сжатию в воздушно-сухом состоянии должно быть не менее 80 *кг/см*² и в насыщенном водой состоянии—не менее 60 *кг/см*².

Примечание. По соглашению сторон допускается кирпич с временным сопротивлением сжатию в воздушно-сухом состоянии от 50 до 80 *кг/см*² при соответствующем сопротивлении в насыщенном водой состоянии в 40—60 *кг/см*².

е) Огнеупорность не ниже 1300° С.

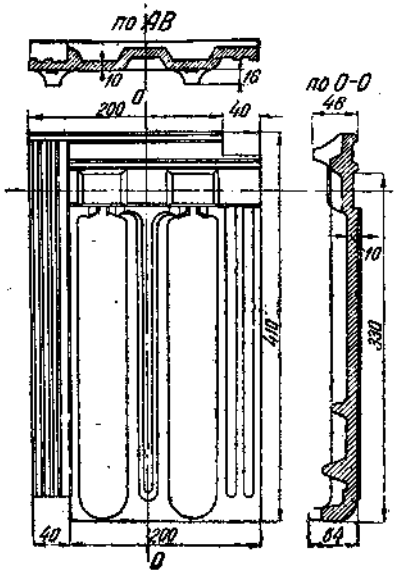
§ 7. Черепица глиняная (гончарная).

Черепица изготовляется путем формовки и обжига. Поверхность черепицы должна быть гладкой, без трещин. Черепица должна быть хорошо обожжена, издавать при ударе чистый звук, при полном насыщении водой содержать ее не более 16% и не должна размягчаться и расслаиваться.

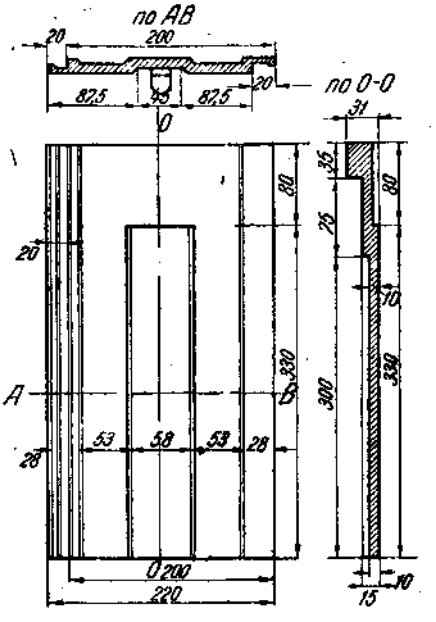
Временное сопротивление на перелом воздушно-сухой черепицы должно быть в продольном направлении не менее 70 *кг*, а насыщенной водой—не менее 60 *кг* при условии равномерно распределенной по всей ширине нагрузки. Водонепроницаемость испытывается столбом воды высотою 150 *мм*, при чем появление воды снизу черепицы не должно быть ранее 30 ск., а понижение водяного столба за один час испытания не должно быть более 20 *мм*. Морозоупорность проверяется путем 20-кратного замораживания до темп-ры —17°С с последующим оттаиванием без повреждений. ТУ и правила приемки гончарной черепицы—см. ОСТ 449. На черт. 83—85 (см. стр. 88) приведены три типа черепицы из входящих в проект ОСТ'а.

§ 8. Черепица цементно-песочная.

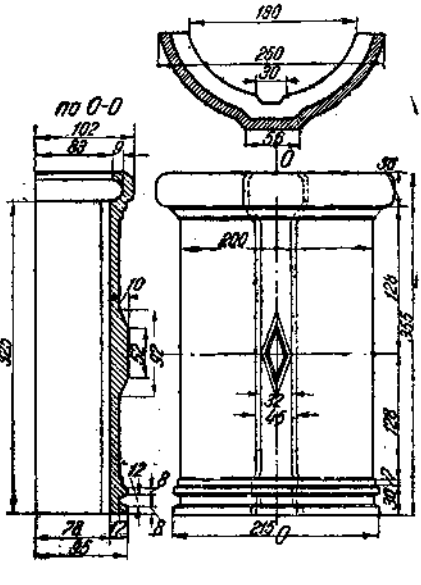
Цементно-песочная черепица получается формовкой цементного раствора с песком, иногда покрывается цементной глазурью. ОСТ 450 устанавливает для черепицы следующие условия: водонепроницаемость—как указано выше для гончарной черепицы; водопоглощение—12% первоначального веса в воздушно-сухом состоянии; морозоупорность при 12-кратном замораживании до —17° С с последующим оттаиванием; временное сопротивление на перелом в продольном направлении через 30 дней от дня изготовления—не менее 35 *кг* для воздушно-сухой черепицы и не менее 25 *кг* для насыщенной водой, а через 90 дней со дня изготовления—не менее 55 *кг* для воздушно-сухой черепицы и не менее 40 *кг* для насыщенной водой. На черт. 86 показан тип цементно-песочной черепицы с двойными фальцами.



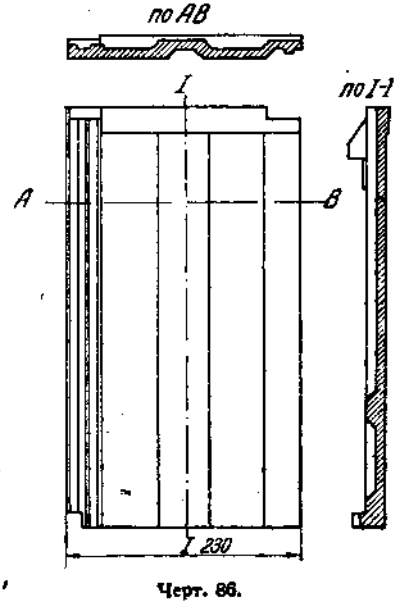
Черт. 83.



Черт. 85.



Черт. 84.



Черт. 86.

§ 9. Клинкер дорожный.

Клинкер дорожный—представляет собою искусственный камень установленной формы, выработанный из глины путем обжига до полного спекания массы без остеклования поверхности. Размеры: длина 220 *мм*, ширина 110 *мм*, высота 65 или 75 *мм*; допуски: по длине ±5 *мм*, по ширине ±3 *мм*, по высоте ±2 *мм*. Клинкер д. б. равномерно обожжен, в изломе не д. б. прослоек, трещин и пустот; при ударе молотком клинкер должен издавать чистый металлический звук. По качеству клинкер разделяется на три сорта (ОСТ 4245).

Качества клинкера		Сорт I	Сорт II	Сорт III
Трещины на поверхности, не превосходящие (в *мм*)	по длине	30	50	50
	по глубине	3	15	15
Водопоглощаемость в % по весу		2	4	6
Врем. сопротивл. сжатию в *кг/см²*		1000	700	400
Сопротивл. истиранию (коэф-т износа на круге Дорри)		18	16	14
Сопротивл. на удар (коэф-т испыт. на копре Пэджа)		15	12	—

§ 10. Трубы каменно-керамические канализационные.

Канализационные трубы обжигаются из кремнекислой глины и покрываются снаружи и изнутри глазурью.

Извлечение из ОСТ 68, 69, 70, 71, 72 и 73 на каменно-керамические трубы и фасонные части к ним.

Технические условия.

а) Трубы и фасонные части д. б. круглого сечения с одинаковой толщиной стенок по всему сечению; б) трубы и части д. б. хорошо и однородно обожжены. При постукивании должны издавать чистый звук; в) трубы д. б. машинной работы. Раструбы д. б. выдавлены формовочным прессом одновременно с телом трубы.

Примечание. Не допускается производство труб и фасонных частей с отдельно формованными, приставными раструбами.

г) Глазурь должна равномерно и без пропусков покрывать наружную и внутреннюю поверхность трубы. Она должна быть гладкой, без недоливов, наплывов, пузырей и трещин.

Примечание. Могут быть неглазурованы: внутренняя поверхность раструбов и наружная поверхность труб и фасонных частей на длине нарезки.

д) Глазурь д. б. водонепроницаемой. Трубы должны впитывать не более 4% воды.
е) Размеры труб и фасонных частей должны соответствовать ОСТ 69, 70, 71, 72 и 73.
ж) Труба и раструб (вместе) должны на 1 *м* строительной длины выдерживать внешнюю нагрузку не ниже:

2 000 *кг* для труб внутр. диаметра	D=125 *мм*,	150 *мм*,	200 *мм*,	250 *мм*
2 500 » » » » »	D=300 »	350 »	400 »	
3 000 » » » » »	D=450 »	500 »	550 »	600 »

з) трубы должны выдерживать гидравлическое давление не ниже:

4 атм. для труб внутр. диам.	D=125 *мм*,	150 *мм*,	200 *мм*,	250 *мм*.
3 » » » » »	D=300 »	350 »	400 »	450 »
		500 »	550 »	600 »

и) Серная или соляная к-та, а также едкий натр или калий не должны разрушать глазурь или тело трубы.

к) Излом труб д. б. плотным, малопористым, но не стекловидным.

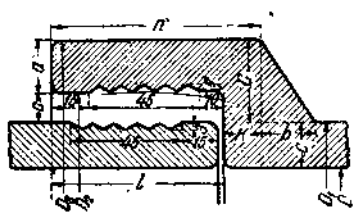
л) При кипячении в воде черепка трубы глиняная масса должна поглощать не более 5% воды.

Теоретический вес труб при удельном весе 2,1 (ОСТ 69).

Размеры (в *мм*)				Вес труб $\frac{\text{максим.}}{\text{миним.}}$ (в *кг*)			Примечание
D	e	D_1	L	вес 1 *п. м* гладк. ствола трубы	вес трубы с раструб. при L = 800 *мм*	вес трубы с раструб. при L = 1 000 *мм*	
125	18	161	800—1 000	21,20 / 13,16	20,37 / 13,19	24,60 / 15,82	Максим. и миним. веса труб подсчитаны (условно) при след. предпосылках: $\frac{\text{максим.}}{\text{миним.}}$ вес 1 *п. м* гладкого ствола трубы подсчитан: при $\frac{D_{макс.} = D + x}{D_{мин.} = D - x}$ и $\frac{e_{макс.} = e + 3}{e_{мин.} = e - 3}$. Примечание. x — допуск для внутренних диам. При подсчете веса труб с раструбом при L_1 = 800 *мм* и L_2 = 1 000 *мм* принято соответственно: $L_{1\,макс.}$ = 820 *мм*, $L_{2\,макс.}$ = 1020 *мм* и $L_{1\,мин.}$ = 780 *мм*, $L_{2\,мин.}$ = 980 *мм*
150	19	188	800—1 000	25,98 / 16,78	24,79 / 16,58	29,98 / 19,94	
200	22	244	800—1 000	38,26 / 26,57	36,37 / 25,74	44,03 / 31,05	
250	25	300	800—1 000	52,65 / 38,46	49,94 / 36,79	60,47 / 44,48	
300	28	356	800—1 000	69,13 / 52,45	66,08 / 50,32	79,91 / 60,81	
350	30	410	800—1 000	85,13 / 65,73	70,78 / 52,25	87,80 / 65,40	
400	32	464	800	102,52 / 80,36	97,66 / 76,28		
450	35	520	800	124,85 / 99,65	118,94 / 94,30		
500	38	576	800	149,18 / 121,11	143,16 / 115,32		
550	40	630	800	171,35 / 140,60	154,72 / 133,90		
600	43	686	800	199,69 / 165,73	191,73 / 157,27		

Раструбы (черт. 87). ОСТ 70.

D	D_2	D_3	n	a	l	C	k	b	c
125	185	227	85	21	70	33	15	22	12
150	212	256	85	22	70	34	15	23	12
200	268	318	85	25	70	34	15	25	12
250	324	380	85	28	70	40	15	27	12
300	380	442	90	31	70	43	20	29	12
350	434	500	90	33	70	45	20	30	12



Черт. 87.

Раструбы (черт. 87). ОСТ 70. *(Продолжение).*

D	D_3	D_2	n	a	t	C	k	b	c	D	D_1	D_2	n	a	t	C	k	b	c
400	488	558	90	35	70	47	20	31	12	550	654	740	95	43	70	55	25	37	12
450	544	620	90	38	70	50	20	33	12	600	710	802	95	46	70	58	25	39	12
500	600	682	95	41	70	53	25	35	12										

Тройники в 45° (черт. 88). ОСТ 71.

D	d	e	L_1	L_2	L
150	125	19	350	325	600
200	125	22	400	350	600
	150	22	425	375	600
250	125	25	425	400	600
	150	25	450	425	600
	200	25	475	450	700
300	125	28	450	425	600
	150	28	475	450	600
	200	28	500	475	700
350	125	30	500	475	600
	150	30	525	500	600
	200	30	550	525	700
400	125	32	525	525	600
	150	32	550	550	600
	200	32	575	550	700
450	125	35	550	550	600
	150	35	575	575	600
	200	35	625	600	700
500	125	38	575	575	600
	150	38	600	600	600
	200	38	650	625	700
550	125	40	600	625	600
	150	40	625	650	600
	200	40	675	675	700
600	125	43	625	650	600
	150	43	650	675	600
	200	43	700	725	700

Тройники в 60° (черт. 89). ОСТ 71.

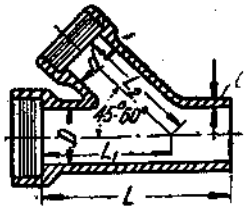
D	d	e	L_1	L_2	L
150	125	19	275	250	600
200	125	22	300	275	600
	150	22	325	275	600
250	125	25	325	300	600
	150	25	350	325	600
	200	25	375	325	700
300	125	28	325	350	600
	150	28	350	350	600
	200	28	375	375	700
350	125	30	350	375	600
	150	30	375	375	600
	200	30	400	400	700
400	125	32	375	400	600
	150	32	400	400	600
	200	32	425	425	700
450	125	35	400	425	600
	150	35	425	425	600
	200	35	450	450	700
500	125	38	425	475	600
	150	28	450	475	600
	200	38	475	500	700
550	125	40	425	500	600
	150	40	450	500	600
	200	40	475	525	700
600	125	43	450	525	600
	150	43	475	525	600
	200	43	500	550	700

Отводы в 30° и 45° (черт. 90). ОСТ 72.

D	e	Отвод 30°		Отвод 45°	
		R	L	R	L
125	18	1147	600	764	600
150	19	1147	600	764	600
200	22	1147	600	764	600

Переходы (черт. 91). ОСТ 72.

$D_1 \times D_2$	e	l_1	l_2	L
125 × 150	19	400	100	500
125 × 200	22	400	100	500
150 × 200	22	400	100	500



Черт. 88—89.



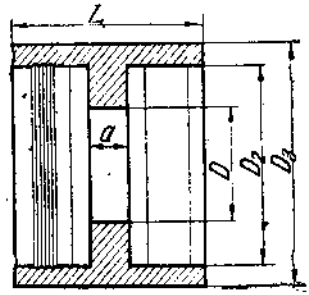
Черт. 90.



Черт. 91.

Муфты (черт. 92). ОСТ 73.

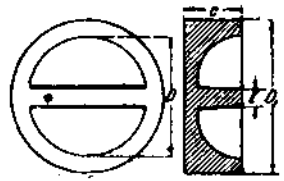
D	D_2	D_3	a	L
125	185	227	40	180
150	212	256	40	180
200	268	318	40	180
250	324	380	40	180
300	380	442	50	190
350	434	500	50	190
400	488	558	50	190
450	544	620	50	190
500	600	682	60	200
550	654	740	60	200
600	710	802	60	200



Черт. 92.

Пробки (черт. 93) ОСТ 73.

D	D_1	c	r	t
125	161	60	45	16
150	188	60	45	16
200	244	60	42	18



Черт. 93.

§ 11. Плитки метлахские.

Метлахские плитки изготовляются из огнеупорной глины путем прессования под высоким давлением и обжига до спекания массы. Форма плиток квадратная или шести- и восьмиугольная с квадратными вкладышами; размер большею частью 17 × 17 *см*; размер вкладышей—7 × 7 *см*. Плитки д. б. ровного цвета, правильной формы, с гладкой, шлифованной поверхностью, хорошо обожжены и давать при ударе отчетливый звонкий звук. Плитки не должны быть хрупкими, что проверяется сбрасыванием плиток с высоты 1 *м* на деревянный настил.

§ 12. Камни теплобетонные сплошные (извлечение из ОСТ 3163).

Теплобетонные сплошные камни представляют собою установленных размеров искусственные строительные камни, изготовляемые из различных вяжущих веществ и различных заполнителей различными технологическими процессами (отливка, набивка, штамповка, прессование) с последующими приемами: а) медленным твердением камней при обычной темп-ре, б) обработкой в парильных камерах без давления и в) запаркой под давлением в автоклавах.

В зависимости от толщины камня, равной ширине отлива, и от объемного веса камни разделяются на три марки по толщине: А, Б и В и на четыре сорта в зависимости от объемного веса.

Размеры камней в зависимости от марки (в *см*):

Марка	А	Б	В
Ширина (толщ. стены)	38,0	25,0	18,5
Длина	57,5; 38,0; 25,0; 18,5; 12,0	116,0; 57,5	57,5; 116,0
Толщина	21,5	21,5; 44,0	44,0

Объемный вес камней в условиях службы в стене через 1—2 года после постройки (P) в зависимости от климатического пояса и объемный вес камней в высушенном при 110° С до постоянного веса (P_0) состоянии д. б. в нижеуказанных пределах.

Марки камней		А		Б		В	
Толщина стен в *см*		38		25		18,5	
Объемный вес в *кг/м³*		P	P_0	P	P_0	P	P_0
Климатические пояса	1	950—1 000	650—700	600—700	380—460	450—500	280—330
	2	1100—1 250	780—940	740—850	500—570	550—600	350—380
	3	1400—1 500	1050—1 170	950—1000	650—700	650—750	420—400
	4	1800—2 000	1570—2 000	1250—1300	940—960	900—1000	610—700

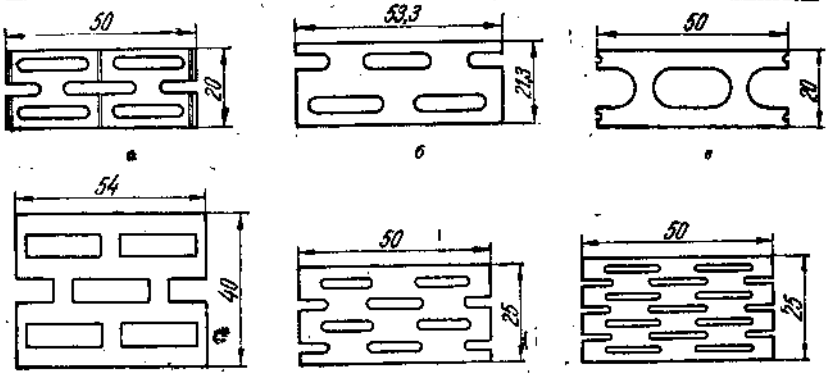
Механическая прочность. Временное сопротивление камней сжатию колеблется в широких пределах и д. б. не менее 6 *кг/см²* для камней, не подлежащих транспортированию, и 12 *кг/см²* для камней, транспортируемых без особых приспособлений.

§ 13. Камни пустотелые.

Камни пустотелые изготовляются весьма разнообразных систем; наиболее распространенные указаны на черт. 94. Лучшими являются системы «Крестьянин» и «Рациональный». Коэф-т теплопроводности—в среднем 0,24. Камни выделываются на специальных станках и выдерживаются при поливке водой 28 дней до употребления в дело.

Пустоты в камнях при кладке стен засыпаются шлаком, торфом и т. п. материалами.

Система	Объем *м³*		% содержания бетона	Колич. шт. на 1 *м²* стены	Система	Объем *м³*		% содержания бетона	Колич. шт. на 1 *м²* стены
	камня	бетона				камня	бетона		
«Крестьянин»	0,020	0,0152	76	10	Роко	0,065	0,0436	67	6,2
«Рациональный»	0,024	0,0163	68	8,8	Многослойные в 4 слоя	0,031	0,0212	68	8
Торонто	0,020	0,0138	69	10	Многослойные в 5 слоев	0,031	0,0237	76	8



Черт. 94.

Вяжущие вещества для изготовления строительных растворов.

(Извлечение из ОСТ).

§ 1. Номенклатура вяжущих веществ (ОСТ 76).

Вяжущими (цементирующими) веществами называются порошкообразные материалы, к-рые по затворении их водой образуют тесто, превращающееся само по себе на воздухе или в воде в твердое, камневидное тело.

В зависимости от того, происходит ли твердение теста лишь на воздухе или же как на воздухе, так и в воде, вещества эти разделяются на воздушные вяжущие вещества, могущие применяться лишь в сооружениях, не подвергающихся действию воды, и гидравлические вяжущие вещества, могущие применяться как в сооружениях, не подвергающихся действию воды, так и в сооружениях, действию воды подвергающихся.

Все вяжущие вещества м. б. разделены на след. группы с подразделениями.

Группа I. Вяжущие вещества, получаемые из соответственного сырья путем его обжига.

А. Воздушные вяжущие вещества

(воздушные цементы).

1. Воздушная известь—есть продукт, получаемый обжигом до возможно полного выделения CO_2 чистых или доломитизированных известняков, не содержащих значительных примесей глинистых веществ. Получаемая после обжига в кусках негашеная известь, главной составной частью к-рой является безводная окись кальция (CaO), называется кипелкой.

Получаемая при действии на негашеную известь ограниченного количества воды гашеная известь, имеющая вид тонкого порошка, главной составной частью к-рого является гидрат окиси кальция [$Ca(OH)_2$], называется пушонкой.

В зависимости от меньшего или большего содержания глинистых и песчаных примесей воздушная известь называется жирной или тощей (см. стр. 105).

2. Гипсовые вяжущие вещества—суть продукты, получаемые из природного двуводного гипса ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$) или из природного ангидрита ($CaSO_4$), а именно:

а) штукатурный гипс (алебастр) есть продукт, получаемый умеренным обжигом природного двуводного гипса до превращения его в полуводный ($2CaSO_4 \cdot H_2O$), с последующим или предшествующим обжигу перемолом его в тонкий порошок (см. стр. 105);

б) ангидритовый цемент—есть продукт, получаемый обжигом природного двуводного гипса ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$) при темп-ре между 400° и 750° С и последующим перемолом его совместно с различными добавками. Взамен обожженного двуводного гипса м. б. применен природный ангидрит, непосредственно перемалываемый с соответственными добавками;

в) гидравлический гипс—есть продукт, получаемый обжигом природного двуводного гипса или природного ангидрита при темп-ре не ниже 900° С и последующим перемолом обожженного продукта;

г) гипсовый цемент—есть продукт, получаемый совместным перемолом в тонкий порошок природного двуводного гипса со специальными добавками без последующего обжига смеси.

Применяемые при изготовлении ангидритового и гипсового цементов добавки могут быть введены в продукт и после его измола посредством затворения его с водными растворами этих добавок.

3. Каустический магнезит—есть продукт, получаемый умеренным обжигом природного магнезита ($MgCO_3$) и последующим измельчением его в тонкий порошок. Затворение его производится при помощи крепких растворов хлористого магния ($MgCl_2$) и в таком виде он известен под названием цемента Сореля. Вместо раствора хлористого магния могут быть применяемы растворы нек-рых других солей.

Б. Гидравлические вяжущие вещества

(гидравлические цементы).

1. Гидравлическая известь—есть продукт, получаемый умеренным обжигом, не доводимым до спекания, мергелистых известняков, не доломитизированных или доломитизированных, обладающий свойством при смачивании его водой полностью или частью рассыпаться в порошок (гаситься) и твердеть в воде; изготовляется в виде кусков негашеной извести (кипелка) или в виде тонкого порошка гашеной извести (пушонка). В зависимости от меньшего или большего содержания глинистых примесей гидравлическая известь называется слабой или сильной (см. стр. 106).

2. Романцемент—есть продукт, получаемый механическим измельчением в тонкий порошок предварительно обожженных при темп-ре, не доводящей материал

до спекания, естественных глинистых или магнезиальных мергелей, или же искусственных смесей магнезиальных известняков или доломитов с глинистыми материалами; продукт этот после обжига при смачивании водой не гасится (не распадается в порошок), но тесто из романцемента твердеет в воде (см. стр. 106).

3. Портландцемент—есть продукт тончайшего перемола клинкера, получаемого равномерным и сильным обжигом до спекания тщательно дозированных искусственных смесей материалов, содержащих углекислую известь и глину, или естественных материалов (глинистых известняков) надлежащего состава; при применении искусственных смесей глина м. б. заменена полностью или частично доменным шлаком надлежащего состава.

Количество посторонних веществ, прибавляемых к продукту после обжига для урегулирования его свойств, не должно превышать 3% по весу.

Отношение процентного содержания по весу окиси кальция (CaO) к сумме процентного содержания по весу кремнезема, глинозема и окиси железа ($SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3$), т. е. значение величины $\frac{CaO}{(SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3)}$ (основной или гидравлический модуль), в готовом продукте должно заключаться в пределах от 1,7 до 2,4 (см. стр. 96).

Портландцемент, в к-ром «кремнеземистый модуль», т. е. отношение процентного содержания по весу кремнезема (SiO_2) к сумме процентного содержания по весу полуторных окислов ($Al_2O_3 + Fe_2O_3$), превышает 3,5, называется кремнеземистым портландцементом.

4. Глиноземистый, или бокситовый, цемент—есть продукт тонкого перемола вещества, получаемого сильным обжигом до сплавления или спекания смесей материалов, богатых глиноземом (боксит с известью или известняком). Продукт этот характеризуется быстрым возрастанием механического сопротивления изготовленных на нем растворов.

Группа II. Вяжущие вещества, получаемые смешением продуктов первой группы со специальными порошкообразными гидравлическими добавками без последующего обжига смеси.

Все вещества этой группы принадлежат к категории гидравлических вяжущих веществ.

А. Вещества, получаемые смешением извести с гидравлическими добавками.

1. Известково-шлаковые цементы—суть продукты совместного перемола или теснейшего смешения порошкообразной гашеной извести с предварительно измолотыми в тонкий порошок гранулированными основными доменными шлаками; весовое содержание гашеной извести в готовом продукте колеблется от 10% до 30%.

2. Известково-пуццолановые цементы—суть продукты совместного перемола или теснейшего смешения порошкообразной гашеной извести с предварительно измолотыми в тонкий порошок естественными гидравлическими добавками; весовое содержание гашеной извести в готовом продукте колеблется от 10% до 30%.

Б. Вещества, получаемые смешением портландцемента с гидравлическими добавками.

1. Шлаковые портландцементы—суть продукты, получаемые путем тщательного механического смешения заводским путем портландцемента с тонко измельченным основным гранулированным доменным шлаком надлежащего состава; весовое содержание шлака в зависимости от его свойств в готовом продукте не должно превышать 85%.

Состав основного доменного шлака, получаемого при плавке чугуна на минеральном топливе, должен удовлетворять требованию, чтобы весовое отношение основных окислов ($CaO + MgO$) к кислотным ($SI_2 + Al_2O_3$) было во всяком случае не менее единицы.

2. Пуццолановые портландцементы—суть продукты, получаемые путем тщательного механического смешения заводским путем портландцемента с тонкоизмельченными кислыми гидравлическими добавками (пуццолана, трасс, диатом и др.) в количестве более 10%. Весовой процент содержания портландцемента в продукте определяется в зависимости от состава и свойств добавки (см. стр. 107).

Гидравлические добавки

(пуццоланические вещества).

В порошкообразном состоянии гидравлические добавки, затворенные с водой, неспособны самостоятельно отвердевать, но в смеси с известью образуют тесто, способное отвердевать в воде; те же добавки применяются также и в смеси с портландцементом.

Гидравлические добавки разделяются на естественные и искусственные.

А. Естественные—встречающиеся в природе в готовом виде и не требующие для своего применения никакой обработки, кроме измельчения и отсеивания.

Б. Искусственные—получающиеся после термической и механической обработки естественных материалов.

А. Естественные гидравлические добавки.

1. Пуццоланы—находимые в природе в виде измельченных, порошкообразных, пород, каковыми являются рыхлые вулканические туфы, как, напр., римская и неаполитанская пуццолана, санторинская земля и т. п.

2. Трассы—находимые в природе в виде более или менее твердых пород, требующих для своего употребления механического измельчения, каковыми являются твердые вулканические туфы, как, напр., андернахский трасс, карадагский трасс и т. п.

3. Кремнеземистые осадочные породы рыхлого сложения,—каковыми являются диатомовая (инфузорная) земля, кизельгур, трепел и т. п.

Б. Искусственные гидравлические добавки.

1. Гранулированные основные доменные шлаки—обладают слабыми гидравлическими свойствами и могут отвердевать самостоятельно, но в виду того, что пуццоланические свойства в них выражены очень резко, они относятся к гидравлическим добавкам.

2. Глинистые материалы—надлежащим образом обожженные и измельченные в тонкий порошок, также называемые цемянками (обожженная глина, битый кирпич и т. п.).

3. Гезы или иные аналогичные им природные, богатые кремнеземом, материалы, предварительно подвергнутые обжигу и затем измельченные.

§ 2. Портландцемент.

1. Технические условия (ОСТ 1309) *.

А. Определение и химический состав. Портландцемент есть гидравлическое вяжущее вещество,—продукт тонкого перемола клинкера, получаемого равномерным обжигом до спекания тщательно дозированных искусственных смесей материалов, содержащих углекислую известь и глину, или естественных материалов (мергелей) надлежащего состава. При применении искусственных смесей глина м. б. заменена, полностью или частично, другими материалами надлежащего химического состава (доменный шлак, трепел, диатомит и т. п.).

Количество гипса, прибавляемого к клинкеру при его перемоле для замедления схватывания портландцемента, не должно превышать 3% по весу. Кроме того, для улучшения качества цемента допускается добавка к клинкеру при его перемоле до 5% гидравлических добавок, применяемых при изготовлении шлаковых и пуццолановых портландцементов (без изменения наименования продукта).

Отношение выраженного в процентах весового количества окиси кальция (CaO) к сумме весовых количеств кремнезема, глинозема и окиси железа ($SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3$), т. е. значение величины:

$$\frac{CaO}{SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3}$$

(«основной» или гидравлический модуль), в готовом продукте должно быть не менее 1,7 и не более 2,4.

Количество ангидрида серной к-ты (SO_3) в готовом продукте не должно превышать 2,5%, а количество окиси магния (MgO)—5%. Потеря при прокаливании не должна быть более 4%.

Б. Классификация (по механической прочности). В зависимости от механической прочности, портландцемент делится на три марки: портландцемент 0 (обыкновенный), 00 (повышенный) и 000 (высокосортный).

В. Технические условия. а) Удельный вес. Величина его не нормируется.

Примечание. По требованию заказчика завод обязан представить средние данные об уд. в. выпускаемого портландцемента.

б) Сроки схватывания. Начало схватывания должно наступать не ранее 20 мин., а конец схватывания—не позднее 12 часов от начала затворения.

Примечание. По соглашению между поставщиком и потребителем допускаются и иные сроки схватывания.

* Взамен ОСТ 77.

в) Равномерность изменения объема (прежнее обозначение: «постоянство объема»). Портландцемент должен обнаружить равномерность изменения объема при испытании в воде, а также при горячих пробах.

г) Тонкость помола. Остаток на сите в 900 отверстий на 1 *см*² не должен быть более 2% (навески). Через сито в 4 900 отверстий на 1 *см*² должно проходить не менее 75% (навески).

д) Временное сопротивление растяжению. Портландцемент должен показать временное сопротивление растяжению не ниже след. величин, приведенных в таблице, выраженных в *кг* на *см*².

Временное сопротивление растяжению.

Название цемента (марка)	Чистый портландцемент 1 : 0			Раствор с нормальным песком 1 : 3		
	через * 4 дня	через 7 дн.	через 28 дн.	через * 4 дня	через 7 дн.	через 28 дн.
Портландцемент 00 . .	25	30	45	12	16	25
Портландцемент 0 . .	20	25	35	10	12	16

е) Временное сопротивление сжатию. Раствор с нормальным песком в пропорции 1 : 3 по весу должен показать временное сопротивление сжатию не ниже сл. величин, выраженных в *кг* на *см*².

Временное сопротивление сжатию.

Название цемента (марка)	Через * 4 дня	Через 7 дн.	Через 28 дн.
Портландцемент 00 . .	120	180	275
Портландцемент 0 . . .	70	100	160

Ж. Отбор проб и общие указания по приемке. а) Поставка, заключающая более 3 000 бочек, делится на партии по 3 000 бочек, при чем остаток менее 3 000 бочек считается также полной партией. Из каждой партии по указанию приемщика берут 9 бочек и из средней части каждой избранной бочки отбирают 5 *кг* цемента. При поставке менее 3 000 бочек вся поставка составляет одну партию, при чем число проб для испытания должно равняться 9. При поставке менее 500 бочек допускается приемка упрощенным способом, а именно: производится только проба на равномерность изменения объема и принимаются во внимание результаты испытаний заводской лаборатории.

В случае упаковки цемента в мешки или в иную тару всю поставку разбивают на партии по 500 *т* каждая. Из каждой партии отбирают девять проб по 5 *кг*.

При приемке цемента на заводе отбор проб производится при насыпке цемента в тару, при чем от каждых 500 *т* отсыпают девять раз по 5 *кг*. Отобранные для каждой партии девять проб тщательно смешивают вместе и затем делят на три равные части, из к-рых одна предназначается для приемщика, другая—для поставщика, третья—для возможных повторных испытаний.

Все пробы должны быть отобраны в присутствии приемщика на заводе, складе поставщика или складе потребителя. Отбираемые приемщиком бочки или мешки должны помечаться его условным знаком.

Предназначенные для испытания пробы должны помещаться для каждой партии в отдельную стеклянную или жестяную герметически закрываемую тару и опечатываться печатями приемщика и поставщика.

Примечание. В исключительных случаях допускается для проб деревянная упаковка.

б) Одна проба от каждой партии передается приемщику, вторая—поставщику и третья сохраняется в каком-либо месте по соглашению сторон.

в) Для каждой партии производятся все испытания для определения свойств, установленных ТУ данного стандарта.

г) Химический анализ обязателен один на всю поставку.

д) В случае, если какая-либо партия при испытаниях окажется неудовлетворительной, ее разбивают на полупартии, от каждой полупартии берут пробы, как от целой партии, и полученные т. о. две пробы подвергаются всем установленным испытаниям. В случае повторной неудовлетворительности результатов испытаний бракуется полупартия, давшая неудовлетворительный результат.

З. Упаковка. а) Бочки должны иметь одинаковый вес: 155 *кг* нетто (около 165 *кг* брутто) и 170 *кг* нетто (около 180 *кг* брутто).

---

* Четырехдневные испытания необязательны. В случае неудовлетворительного результата ускоренной пробы решающими считаются 7-дневные и 28-дневные испытания; в случае удовлетворительного испытания ускоренной пробы и соответствия портландцемента всем остальным условиям стандарта портландцемент м. б. принят без 7-дневного и 28-дневного испытаний.

Бумажные мешки или мешки из ткани должны иметь одинаковый вес—50 *кг* нетто.

б) На бочках д. б. обозначены: название завода и объединения, название цемента (марка), номер заводской партии и год изготовления цемента.

в) Убыль от раструски определяется для каждой отдельной поставки соглашением между поставщиком и покупателем, в зависимости от размера поставки, но она не должна превышать 2%.

Примечание. Портландцемент может отпускаться заводом по соглашению сторон внавалку в закрытых и соответствующим образом оборудованных вагонах (без тары).

Обязательство поставки портландцемента не в бочках должно быть оговорено в договоре поставщика с покупателем.

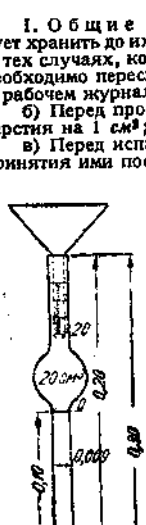
Методы механических испытаний см. ОСТ 1310. Методы химического анализа см. ОСТ 79.

II. Методы механических испытаний (ОСТ 1310) *.

I. Общие указания. а) Поступающие в лабораторию пробы цемента следует хранить до их испытания в сухом помещении в той таре, в к-рой они были доставлены. В тех случаях, когда пробы доставляются в подмоченной или поврежденной таре, цемент необходимо пересыпать в металлическую или стеклянную плотно закрывающуюся тару. В рабочем журнале следует отмечать вид и состояние тары, в к-рой была доставлена проба.

б) Перед производством испытания каждая проба пропускается через сито в 64 отверстия на 1 *см*²; после просеивания необходимо цемент перемешать.

в) Перед испытанием цемент, песок и воду следует выдерживать в лаборатории до принятия ими постоянной темп-ры. В рабочем журнале рекомендуется ежедневно отмечать темп-ру помещений, в к-рых производятся испытания; наиболее подходящей является темп-ра от +15° до +20 °С.



Черт. 95.

г) Вода для испытаний может применяться как дистиллированная, так и из водопровода (питьевая). Отмеривание воды должно производиться по весу или по объему. Сосуд, в к-рый наливают воду, должен тарироваться в смоченном внутри состоянии.

д) Особое внимание д. б. обращено на однообразие и правильность приемов при изготовлении образцов и производстве испытаний и на возможно полную механизацию всех операций (в целях достижения сравнимости результатов).

II. Определение удельного веса (факультативное). а) Определение удельного веса производится в приборе Ле-Шателье-Кандло (черт. 95), к-рый должен быть предварительно выверен.

б) Прибор помещают в стеклянный сосуд с водой так, чтобы вся градуированная часть прибора была погружена в воду. Во избежание всплывания прибор закрепляют в специальном штативе. Необходимо наблюдать, чтобы как при первом, так и при втором отсчетах темп-ра воды в сосуде была одна и та же.

в) Прибор наполняется безводным тяжелым бензином (за неимением последнего можно брать керосин или бензол) до нижней нулевой черты, что устанавливается по нижнему мениску, после чего свободная от бензина часть прибора (выше нулевой черты) тщательно протирается тампоном из фильтрованной бумаги.

г) Отвешивают с точностью до 0,01 *г* 90—100 *г* цемента, предварительно высушенного в течение одного часа при 120° С и затем охлажденного в эксикаторе. Через воронку прибора совочком или ложечкой цемент высыпают небольшими равномерными порциями до тех пор, пока уровень жидкости в приборе не поднимется до черты с делением 20 *см*³ или с любым другим делением в пределах градуированной части прибора.

д) В случае образования пробок в приборе их проталкивают тонкой проволокой. Перед вторым отсчетом рекомендуется для удаления пузырьков воздуха повернуть несколько раз прибор вокруг его вертикальной оси.

е) Остаток цемента после испытания взвешивают. Разность между обоими взвешиваниями, определяющая количество всыпанного в прибор цемента, деленная на величину вытесненного объема жидкости, выражает удельный вес цемента.

ж) Удельный вес определяется как среднее из двух опытов; точность определения—до 0,02.

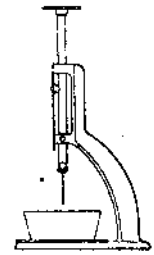
Примечание. Обычно удельный вес портландцемента находится в пределах от 3,00 до 3,20.

---

* Взамен ОСТ 78.

III. Определение нормальной густоты цементного теста. а) Цементным тестом называется смесь цемента с водой без примеси песка.

б) Определение нормальной густоты теста производится с помощью прибора Вика (черт. 96), к-рый состоит из цилиндрического металлического стержня, свободно перемещающегося в вертикальном направлении в обойме станины. Для закрепления стержня на желаемой высоте служит зажимной винт. Стержень снабжен указателем от отсчета его перемещения по шкале, разделенной на миллиметры и прикрепленной к станине. В нижнюю часть стержня вставляется металлический цилиндрик (измеритель густоты Тетмайера); диаметр его д. б. проверен и иметь размер 1 *см* (+0,01 *см*), а поверхность его должна быть гладкой и чистой. Вес стержня вместе с цилиндриком должен быть 300 *г*.

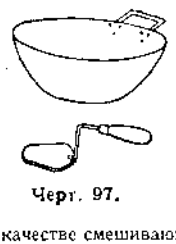


Черт. 96.

в) Тесто накладывают в коническое эбонитовое или медное кольцо с верхним диаметром 7,5 *см* (±0,5 *см*) в свету, нижним диаметром 6,5 *см* (±0,5 *см*) также в свету и высотой 4 *см* (±0,05 *см*). Под кольцо подкладывают стеклянную пластинку.

г) Перед производством опыта следует убедиться, свободно ли опускается стержень прибора и хорошо ли работает закрепляющий стержень винт, а также проверить нулевое показание прибора, приводя измеритель густоты в соприкосновение со стеклянной пластинкой. Перед наполнением тестом кольцо и стеклянную пластинку протирают тряпкой, слегка пропитанной машинным маслом. Подкладывать под кольцо бумагу не следует.

д) Затворение теста может быть произведено или вручную, или в смешивающем аппарате. При затворении вручную отвешивают 400 *г* цемента и помещают в сферическую металлическую чашку (диам. чашки 25—30 *см*, высота 8—10 *см*), делают в цементе углубление и в него вливают отмеренное количество воды. Тотчас же после этого начинают сначала осторожно перемешивать, а затем энергично растирать тесто, пользуясь для этого лопаткой (черт. 97), округленной настолько, чтобы она хорошо подходила к стенкам чашки, при чем растирание должно проводиться попеременно во взаимно перпендикулярных направлениях. Продолжительность перемешивания цемента с водой—5 мин., считая с момента приливания воды.



Черт. 97.



Черт. 98.

В качестве смешивающего аппарата может служить мешалка типа Вернера и Пфлейдерера емкостью 0,5 *л* или иная, ей подобная (черт. 98). В прибор всыпают цемент и вливают отмеренное количество воды, после чего тесто перемешивают в течение 5 мин. со скоростью 60 оборотов в минуту.

е) По окончании затворения и по наполнении кольца тестом производят несколько встряхиваний кольца, взяв в руки подложенную под кольцо стеклянную пластинку и слегка ударяя о край стола. После этого поверхность теста выравнивают, срезая избыток смоченным водою ножом в уровень с краями кольца.

ж) Приводят измеритель густоты в соприкосновение с поверхностью теста и закрепляют стержень винтом, после чего быстро освобождают закрепляющий винт и предоставляют показателю густоты свободно погружаться в тесто. Как только стержень перестанет опускаться, о чем судят, наблюдая по шкале за указателем, стержень вновь закрепляют винтом и производят отсчет, который и отмечают в рабочем журнале.

з) Густота считается нормальной, если измеритель густоты не доходит до дна на пять—семь делений.

Примечания. 1. Определение нормальной густоты теста производится с точностью до 0,5%. 2. Нормальная густота цементного теста обычно находится в пределах от 20 до 30%.

IV. Определение начала и конца схватывания портландцемента. а) По определении нормальной густоты цементного теста цилиндрик, служащий для ее измерения, заменяют иглой Вика с площадью поперечного сечения в 1 *мм*² (±0,01 *мм*²), диам. 1,13 *мм* (±0,005 *мм*), а на верхнюю тарелку стержня добавляют груз до 300 *г*. Кроме того перед опытом проверяют нулевое показание на шкале, приводя иглу в соприкосновение со стеклянной пластинкой.

*

б) Перед опусканием в тесто иглу доводят до соприкосновения с поверхностью теста, закрепляют стержень винтом и, освободив затем винт, дают игле свободно погружаться в тесто. Только в начале опыта, пока тесто настолько жидко, что можно опасаться сильного удара иглы о стеклянную пластинку, допускается при погружении иглы слегка ее задерживать, чтобы она не погнулась. Как только тесто загустеет настолько, что опасность повреждения иглы будет исключена, игле дают свободно опускаться после освобождения винта и во всяком случае момент начала схватывания д. б. определен при свободном опускании иглы.

в) Иглу погружают в тесто через каждые 5 мин. до определения начала схватывания и через каждые 15 мин. в последующее время, передвигая кольцо после каждого погружения для того, чтобы испытывать тесто, не пронизанное ранее иглой. После каждого погружения иглу следует вытирать чистой тряпкой или фильтровальной бумагой. Воду, к-рая может выделиться во время опыта на поверхности теста или из-под кольца, удалять не следует.

г) В рабочем журнале следует отмечать темп-ру помещения, в к-ром производится испытание.

д) За начало схватывания принимается время, протекшее от начала затворения (момента приливания воды) до того момента, когда игла не будет доходить до дна на 0,5 *мм*. За конец схватывания принимается время от начала затворения до того момента, когда игла будет опускаться в тесто не более как на 1 *мм*.

V. Проба на равномерность изменения объема. а) Из теста нормальной густоты, для к-рого берут 800 *г* цемента, приготовляют шесть шариков примерно диам. в 4 *см*, к-рые скатывают на ладони; два шарика помещают на стеклянных пластинках, а из четырех прочих приготовляют цементные лепешки, для чего эти шарики помещают на стеклянные пластинки, покрытые влажной пропускной бумагой. От постукивания стеклянных пластинок о твердую, но не жесткую поверхность шарики расплываются в лепешки диаметром примерно в 7 *см* и толщиной в средине примерно около 1 *см*; затем поверхность лепешек сглаживают мокрым ножом.

б) В таком виде два шарика и четыре лепешки во влажном пространстве (в ящике с воздухом, насыщенным парами воды) сохраняются 24 часа.

в) Проба в воде. Две лепешки кладут затем в воду комнатной темп-ры, где и хранят 27 суток.

г) Проба кипячением. Два шарика и две лепешки кладут на две полки таганчика, к-рый ставят в водяную баню так, чтобы один шарик и одна лепешка находились в воде, а другой шарик и другая лепешка находились выше уровня воды в водяной бане. Затем воду в бане доводят до кипения и поддерживают таковое в течение четырех часов, после чего шарики и лепешки охлаждаются в водяной бане до след. дня.

Примечание. Необходимо следить за тем, чтобы нижние шарик и лепешка были постоянно в кипящей воде, а верхние шарик и лепешка—в парах кипящей воды

д) Цемент признается доброкачественным, если на шариках и на лепешках, вынутых из воды, при пробе кипячением и через 27 дней при пробе в воде не обнаружится трещин, видимых невооруженным глазом и в лупу, а также каких-либо искривлений (см. черт. 99).



Черт. 99.



Черт. 100.

Примечание. Появляющиеся иногда у средины лепешек волосные трещины (трещины усыхания), не доходящие до краев лепешек, не являются признаком недоброкачественности цемента (см. черт. 100).

VI. Определение тонкости помола. а) Определение тонкости помола производится в приборе, к-рый состоит из цилиндрической составной коробки, заключающей в себе два цилиндра с натянутыми ситами, донышко и крышку; все составные части плотно входят одна в другую. Проволочная ткань, плотно зажатая в круглых металлических обоймах диам. 10 *см* и высотой 4 *см*, отстоит от нижнего края на 1 *см*.

б) Крупность сит устанавливается: для верхнего—900 отверстий на 1 $см^2$, для нижнего—4 900 отверстий на 1 $см^2$; диам. проволок: для верхнего—0,10 *мм*, для нижнего—0,05 *мм*; сторона квадратного отверстия в свету: верхнего—0,233 *мм*, нижнего—0,093 *мм*. Проволочная ткань должна быть бронзовой, латунной или другого сплава, не изменяющегося в условиях лабораторной работы.

в) Навеску цемента в 100 *г* помещают на верхнее сито, вставленное в нижнее сито, к-рое в свою очередь д. б. вставлено в донышко. Закрыв верхнее сито крышкой, производят отсеивание, встряхивая прибор в наклонном положении и постепенно поворачивая его на полный оборот вокруг вертикальной оси. В конце опыта контрольное просеивание производится на бумагу.

Просеивание считается законченным, когда в течение 1 мин. через сито проходит не более 0,1 *г* цемента.

г) Тонкость помола выражается в процентах путем взвешивания остатков цемента на ситах в 900 и 4 900 отверстий на 1 $см^2$.

Примечание. Сита должны быть совершенно сухими и после опыта должны тщательно прочищаться.

VII. Определение нормальной густоты цементного раствора. Цементным раствором называется смесь цемента, песка и воды. Цемент и песок берутся в пропорции 1:3 по весу.

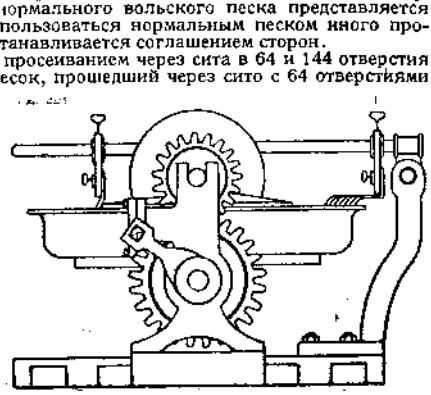
а) Нормальный песок. 1) Нормальным песком, обязательным для всех нормальных испытаний портландцемента, признается природный чисто кварцевый песок из Вольских карьеров, расположенных близ ст. Привольская, Ряз.-Уральской ж. д. Содержание зерен посторонних минералов в нормальном песке допускается не более 5%.

2) В тех случаях, когда получение нормального вольского песка представляется затруднительным, разрешается временно пользоваться нормальным песком иного происхождения, при чем переводной коэф-т устанавливается соглашением сторон.

3) Нормальный песок приготовляется просеиванием через сита в 64 и 144 отверстия на 1 *см*². Нормальным песком считается песок, прошедший через сито с 64 отверстиями и оставшийся на сите с 144 отверстиями.

Размеры сит для нормального песка *.

Число отверстий на 1 *см*²	Диам. проволоки *мм*	Размер внутр. стор. квадратн. отверстия *мм*
64	0,4	0,85
144	0,3	0,533



Черт. 101.

4) Сита для приготовления нормального песка и для проверки размеров зерен его должны быть тканые, латунные; отверстия в ситах должны быть квадратной формы.

Случайные отклонения в диаметрах отдельных проволок и размерах стороны квадратов отдельных отверстий сит допускаются не более 10% приведенных в таблице размеров.

5) Природный песок, идущий для приготовления нормального песка, должен быть до его просеивания через сито тщательно промыт и высушен.

6) За конец просеивания песка через данное сито считается, когда в течение 1 мин. через сито проходит не более 1% веса всыпанного в сито песка.

7) Нормальный песок не должен оставлять более 10% на сите с 64 отверстиями на 1 *см*² и пропускать не более 10% через сито с 144 отверстиями на 1 *см*².

Примечание. Рассылаемый в лаборатории нормальный вольский песок должен снабжаться аттестатом, в к-ром помещены все данные испытаний согласно пп. 1 и 7, а также химический состав, объемный и удельный веса песка данной партии.

8) Приготовление нормального песка централизуется и ставится под контроль Саратовского отделения Государственного института строительных материалов.

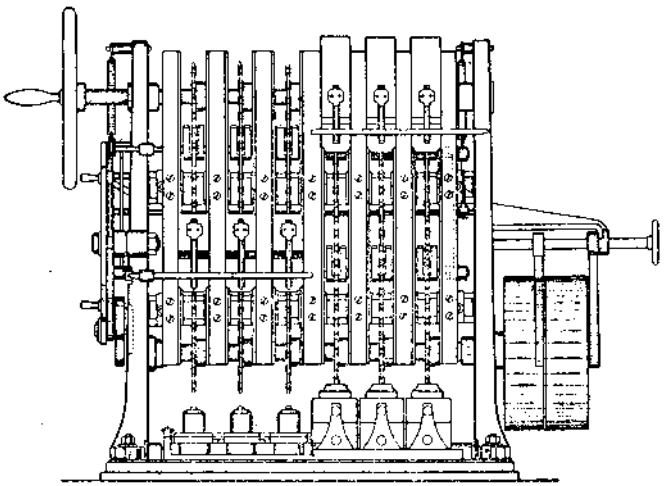
б) Нормальная густота раствора. 1) Насухо перемешивают вручную в сферической металлической чашке 200 *г* цемента и 600 *г* нормального песка в течение 1 *мин*., затем содержимое чашки вручную же затворяется водой в продолжение 1 мин. После этого раствор переносят в мешалку типа Штейнбрюк-Шмельцера (черт. 101); перемешивание заканчивается после 20 оборотов мешалки. Вместо мешалки типа Штейнбрюк-Шмельцера м. б. также применена мешалка Вернер-Пфлейдерера емкостью 0,5 *л* или др.

2) Полученный раствор при помощи совка или ложки переносится в кубическую форму (для нормального образца при испытании на раздавливание) и подвергается машинному трамбованию на копровом приборе Лахтина со свободно падающей бабой (черт. 102), Клебе и др.

3) За нормальную густоту цементного раствора принимается то количество воды (в процентах от веса сухой массы), при к-ром во время трамбования кубика вода появляется снизу формы лишь после того, как будет затрачено нормальное количество работы (1 *кг/м* на 10 *г* сухой смеси), с отклонением в ±5 ударов. При 800 *г* сухой смеси, весе бабы в 3 *кг* и высоте ее падения в 0,5 *м* вода должна появиться не ранее, как после 48-го удара, и не позже, как после 58-го удара. В рабочем журнале следует отмечать, после скольких ударов появилась вода.

Примечания. 1. Количество воды для затворения берется 8—10% от веса сухой смеси. Точность определения—0,25%. 2. Временно, впредь до снабжения лабораторий механическими мешалками, допускается затворение вручную в металлической чашке; время перемешивания—5 мин.

* Указанные размеры сохраняются впредь до установления ОСТ металлических сит.



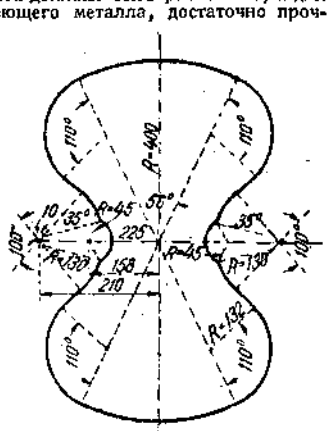
Черт. 102.

VIII. Испытание на разрыв. а) Формы для образцов. 1) Размеры образца указаны на черт. 103, формы для теста должны быть разъемные, а для раствора—неразъемные; они делаются из нержавеющего металла, достаточно прочными, чтобы не изменяли своих размеров и не раздвигались при уплотнении. Все формы д. б. пронумерованы.

2) Формы должны время от времени выверяться. Размер формы в шейке—2,22 × 2,25 *см*. Отклонения от этих размеров допускаются только такие, при к-рых колебания в величине площади расчетного сечения образца не превышают 2%. Если отклонения размеров формы от нормальных больше только что указанного предела, необходимо при расчете временного сопротивления вводить поправку, для чего на образце, вынутом из такой формы, отмечается тушью номер формы.

3) Формы для теста перед их наполнением протирают изнутри тряпкой, слегка пропитанной машинным маслом. Формы для раствора изнутри не смазываются. Немедленно после освобождения образцов из форм последние д. б. вычищены.

б) Изготовление и хранение образцов из цементного теста. 1) Тесто приготовляется либо вручную, либо механическим перемешиванием. Одновременно затворяется тесто на шесть образцов, для чего берут 1 000 *г* цемента и количество воды, отвечающее нормальной густоте теста. Продолжительность перемешивания—5 мин. При перемешивании в мешалке типа Вернер-Пфлейдерера емкостью в 5 *л* отвешивается 2 000 *г* цемента, из к-рых приготовляется одновременно двенадцать образцов.



Черт. 103.

2) Формы перед их наполнением помещают на мраморную, стеклянную или металлическую доску, покрытую смоченной тонкой бумагой.

3) Тесто распределяют равными частями в шесть или двенадцать форм и вминают в них металлической овальной ложкой или ножом. После этого с целью удалить из образца воздух формы встряхивают путем постукивания доски о край стола в течение 2 мин. со скоростью 100—120 встряхиваний в минуту; через каждые полминуты доска поворачивается на 90°. Через 5 мин. после окончания встряхивания избыток теста срезают смоченным водой ножом.

Примечание. В случае непрекращения выделения пузырьков встряхивание продолжается еще 1 мин.

4) Первые сутки после изготовления образцы хранят в формах, не снимая с доски, в шкафу или под колпаком, в к-рых в блюдцах находится в достаточном количестве вода. Ни в коем случае нельзя хранить образцы непосредственно на воздухе, не помещая их во влажное пространство.

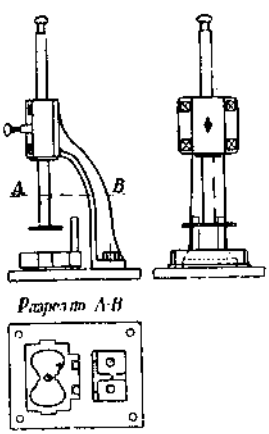
5) Образцы освобождают от форм через 24 (±2) часа после затворения. При вынимании образца из форм последние нельзя постукивать о стол или о какой-либо предмет. В тех случаях, когда при освобождении образцов будет замечено, что образцы дали усадку, это обстоятельство должно быть отмечено в рабочем журнале.

6) Вынутые из форм образцы нумеруют (тушью) и тотчас же укладывают в бассейны или ящики с водой для хранения в течение 3, 6 и 27 суток. Воду, в к-рой хранятся образцы, следует менять еженедельно, при чем темп-ра воды должна быть по возможности от +15° до +16° С. Темп-ру воды следует ежедневно отмечать в том же рабочем журнале, в к-ром отмечается темп-ра помещений, в коих производятся испытания.

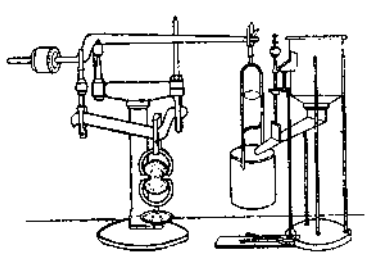
в) Изготовление и хранение образцов из раствора 1:3. 1) Раствор затворяется одновременно на каждые шесть (или 12) образцов, для чего берут 300 *г* (или 600 *г*) цемента, по 900 *г* (или 1800 *г*) нормального песка и воду в количестве, отвечающем нормальной густоте раствора. Самое затворение производится так же, как и при изготовлении раствора для определения нормальной густоты (см. п. «б», разд. VII).

2) Готовый раствор распределяют равными частями путем отвешивания по 200 *г* смеси на каждый образец в формы, стоящие на подставке копра, и уминают ложкой. Трамбование производится с расчетом работы в 1 *кгм* на 10 *г* сухой смеси. Вес бабы должен быть 2 *кг*, высота ее падения—0,25 *м*; число ударов при этом равняется 40.

3) По окончании трамбования формы с образцами помещают на стеклянные пластинки, протертые тряпкой, слегка пропитанной машинным маслом. Свободная поверхность образцов тщательно выравнивается ножом в уровень с верхними гранями форм. Затем образцы вынимают из форм с помощью прибора, изображенного на черт. 104, или ему подобного.



Черт. 104.



Черт. 105.

4) Нумерация образцов и хранение их во влажном пространстве и в воде производятся в том же порядке, как и для образцов из цементного теста (см. пп. 4—6 подразд. «б» разд. VIII).

г) Методы испытаний. 1) Испытание на разрыв производится на рычажном приборе Михаэлиса с автоматическим нагружением дробью для образования разрывающего груза (черт. 105). Для нагрузки дроби служат приборы Бертелеми, Михаэлиса, Рихтера и др. Размер дроби д. б. от 2 до 2,5 *мм*. Скорость истечения дроби д. б. отрегулированной и составлять 100 *г* (±10 *г*) в секунду.

2) Перед помещением образца в захваты прибора д. б. проверены опорные призмы и прибор (без ведерка) д. б. установлен так, чтобы верхняя поверхность верхнего рычага совпадала с имеющейся на приборе чертой. Вес ведерка не должен превышать 25% величины разрывающего груза, в противном случае прибор д. б. уравновешен вместе с ведерком.

3) Образец, вынутый из воды и обтертый сухой тряпкой, д. б. вставлен в захваты так, чтобы плоские грани его совпадали с плоскими поверхностями верхнего и нижнего захватов. При вкладывании образца в прибор на верхний рычаг помещают в качестве противовеса рейтер и поднимают рычаг на такую высоту, чтобы в момент разрыва верхняя поверхность рычага находилась по возможности на высоте черты. Следует обращать внимание на то, чтобы между боковой поверхностью образца и захватами прибора не было зерен песка, а также заусениц на образце.

4) Выровняв образец и подвесив ведерко, снимают с верхнего рычага рейтер и нагружают ведерко дробью. Когда вес дроби вместе с ведерком достигнет разрушающего груза, образец разорвется, а ведерко, упав на педаль прибора с дробью, тем самым прекратит выпуск дроби.

5) Для определения разрывного усилия (временного сопротивления растяжению) ведерко с находящейся в нем дробью завешивают с точностью до 10 *г*. Вес, полученный в килограммах, должен быть умножен на 10, чтобы получить разрывное усилие на 1 *см*² площади наименьшего поперечного сечения образца по след. расчету:

отношение плеч рычагов: 1 : 5, верхнего 1 : 10, общее 1 : (5 · 10) = 1 : 50.

Площадь наименьшего поперечного сечения образца (средней части его) равна 5 *см*² (2,25 *см* · 2,22 *см* = 4,995 *см*²).

На площадь в 5 *см*² действует сила в 50 раз большая нагрузки *P* на длинное плечо верхнего рычага; на 1 *см*² разрывное усилие будет равно:

$$\frac{P \cdot 50}{5} = P \cdot 10.$$

Для получения среднего значения выбираются четыре наибольшие из шести полученных результатов и вычисляется среднее арифметическое с точностью до 0,1 *кг/см*².

При испытании образцов из цементного теста в тех случаях, когда при вынимании образцов из форм была замечена их усадка, необходимо обмерять размеры шейки образцов и в случае, если отклонение площади поперечного сечения от нормального больше 2%, временное сопротивление растяжению рассчитывается на действительную площадь поперечного сечения шейки образца.

Если на образце стоит номер формы (см. п. 2 подразд. «а» разд. VIII), то временное сопротивление рассчитывается на действительную площадь поперечного сечения шейки формы.

Примечание. Испытание на разрыв можно производить также и на машине Амслера-Лафона.

д) Испытание на раздавливание. 1) Испытанию на раздавливание подвергаются кубики из нормального раствора 1 : 3. Формы для кубиков должны иметь размеры 7,07 · 7,07 · 7,07 *см* с площадью грани в 50 *см*² (7,07 · 7,07 = 49,985 *см*²). Отклонения от этих размеров допускаются только такие, при к-рых величина площади расчетного сечения не выходит из пределов 49—51 *см*². В противном случае на кубике отмечается тушью номер формы.

2) Кубики приготовляют так же, как и для определения нормальной густоты раствора (см. п. 1 подразд. «б» разд. VII). Одновременно затворяется раствор на два кубика, для чего берут 400 *г* цемента, 1200 *г* нормального песка и количество воды, отвечающее нормальной густоте раствора, или 1200 *г* цемента и 3600 *г* нормального песка (при пользовании мешалкой типа Вернер-Пфлейдерера на шесть кубиков). Для определения временного сопротивления сжатию д. б. приготовлены девять кубиков, из к-рых три испытываются через четверо суток, три—через семь суток и три—через 28 суток после их изготовления.

3) Нумерация кубиков и хранение их во влажном пространстве и в воде—те же, что и для образцов, предназначенных для испытания на разрыв (см. пп. 4—6 подразд. «б» разд. VIII).

4) По истечении 4, 7 и 28 суток от срока затворения раствора образцы д. б. вынуты из воды, обтерты сухой тряпкой и испытаны на рычажном или гидравлическом прессе, применяемом для нормальных испытаний каменных материалов и строительных растворов (напр., пресса Амслера-Лафона, Шенка, Мартенса и т. п.). Не реже одного раза в год пресс должен проверяться для учета действующих на кубик сжимающих сил.

5) Перед испытанием давящие поверхности пресса д. б. очищены от всякой грязи, песка и т. п. Кубик помещают на нижнюю давящую поверхность так, чтобы основанием служили грани, параллельные направлению трамбования.

6) Временное сопротивление сжатию определяется как частное от деления величины разрушающего груза на площадь грани в *см*², т. е. на 50. Для получения среднего значения берут среднее арифметическое из двух наибольших результатов.

7) Если на кубике стоит номер, то временное сопротивление рассчитывается на действительное поперечное сечение формы.

§ 3. Высокосортный портландцемент (марка 000) (ОСТ 2639).

Высокосортным называется портландцемент, растворы из к-рого уже в первые дни твердения показывают повышенную механическую прочность.

Технические условия:

а) количество добавляемого к клинкеру гипса; химический состав; удельный вес; сроки схватывания; равномерность изменения объема } те же, что и для обыкновенного портландцемента согласно ОСТ 1309;

б) тонкость помола: остаток в сите в 900 отверстий на *см*² не д. б. более 1% навески; через сито в 4 900 отверстий на 1 *см*² должно проходить не менее 85% навески;

в) временное сопротивление растяжению: чистый высокосортный портландцемент должен показать через три дня не менее 30 *кг/см*², через семь дней не менее 40 *кг/см*² и через 28 дней не менее 55 *кг/см*². Раствор высокосортного портландцемента с нормальным песком в пропорции 1 : 3 по весу должен показать через три дня не менее 18 *кг/см*², через семь дней не менее 23 *кг/см*² и через 28 дней не менее 28 *кг/см*²;

г) временное сопротивление сжатию: раствор с нормальным песком в пропорции 1:3 по весу должен дать через три дня не менее 200 *кг/см²*, через семь дней не менее 300 *кг/см²* и через 28 дней не менее 420 *кг/см²*.

Правила приемки.

а) Отбор проб и общие указания. Средняя проба отбирается из каждых 1000 бочек. Во всем остальном остаются в силе все указания, изложенные в ОСТ 1309 (раздел Г).

б) Методы испытаний. Методы механических испытаний см. ОСТ 1310.

г) Химический анализ см. ОСТ 79.

Упаковка см. ОСТ 1309.

§ 4. Воздушная известь (извлечение из ОСТ 2643).

Продукт, получаемый обжигом до возможно полного выделения углекислоты (CO_2) чистых или доломитизированных известняков, не содержащих значительных примесей глинистых веществ. Получаемое из воздушной извести при гашении ее достаточным количеством воды известковое тесто при хранении без доступа воздуха в течение неограниченного времени не отвердевает.

Кипелкой, или комовой (негашеной) известью, называется воздушная известь в кусках белого или серого цвета в том виде, как она получается после обжига. Главной составной частью кипелки является безводная окись кальция (CaO).

Пушонкой называется гашеная известь, получаемая при действии на кипелку ограниченного количества воды, имеющая вид тонкого порошка, главной составной частью к-рого является гидрат окиси кальция ($Ca(OH)_2$).

Жирной называется известь, получаемая из известняков с малым содержанием глинистых и песчаных примесей, гасящаяся быстро и со значительным выделением тепла, образуя при этом тесто, весьма объемистое и жирное на ощупь.

Тощей называется известь, получаемая из известняков с несколько большим содержанием глинистых и песчаных примесей, гасящаяся менее энергично, чем жирная, и дающая тесто, шероховатое на ощупь вследствие бо́льшей крупности частиц.

Химический состав. Кипелка должна содержать не менее 85%, а пушонка не менее 65% окиси кальция и окиси магния (в сумме).

Содержание мелочи в кипелке. Кипелка (комовая известь) не должна содержать мелочи (кусков мельче 15 *мм*) более 10% общего веса.

Выход теста. Жирная воздушная известь при гашении 5 *кг* кипелки в тесто должна давать не менее 11 *л* теста. Известь, дающая менее 11 *л* теста, д. б. отнесена к разряду тощих известей.

Содержание непогасившихся зерен. Тесто, полученное из кипелки, не должно содержать более 10% (веса взятой кипелки) зерен, не проходящих через сито со стороной квадратного отверстия в свету в 0,6 *мм*. Содержание в пушонке зерен размером более 0,6 *мм* не должно превышать 10%.

§ 5. Штукатурный гипс (алебастр) (извлечение из ОСТ 2645).

Продукт, получаемый умеренным обжигом природного двуводного гипса ($CaSO_4 2H_2O$) при темп-ре обжигаемого материала в 120°—200° до превращения его в полуводный гипс ($2CaSO_4 H_2O$) с последующим или предшествующим обжигу перемолом его в тонкий порошок.

Формовочный гипс—продукт, получаемый подобно штукатурному гипсу и отличающийся от последнего более тонким помолом и иными сроками схватывания.

Технические условия. а) Содержание гидратной воды в штукатурном гипсе не д. б. более 7,5%. Содержание гидратной воды в формовочном гипсе д. б. не менее 3% и не более 6%.

б) Время текучести формовочного гипса д. б. не менее 2 мин.

Примечание. Для штукатурного гипса определение времени текучести не обязательно.

в) Сроки схватывания. Начало схватывания должно наступить не ранее 4 мин.; конец схватывания должен наступить: для штукатурного гипса не ранее 6 мин. и не позднее 30 мин.; для формовочного гипса—не позднее 20 мин.

Примечание. По соглашению между поставщиком и потребителем допускаются иные сроки схватывания и время текучести.

г) Тонкость помола. Штукатурный гипс не должен оставаться на сите с 64 отверстиями на 1 *см²* более 2% и должен давать остаток на сите с 900 отверстий на 1 *см²* не более 30% навески. Формовочный гипс должен без остатка проходит через сито с 64 отв. на *см²* и должен давать остаток на сите с 900 отв. на *см²* не более 10% от навески.

д) Временное сопротивление растяжению. Штукатурный и формовочный гипс должен давать через один день не менее 7 *кг/см²*, а через семь дней не менее 14 *кг/см²*.

§ 6. Гидравлическая известь (извлечение из ОСТ 2644).

Продукт, получаемый умеренным обжигом, не доводимым до спекания мергелистых известняков, недоломитизированных или доломитизированных, содержащих обычно от 6 до 20% глинистых примесей. При смачивании водой гидравлическая известь полностью или частично рассыпается в порошок (гасится) и с достаточным количеством воды образует тесто, к-рое, начав твердеть на воздухе, продолжает отвердевать и под водой, без доступа воздуха. Гидравлические известн, в зависимости от скорости процесса отвердевания и от достигаемой при этом механической прочности, разделяются на сильногидравлические и слабогидравлические. Гидравлическая известь подразделяется на негашеную, в кусках (комовая), и гашеную (дополнительно измолотая в порошок или отсеянная).

Химический состав. Химический состав не устанавливается, но по требованию заказчика поставщик сообщает ему химический анализ поставляемой извести.

Содержание непогасившихся зерен. Погашенная в порошок комовая гидравлическая известь при просеивании через сито со стороной квадратного отверстия в свету в 1,5 *мм* не должна давать остатка более 15% веса непогашенной извести.

Тонкость помола. Гашеная и дополнительно измолотая в порошок гидравлическая известь, предварительно высушенная при температуре 105—110°С и тщательно перемешанная при просеивании через сито со стороной квадратного отверстия в свету в 0,2 *мм*, не должна давать остатка более 10% по весу.

Равномерность изменения объема. Гидравлическая известь должна обнаружить равномерность изменения объема при испытании в воде.

Механическая прочность (факультативно). Раствор гидравлической извести с нормальным песком в пропорции 1 : 3 по весу должен дать величины временного сопротивления не ниже приведенных в таблице.

Величины временного сопротивления раствора гидравлической извести.

Условия хранения	Врем. сопротивл. растяж. (в *кг/см*²)	Врем. сопротивл. сжатию (в *кг/см*²)
Слабогидравлическая известь		
21 день на возд., 7 дн. в воде	2	6
21 » » » 35 » » »	3	8
Сильногидравлическая известь		
7 дн. на возд., 21 день в воде	4	15
7 » » » 49 » » »	6	25

§ 7. Романцемент (извлечение из ОСТ 2642).

Продукт тонкого перемола обожженных при темп-ре, не доводящей материал до спекания, естественных известковых или магнезиальных мергелей или искусственных смесей магнезиальных известняков или доломитов с глинистыми материалами. Продукт этот после обжига при смачивании водой не гасится (не распадается в порошок); тесто из романцемента твердеет в воде.

Количество ангидрида серной к-ты (SO_3) не должно превышать 3%.

а) Сроки схватывания. Начало схватывания должно наступать не ранее 15 мин. от начала затворения, конец схватывания—не позднее 24 час. от начала затворения.

б) Равномерность изменения объема. Романцемент через 4 дня твердения на воздухе должен обнаружить равномерность изменения объема при испытании в воде.

в) Тонкость помола. Остаток на сите в 900 отверстий на *см*² д. б. не более 15% веса пробы.

г) Временное сопротивление растяжению. Раствор романцемента с песком 1 : 5 по весу через 28 дней, при твердении на воздухе, насыщенном влажностью и при комнатной температуре, должен показать временное сопротивление растяжению не менее 5 *кг/см*², а при твердении в воде—не менее 3 *кг/см*².

д) Временное сопротивление сжатию. Раствор романцемента с нормальным песком 1 : 5 по весу через 28 дней, при твердении на воздухе, насыщенном влажностью и при комнатной температуре, должен показать временное сопротивление сжатию не менее 15 *кг/см*² и при твердении в воде—не менее 10 *кг/см*².

§ 8. Шлако-портландцемент (извлечение из ОСТ 2641).

Продукт, получаемый путем совместного перемола портландцементного клинкера и основного гранулированного доменного шлака надлежащего состава. Весовое содержание шлака в зависимости от его свойств в готовом продукте не должно превышать 85%.

В составе основного доменного шлака, получаемого при плавке чугуна на минеральном топливе, весовое отношение суммы $CaO + MgO$ к сумме растворимой кремнекислоты (SiO_2) и окиси алюминия (Al_2O_3) д. б. не менее единицы.

Количество гипса, прибавляемого к клинкеру и шлаку при их перемоле для замедления схватывания шлако-портландцемента, не должно превышать 3%.

Количество ангидрида серной к-ты (SO_3) и окиси магния (MgO) в готовом продукте не должно превышать 5% каждого. Процентное содержание закиси марганца (MnO) в готовом продукте не должно превышать величины, определяемой по ф-ле:

$$X = 5\,\frac{a}{100}\ \%,$$

где a—процентное содержание шлака в шлако-портландцементе.

а) Сроки схватывания. Начало схватывания должно наступать не ранее 20 мин., конец схватывания—не позднее 12 час. от начала затворения.

Примечание. По соглашению между поставщиком и потребителем допускаются и иные сроки схватывания.

б) Равномерность изменения объема (постоянство объема). Шлако-портландцемент должен обнаруживать равномерность изменения объема при испытании в воде, а также при горячих пробах.

в) Тонкость помола. Остаток на сите в 900 отверстий на 1 $см^2$ не должен быть более 2% навески. Через сито в 4 900 отверстий на 1 $см^2$ должно проходить не менее 80% навески.

г) Временное сопротивление растяжению. Раствор шлако-портландцемента с нормальным песком в пропорции 1:3 по весу должен показать через семь дней не менее 12 $кг/см^2$, а через 28 дней—не менее 16 $кг/см^2$.

д) Временное сопротивление сжатию. Раствор с нормальным песком в пропорции 1:3 по весу должен показать через 7 дней не менее 80 $кг/см^2$, а через 28 дней не менее 160 $кг/см^2$.

Примечание. Семидневное испытание считается решающим в отношении приемки цемента, если оно обнаружит временное сопротивление растяжению не менее 12 $кг/см^2$ и временное сопротивление сжатию не менне 80 $кг/см^2$, в противном случае испытание п. б. продолжено до 28 дней.

§ 9. Пуццолановый портландцемент (извлечение из ОСТ 2640).

Продукт, получаемый путем совместного перемола портландцементного клинкера и тонкой гидравлической добавки (пуццолана, трасс, трепел, диатом, сиштоф и др.) в количестве более 10%. Весовой процент содержания портландцемента в продукте может колебаться в широких пределах в зависимости от состава и свойств добавки.

Химический состав не устанавливается, но завод по требованию потребителя снабжает партию химическим анализом как отдельных составных частей (клинкера и добавки), так и готового продукта.

а) Сроки схватывания. Начало схватывания должно наступать не ранее 20 мин., а конец—не позднее 12 час. от начала затворения.

Примечание. По соглашению между поставщиком и потребителем допускаются и иные сроки схватывания.

б) Равномерность изменения объема (прежнее обозначение—«постоянство объема»). Пуццолановый портландцемент должен обнаружить равномерность изменения объема при испытании в воде, а также при горячих пробах.

в) Тонкость помола. Остаток на сите в 900 отверстий на 1 $см^2$ не должен быть более 2% навески. Через сито в 4 900 отверстий на 1 $см^2$ должно проходить не менее 80% навески.

г) Временное сопротивление растяжению. Раствор пуццоланового портландцемента с нормальным песком в пропорции 1:3 по весу должен дать через семь дней не менее 12 $кг/см^2$, а через 28 дней—не менее 16 $кг/см^2$.

Примечание. Семидневное испытание считается решающим в отношении приемки цемента, если оно обнаружит временное сопротивление растяжению не менее 12 $кг/см^2$, в противном случае испытание должно быть продолжено до 28 дней.

д) Временное сопротивление сжатию. Раствор пуццоланового портландцемента с нормальным песком в пропорции 1:3 по весу должен показать через 7 дней не менее 80 $кг/см^2$, а через 28 дней не менее 160 $кг/см^2$.

§ 10. Диатом и трепел (извлечение из ОСТ 3042) *.

Диатом и трепел молотый (для известковых растворов) представляют собой высушенные и искусственно измельченные диатомовые и трепельные породы.

а) Тонкость помола. Временно, до возможности получения более совершенных помольных агрегатов, тонкость помола устанавливается следующая: при просеивании через сито с 900 отверстий на 1 $см^2$ остаток не должен превышать 30%; при просеивании через сито с 4900 отверстий на 1 $см^2$ не должен превышать 50%.

б) Объемный вес высушенного при 110° С трепела или диатома не должен превышать 700 $кг/м^3$.

* Настоящий стандарт не распространяется на лужский и кингиссепский трепел.

в) Влажность. Потеря при высушивании до постоянного веса при 110° С свеженагреваемого диатома и трепела д. б. не больше 12% на месте погрузки.

г) Химический состав. Содержание кремнезема (SiO_2) не менее 65%, полуторных окислов ($Al_2O_3 + Fe_2O_3$)—не больше 15%; окиси кальция и окиси магния ($CaO + MgO$)—не более 10%, считая на высушенную при 110° навеску.

д) Механическая прочность. Временное сопротивление сжатию песчаного раствора с известково-диатомовым или трепельным вяжущим веществом должно быть через 28 дней после затвердения не менее 29 *кг/см²*; временное сопротивление растяжению—не менее 6 *кг/см²*.

Примечание. По требованию приемщика взамен этого испытания м. б. произведено качественное испытание на гидравлические свойства.

§ 11. Каустический магнезит.

Составная часть магнезиального цемента есть продукт тонкого перемола магнезита, обожженного при темп-ре выше темп-ры диссоциации $MgCO_3$, но ниже темп-ры спекания.

Технические условия по ОСТ 3035 заключаются в следующем.

Физические свойства. Уд. вес должен быть в пределах 3,2—3,4. Тонкость помола: остаток на сите с 900 отверстий на 1 *см²* д. б. не более 5%; через сито с 4 900 отверстий на 1 *см²* должно проходить не менее 75%.

Химические свойства. Потеря при прокаливании д. б. не более 8%; содержание окиси магния д. б. не менее 83%; содержание окиси кальция—не более 4,5%.

Механические свойства. Срок начала схватывания—не ранее 40 мин.; конец схватывания—не позднее 8 час. от начала затворения. Равномерность изменения объема д. б. при испытании в обычных комнатных условиях. Временное сопротивление растяжению через одни сутки д. б. не менее 10 *кг/см²*, а через семь суток—не менее 20 *кг/см²* и через 28 суток—35 *кг/см²*.

При механических испытаниях применяется смесь каустического магнезита с опилками в отношении 3 : 1 по весу, к-рая затворяется раствором хлористого магния в 28° В до густоты массы до 30—36 по Тетмайеру.

§ 12. Хлористый магний.

Хлористый магний представляет собой магнезиальную соль хлористо-водородной к-ты с 6 частицами воды, содержащую небольшие количества четырехводного кристаллогидрата.

Технические условия. а) Хлористый магний должен легко растворяться в воде. Нерастворимого остатка допускается не более 0,5%; б) содержание хлористого магния ($MgCl_2$) не менее 45%; в) содержание хлористых солей кальция, калия и натрия ($CaCl_2$, KCl, $NaCl$) в сумме не более 2,5%; г) содержание сернокислых солей магния и кальция ($MgSO_4$, $CaSO_4$) не более 2%; д) допускается присутствие незначительного количества органических примесей и железа.

Примечание. Содержание хлористых и сернокислых солей кальция, магния, калия, натрия и нерастворимого остатка допускается в сумме не более 4%. Содержание солей кальция в пересчете на окись кальция (CaO) допускается не более 0,5%.

§ 13. Средние данные о цементах заводов СССР *1.

№ № по порядку	Наименование завода	Прочность в *кг/см²*		Процент прироста	Средн. коэф. при $\sqrt{\ }$ *2	Колич. испытаний
		на 7-й день	на 28-й день			
1	«Спартак»	154	232	70	6,4	15
2	«Красный строитель»	131	257	58	6,8	9
3	«Спартак»	180	232	28,4	4,6	33
4	Косогорский (шлаковый)	92	157	76	7,3	32
5	Им. Володарского (пуццол.)	148	271	83	10,8	8
6	Вольский	169	283	67	8,3	6
7	Подольский	147	242	64	8,0	8
8	Разные заводы	141	222	57	8,3	65
9	«Большевик»	158	226	42	5,4	14
10	«Красный строитель»	180	235	30	4,0	12
11	Щуровский	188	257	26	5,1	14
12	Им. Воровского	202	312	55	8,0	8
13	Воскресенский	163	219	34	4,3	8

*1 Данные лабораторий строительных трестов Заводостроя и Теплобетона за 1930 г. *2 См. формулу на стр. 116.

§ 14. Крайние значения прочности цементов по заводам.

№ № по порядку	Наименование завода	Прочность в *кг/см²*		Коэф-т при $\sqrt{\ }$ *
		на 7-й день	на 28-й день	
1	«Спартак»	74—185	142—210	3—9,6
2	«Красный строитель»	64—218	144—295	2,6—10,2
3	Новороссийский	107—272	161—354	3,0—5,6
4	Косогорский (шлаковый)	49—206	92—238	2,2—11,6
5	Им. Воровского (пуццоланов.)	80—184	210—329	8,0—14,4
6	Вольский	80—266	97—327	3,8—15,2
7	Подольский	136—160	212—260	5,7—10,6
8	Разные заводы	47—222	116—341	2,5—13
9	«Спартак»	60—202	102—360	0,1—11
10	«Большевик»	144—183	164—290	1,5—9.5
11	«Красный строитель»	101—240	183—371	3,0—8,4
12	Щуровский	116—240	162—366	1,0—8,4
13	Им. Воровского	104—274	190—444	4,5—12
14	Воскресенский	123—201	172—272	2,8—7,1

* См. формулу на стр. 116.

Строительные растворы.

§ 1. Воздушные растворы.

1. Известковые растворы. Соответственно количеству объемов песка, к-рое может принять 1 объем известкового теста, извести разделяют на ж и р н ы е, принимающие от 2 до 4 объемов, с р е д н и е —от $1^1/_2$ до 2 объемов—и т о щ и е—от 0 до 1 объема.

В зависимости от жирности известь-кипелка требует для гашения до состояния густого теста от 2,5 до 3 объемов воды. При гашении в творильные ямы (простой, но несовершенный способ) тесто для полного гашения должно пролежать до употребления не менее одной недели.

Из 1 $м^3$ кипелки получается:

Для извести, принимающей на								
1 объем теста объемов песка .	4	3,5	3	2,5	2	1,5	1,0	0,5
Пушонки . . . . . $м^3$	3	2,75	2,50	2,33	1,75	1,5	1,15	1,11
Теста . . . . . »	1,8	1,68	1,55	1,48	1,19	1,05	0,83	0,82
Раствора . . . . . »	7,2	5,88	4,65	3,92	2,776	2,10	1,383	1,093
На 1 $м^3$ кипелки требуется песка . . . . . »	7,2	5,88	4,65	3,675	2,38	1,575	0,83	0,41

На утрату следует считать до 2% при обращении пушонки в тесто и при предварительном просеивании еще 2%, кроме того 1% на утрату раствора при приготовлении.

Известковый раствор твердеет, испаряя воду и воспринимая из воздуха углек-ту. Твердение длится годами, м. б. ускорено прибавками к раствору лемзового, туфового песка, цемента и т. п. Быстрое высушивание раствора понижает его прочность, попеременное высушивание и увлажнение увеличивают прочность. Слабый мороз разрушает свежий раствор, почему при темп-ре ниже 0° работа на известковом растворе не должна производиться.

Грубый способ определения прочности известкового раствора заключается в опробовании путем поднятия кирпичей: на растворах с различным содержанием песка выкладывают кирпичные столбики из восьми кирпичей, положенных друг на друга; через трое суток столбики поднимают за верхний кирпич; приемлемым признается раствор, поднимающий семь кирпичей.

§ 2. Алебастровый (гипсовый) раствор. Свойства вяжущего определяются условиями на стр. 103. Для штукатурки отощающей прибавкой к гипсу обычно служит кварцевый

песок. Для гипсолитных материалов нормальное количество воды для получения льющейся массы—от 40% до 60% объема гипса, к-рое и соответствует наибольшей прочности. Увеличение количества воды понижает прочность. Требуемая прочность изделий достигается через два—три часа по затвердении, после чего изделия можно сушить при темп-ре не выше 30—40° С. Временное сопротивление на сжатие воздушно-сухих изделий—70—120 *кг/см²*, иногда до 180 *кг/см²*.

При насыщении изделий водой прочность резко снижается (при 100%—втрое). Соотношение составных частей гипсолитных материалов—см. стр. 169 и 170.

§ 2. Гидравлические растворы.

1. Портландцементные растворы. Прочность раствора зависит от свойств вяжущего и песка, от количества добавляемой воды и условий приготовления раствора; при заданной прочности состав раствора устанавливается путем испытаний, описанных на стр. 102. Обычно для каменной кладки применяют состав 1 : 3 до 1 : 5; более тощие составы дают еще достаточную прочность, но не обладают нужною для работы пластичностью; последняя увеличивается прибавлением к раствору извести. Составы: 1 : 1 и 1 : 2 применяются главным образом для повышения водонепроницаемости.

Количество цемента, песка и воды для приготовления 1 *м³* портландцементного раствора.

Составные части	Отношение объема песка к объему цемента										
	0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	5,0	6,0
Портландцемент . . . *кг*	1842	1232	923	737	616	526	459	408	371	311	267
Песок . . . . . *м³*	—	0,44	0,65	0,78	0,87	0,93	0,98	1,02	1,05	1,05	1,05
Вода . . . . . *л*	640	480	410	365	340	315	300	290	280	262	251

2. Сложные (смешанные) растворы (цемент, известь, песок) пластичны, твердеют медленнее цементных; прибавка извести к цементному раствору (жирному) понижает его прочность, но при тощих растворах (1 : 7 и 1 : 8) от прибавки 0,5 извести прочность повышается.

Количество цемента, извести, песка и воды для приготовления 1 *м³* сложного раствора.

Составные части	Отношение объемов цемента, теста и песка			
	2 : 1 : 12	1 : 1 : 6	1 : 1 : 8	1 : 3 : 12
Портландцемент . . *кг*	285	260	211	127
Известь жирная . . *м³*	0,097	0,120	0,097	0,175
Песок . . . . . *м³*	1,249	1,137	1,229	1,105
Вода . . . . . *л*	161	147	143	114

3. Известково-пуццолановые растворы—применяются главным образом для гидротехнических сооружений. На одну объемную часть извести берут от полутора до трех частей пуццоланы; песок обычно не прибавляется.

4. Известково-диатомовые растворы—получаются смешением известково-диатомового вяжущего вещества с песком. Вяжущие—воздушная известь в виде пушонки или теста с гидравлической добавкой, представляющей собою молотый диатом или трепел. Последний должен удовлетворять техническим условиям, указанным на стр. 105. Основным условием достижения прочности является совершенное смешение составных частей вяжущего.

Дозировка извести-пушонки и гидравлической добавки колеблется от 1 : 1 до 1 : 4; растворы для кладки на воздухе—от 1 : 1 до 1 : 2; для подземной кладки—от 1 : 1 до 1 : 4; для расшивки швов—1 : 1.

В случае применения известкового теста при дозировке в среднем принимается 1 объем теста за 1½ объема пушонки.

Раствор составляется в пропорции 1 : 2½ до 1 : 3 (вяжущие—песок), что соответствует в среднем расходу вяжущего в 250 *кг* на 1 *м*³ раствора.

Прочность раствора через 3—6 месяцев в надземных частях сооружений 46 *кг/см*², в подземных и погруженных в воду—60—70 *кг/см*²; к 28 дням прочность раствора достигает 60% указанных величин.

§ 3. Теплые растворы.

Теплые растворы характеризуются объемным весом 1 000—1 300 *кг/м*³; изготовляются на различных вяжущих из легких заполнителей: шлаки котельные, шлаки доменные гранулированные, пемзовая и туфовая мелочь и т. п. Шлаковый песок получается путем отсева или размола котельного шлака, при чем крупность отдельных зерен д. б. не более 3 *мм*; шлак д. б. хорошо перегоревшим; примесь не сгоревших частиц угля д. б. не более 10% по объему, плотных стекловидных шлаков—не более 5%; шлак до употребления в дело должен вылеживаться в отвалах в течение нескольких месяцев. Вес шлака должен быть не более 700 *кг/м*³. Состав раствора—от 1 : 1 : 8 до 1 : 3 : 12 (портландцемент : известковое тесто : заполнитель); дозировка—по объему. Прочность раствора д. б. испытана в каждом отдельном случае.

Расход материалов на 1 *м*³ теплого раствора состава 1 : 2 : 16: цемента—105 *кг*, известкового теста—0,172 *м*³ и шлака с отходом при отсеве—1,38 *м*³.

Бетон.

Бетоном называется материал, полученный смешением вяжущего вещества с камневидными инертными заполнителями различной крупности (песок, гравий и т. п.) и водой; после укладки в формы смешанная пластичная масса по мере схватывания вяжущего и его твердения приобретает необходимую прочность.

§ 1. Разновидности бетона.

Бетоны различаются следующим образом: а) по вяжущему: цементные, известковые, гипсовые, известково-диатомовые, трассовые, пуццолановые и т. п. Применение тех или др. сообразуется с допустимостью воздушного раствора, с требуемой прочностью, с экономическими и др. соображениями. Наибольшее распространение имеют бетоны с применением портландского цемента.

б) По заполнителю различают бетоны: гравелистые, щебенистые, шлаковые, пемзовые и т. п.

в) По строению: жирные и тощие, смотря по тому, имеется ли избыток или недостаток вяжущего в растворе, заполняющем пустоты крупной инертной, т. е. жирен или тощ раствор; каждая из этих групп бетонов в свою очередь разделяется на две подгруппы—плотных и пористых бетонов, смотря по тому, имеется ли избыток или недостаток раствора для заполнения пустот в крупной инертной.

Т. о., различают четыре вида бетонов: жирно-плотный, жирно-пористый, тощеплотный и тощепористый. Для ответственных частей сооружений (железо, бетон и т. п.) применяют жирно-плотный бетон.

г) По консистенции различают бетоны: жесткий—с малой подвижностью частиц, требующий при укладке усиленного трамбования; пластичный—с средней подвижностью частиц, при укладке к-рого требуется частью легкое трамбование, частью усиленное штыкование, и литой—с большой подвижностью частиц, способный течь по желобам с уклоном 1 : 3 и уплотняемый легким штыкованием и постукиванием по формам.

Выбор консистенции делается по указаниям, данным в инструкции по проектированию состава бетона (стр. 126).

д) По способу уплотнения различают бетоны: трамбованный, литой, торкретированный; последний осуществляется выбрасыванием увлажненной бетонной массы на бетонируемую поверхность под давлением (2—3 атм.) от компрессора; получаемый бетон весьма плотен и водонепроницаем. Противоположной торкрет-бетону разновидностью является пено-бетон (ячеистый бетон), приобретающий высокую пористость после отливки в формы благодаря действию пенообразовательных примесей.

е) По теплопроводности отличают от обычных гравелистых бетонов т. н. «теплые бетоны», обладающие пониженной теплопроводностью и объемным весом от 1 600 *кг* в 1 *м*³ и ниже, что достигается применением в данном случае легких и пористых инертных материалов.

§ 2. Составные части бетона.

а) Вяжущим веществом в большинстве случаев является портландцемент; технические условия на него приведены на стр. 94. Цемент д. б. медленно схватывающимся, чтобы бетонирование могло быть закончено до схватывания.

б) Песок—предпочтителен кварцевый, чистый, представляющий собой равномерную смесь зерен различной крупности.

Извлечения из ОСТ 3328 на песок для бетонных и жел.-бет. работ.

Песком для бетонных и железобетонных работ называется природная смесь зерен кварцевых и др. изверженных пород или искусственная, получаемая измельчением этих же пород, проходящая через сито с круглыми отверстиями в 5 *мм*.

Классификация.

По происхождению естественные пески подразделяются на морские, речные, озерные и карьерные.

Технические условия.

а) Модуль крупности песка д. б. не менее 2,0.

б) Чистота. 1. Содержание примесей с величиной частиц от 0 до 0,05 *мм* д. б. не больше 5% по весу, при этом примесей с частицами от 0 до 0,005 *мм* д. б. не больше 2% по весу.

Примечание. Обычно примеси с частицами от 0 до 0,005 *мм* называются глиной, а с частицами от 0,005 до 0,05 *мм*—пылью. Зерна крупнее 0,05 *мм*, проходящие через сито с отверстиями 0,15 *мм*, называются песком.

2. Содержание вредных органических примесей допускается в количестве, при к-ром песок, будучи обработан по методу окрашивания, давал бы оттенок не темнее цвета эталона или при испытании с цементом (раствор), согласно ОСТ 1309 и 1310, давал бы механическую прочность (на сжатие и растяжение) не ниже прочности того же цемента с нормальным вольским песком.

в) Гранулометрический состав. При просеивании через набор сит с квадратными и круглыми отверстиями желательно, чтобы песок проходил через сита, указанные в таблице.

Размер отверстий сита в свету в *мм*		5	1,2	0,3	0,15
Количество прошедшего песка в % по весу	от	85	45	5	0
	до	100	80	30	5

Правила приемки. а) Обмер и освидетельствование.

1. Приемка песка, как правило, производится по объему сухого песка. Допускается по соглашению сторон приемка по весу с учетом влажности.

2. Обмер и освидетельствование песка производятся, как правило, в штабелях на месте доставки, но могут производиться по соглашению сторон в вагонах, судах, автомобилях и др. транспортных приспособлениях с установленным объемом в любом пункте.

3. При поставке песка в штабелях обмер производится не ранее, как по прошествии трех дней после их поставки, т. е. после осадки песка.

4. При поставке песка в штабелях они выставляются на выровненных площадках и оправляются в усеченные пирамиды произвольного размера, на практике иногда называемые призмами, с высотою не меньше 0,7 *м*, или в прямые или усеченные конуса (при объеме от 1 до 5 $м^3$).

8. Объем принимаемого сухого песка относится к нулевой влажности. При приемке песка в штабелях при влажности, большей нуля, делается скидка по таблице.

Влажность песка по весу в %	1	2	3	5	10	15
Скидка с обмеренного объема в %	8	18	25	27	24	8

Примечание. При промежуточной влажности скидка берется по интерполяции.

9. Скидка на влажность при приемке в транспортных приспособлениях (вагонах, автомобилях, судах и пр.) производится в зависимости от уплотнения и осадки песка по соглашению сторон.

10. При приемке песка по весу переводный коэф-т с веса на объем устанавливается соглашением сторон с обязательным учетом влажности.

11. При зимних поставках песка вводится поправка на присутствие льда и снега, процентное содержание к-рых определяется опытом. Средняя скидка м. б. принята в 15%.

Методы испытаний. а) Определение гранулометрического состава и модуля крупности.

Табл. 3.

Форма отверстий	Квадратные				Круглые	
Номера сит . . .	10	9	8	7	6	5
Отверстия в *мм* .	0,15	0,30	0,60	1,20	2,5	5,0

1. Для определения гранулометрического состава песка и его модуля крупности песок просеивают через 6 сит с отверстиями, размеры к-рых след. (см. табл. 3).

Для просеивания берут из средней пробы 1 *кг* песка, предварительно высушенного до постоянного веса при темп-ре до 110° С. Затем про-

севают его через все сита, начиная с самого крупного, № 5, до самого мелкого, № 10. Тот песок, к-рый прошел через сито № 6, просеивается через сито № 7, и т. д. Песок, оставшийся на сите № 5 в $^0/_0$ по весу ко всей навеске в 1 *кг*, обозначается через «a_5», песок, оставшийся на сите № 6 в $^0/_0$ по весу ко всей навеске в 1 *кг*, обозначается через «a_6» и т. д.

2. Гранулометрический состав представляет собою характеристику крупности песка, к-рая определяется как перечень полных остатков тех количеств песка в $^0/_0$ по весу, к-рые не прошли через каждое из 6 сит.

Т. о., полный остаток песка в $^0/_0$ по весу, не прошедший через сито № 5, будет «a_5», полный остаток, не прошедший через сито № 6, будет $(a_5 + a_6)$, через сито № 7—$(a_5 + a_6 + a_7)$ и т. д.

3. Модуль крупности определяется по ф-ле:

$$M = \frac{6a_5 + 5a_6 + 4a_7 + 3a_8 + 2a_9 + a_{10}}{100},$$

где M—модуль крупности, a_5, a_6, $a_7 \ldots a_{10}$—остатки в $^0/_0$ по весу ко всей навеске в 1 *кг* на ситах №№ 4, 6, 7... 10. Часть песка, прошедшая через сито № 10, с отверстием в 0,15 *мм*, в подсчет модуля не входит.

б) Определение содержания частиц меньше 0,05 *мм* (глина плюс пылевидные частицы). Средняя проба сухого песка в количестве 1 *кг* помещается в сосуд емкостью около 5 *л*, затем в сосуд вливается вода и песок тщательно перемешивается. Дав осесть крупным, тяжелым, частицам песка, воду со взвешенной в ней мутью осторожно сливают через край сосуда, затем сосуд вновь наполняют чистой водой, песок перемешивается и после того, как песок осел, снова сливают через край мутную воду. Эта операция повторяется до тех пор, пока после заливки песка водой и перемешивания вода не окажется чистой и прозрачной. После этого вода осторожно выливается из сосуда, затем из песка удаляется влага высушиванием до постоянного веса при темп-ре не выше 110° С и песок взвешивается.

Потеря в весе (в $^0/_0$) при отмучивании определяется по ф-ле:

$$\pi = \frac{1\,000 - a}{10},$$

где π—$^0/_0$ потери при отмучивании, a—вес в *г* чистого песка после отмучивания.

в) Определение содержания частиц меньше 0,005 *мм* (глины). Определение производится сл. обр.:

1. В мензурку емкостью в 25 *см*^{3} при постоянном ее постукивании всыпается 10 *см*^{3} сухого песка, затем песок заливается водой до уровня 23 *см*^{3}, после чего до уровня в 25 *см*^{3} добавляется 5$^0/_0$-й раствор хлористого кальция (для осаждения мути), смесь взбалтывается и оставляется в покое на 3 часа, после чего производится определение разбухания частиц меньше 0,005 *мм* (глины) в $^0/_0$.

Количество содержащихся в песке частиц меньше 0,005 *мм* (глины) в $^0/_0$ по весу определяется по ф-ле:

$$K = 0{,}5v,$$

где v—приращение объема песка, выраженное в $^0/_0$ от первоначального объема.

2. Отсутствие зерен песка, покрытых оболочками глины, распознается след. обр. Из средней пробы, количество механических примесей к-рой не превышает 5$^0/_0$ по весу, отбирается нек-рое количество зерен. Зерна кладутся на лист белой бумаги и рассматриваются под лупой. Полная прозрачность зерен свидетельствует об отсутствии у них глинистых оболочек.

г) Определение загрязнения органическими примесями. Степень загрязнения песка органическими примесями определяется методом окрашивания, являющимся необходимым, но недостаточным для окончательного суждения о пригодности песка.

Мензурку емкостью в 250 *см*^{3} наполняют до уровня в 130 *см*^{3} воздушно-сухим песком и доливают затем до уровня в 200 *см*^{3} 3-процентным раствором едкого натра. После энергичного встряхивания пробу оставляют в покое на 24 часа. По истечении указанного срока определяют цвет жидкости над песком, сравнивая его с цветом свежеприготовленного эталона, изготовленного указанным ниже способом и налитого в сосуд.

В сомнительных случаях испытуемую пробу рекомендуется подогреть в течение 2—3 час. в водяной бане и вновь сравнить ее с эталоном.

Песок признается годным для бетонных работ, если цвет раствора не будет темнее цвета эталона.

Эталон изготовляется след. обр. 2$^0/_0$-й раствор танина приготовляется в 1$^0/_0$-м растворе алкоголя. Изготовленный т. о. раствор берется в количестве 2,5 *см*^{3} на 97,5 *см*^{3} 3$^0/_0$-го раствора едкого натра. Получаемая смесь взбалтывается и оставляется в покое на 24 часа.

В случае неудовлетворительности результатов испытания чистоты песка способом окрашивания необходимо произвести механическое испытание цемента с испытуемым песком. Образцы с испытуемым песком должны дать через 4, 7 и 28 дней сопротивление на растяжение и на сжатие не ниже образцов из того же цемента с нормальным песком. Испытание производится согласно ОСТ 1309 и 1310.

В случае неудовлетворительности результатов рекомендуется произвести повторное исследование с испытуемым песком, подвергнутым промывке известковым молоком.

д) Вес песка и количество пустот. Вес песка и количество пустот в нем можно определить нижеуказанными методами (факультативно).

1. Объемный вес. Песок, высушенный до постоянного веса при темп-ре до 110° С, насыпается с высоты 5 *см* совком в мерный сосуд объемом в 2 *л*; избыток песка срезается вровень с краями линейкой. Полученный вес 1 *л* песка и будет его объемным весом.

2. Удельный вес песка определяется посредством прибора Ле-Шателье-Кандло по методу, предложенному в ОСТ 1310.

3. Объем пустот сухого песка в рыхлом состоянии в % определяется по ф-ле:

$$V = \left(1 - \frac{\text{объемный вес}}{\text{удельный вес}}\right) \cdot 1000.$$

4. Для сравнения между собою качества различных песков можно пользоваться коэф-том инж. Скрамтаева:

$$K = M(50 - V),$$

где M—модуль крупности, V—объем пустот в % сухого песка в рыхлом состоянии. Песок тем лучше, чем выше значения K, низший предел к-рого д. б. не меньше 15.

в) Гравий или щебень—д. б. твердых пород, прочность к-рых не ниже полуторной требуемой прочности бетона. Известковый щебень при огнестойком бетоне недопустим. Крупность зерен сообразуется с назначением бетона; в бетонных массивах допускается вкрапление в бетон крупных камней. В отношении сцепления предпочтителен щебень, как обладающий более шероховатой поверхностью, нежели гравий; по этим же соображениям недопустим щебень кремнистых пород, дающих гладкие в изломе, стекловидные поверхности. В отношении расходования вяжущего (для получения той же прочности) гравий лучше щебня, как дающий меньшее количество пустот, особенно при хорошем соотношении крупности зерен. ОСТ 3327 устанавливает след. основные требования.

Гравий не должен иметь следов выветривания и состоять из зерен крупностью 5—80 *мм*. По происхождению различают гравий карьерный, овражный, речной и морской. По крупности зерен гравий разделяется на рядовой (5—80 *мм*), мелкий (5—20 *мм*), средний (20—40 *мм*) и крупный (40—80 *мм*).

Механическая прочность породы д. б. для бетонных работ не менее 150 *кг/см²* и для железобетонных не менее 250 *кг/см²*.

Гранулометрический состав: при просеивании через стандартный набор сит должно проходить гравия в процентах по весу:

Размер отверстия в свету	d_{max}	$^1/_2\, d_{max}$	5 *мм*
Количество гравия (в %% от—до)	от 95	40—70	до 10

Примечание. Под d_{max} разумеется размер отверстия в свету того наименьшего сита, через к-рое проходит не менее 95% по весу от взятой навески гравия.

Модуль крупности гравия д. б. не менее 6. Содержание примесей допускается для гравия, идущего на ответственные работы, до 1% по весу, а для идущего на неответственные работы—не более 3% по весу. Содержание вредных органических примесей допускается в количестве, при к-ром гравий при калориметрическом испытании дает оттенок не темнее цвета эталона или дает удовлетворительные результаты при механическом испытании в растворе с цементом.

Морозостойкость проверяется для гравия, идущего для частей сооружений, подвергающихся действию мороза; гравий должен выдержать пятнадцатикратное замораживание до —15° С с последующим оттаиванием без разрушения. Для испытания прочности зерен гравия среднюю пробу весом около 1 *кг* разделяют просеиванием на три части; все частицы каждой части подвергаются статическому давлению.

Размер частиц (в *мм*)	5—10	10—20	20 и больше
Давление (в *кг*)	16	27	34

Раздавливание м. б. произведено при помощи неравноплечного рычага. Количество раздавленных частиц не должно превышать 5% по весу от взятой пробы.

Описание метода остальных испытаний см. стр. 123.

г) Щебень—различают естественный, из каменных отсыпей, и искусственный, получаемый бойкой каменной породы. Требования, предъявляемые к щебню, аналогичны таковым же для гравия.

д) Щебень пемзовый (ОСТ 800)—представляет собой куски пемзы размером 5—65 *мм*; в зависимости от веса и степени засоренности, он делится на 1-ю, 2-ю и 3-ю категории.

Крупность. При просеивании сквозь сита с диаметром отверстий в 5 *мм* не должно быть более 5% просева (по весу).

Объемный вес. Вес 1 *м³* пемзового строительного щебня после просушки его до постоянного веса не должен превышать: для 1-й категории 400 *кг*, для 2-й 500 *кг* и для 3-й 600 *кг*.

Чистота. Посторонних примесей допускается для 1-й категории 3% веса, для 2-й 5% и для 3-й 10%.

Отбор проб и общие указания. От каждых 200 $м^3$ щебня отбирают среднюю пробу общей емкостью в 30 $л$.

Средняя проба составляется путем тщательного смешивания трех проб по 10 $л$, взятых из кучи, по усмотрению приемщика, из верхней, внутренней и нижней частей призмы (или конуса).

Для определения соответствия принимаемого щебня техническим условиям берут 10 $л$ средней пробы.

Методы испытаний. 1) Определение объемного веса щебня. Берут смесь, состоящую из 15% остатка щебня, просеянного на сите с диам. отверстий в 40 $мм$ (из зерен пемзового щебня размером от 40 $мм$ и выше), 40% остатка на сите с диам. отверстий в 20 $мм$ (из зерен размером от 20 до 40 $мм$), 25% остатка на сите с диам. отверстий в 10 $мм$ (из зерен от 10 до 20 $мм$) и 20% остатка на сите с диам. отверстий в 5 $мм$ (из зерен размером от 5 до 10 $мм$). Полученную т. о. смесь тщательно перемешивают и высушивают до постоянного веса в сушильном шкафу при темп-ре 100—110° С, после чего взвешивают.

2) Определение чистоты щебня. Среднюю пробу после просушивания до постоянного веса взвешивают, затем этот щебень опускают в воду (при помешивании). Посторонние примеси, имеющие уд. вес более уд. веса воды, осаждаются, чистый же щебень всплывает. Всплывший чистый щебень просушивают до постоянного веса и вновь взвешивают. Разность между первым и вторым весами дает количество посторонних примесей.

в) **Щебень диатомовый и трепельный**, как заполнитель для теплых бетонов, представляет собой искусственно измельченные диатомовые и трепельные породы. Ниже приведены основные требования, предъявляемые к диатомовому щебню согласно ОСТ 3043.

По крупности устанавливаются две градации: 1) для бетонов на портландцементе: а) от 5 до 25 $мм$, б) от 5 до 40 $мм$, при чем содержание в щебне пылевидных частиц, проходящих через сито в 0,15 $мм$, должно быть не более 10% по весу; 2) для бетонов на воздушной извести: а) от 5 до 25 $мм$; б) от 0,15 до 25 $мм$; в) от 5 до 40 $мм$; г) от 0,15 до 40 $мм$, при чем во всех случаях содержание частиц, проходящих через сито в 0,15 $мм$, д. б. не более 30% по весу.

Объемный вес щебня для бетонов на портландцементе—не более 600 $кг/м^3$, а для бетонов на воздушной извести—не более 750 $кг/м^3$.

Влажность при высушивании при 110° С д. б. не более 33% к весу щебня в воздушно-сухом состоянии.

Химический состав. Содержание SiO_2 не менее 65%, $Al_2O_3 + Fe_2O_3$—не более 15%, $CaO + MgO$—не более 10%, считая на высушенную при 110° С навеску.

Примечание. Химический состав определяется по требованию приемщика.

Потери при прокаливании—не более 8%.

Механические свойства. Песчаный раствор известково-диатомового или трепельного вяжущего вещества должен иметь временное сопротивление сжатию через 28 дней 25 $кг/см^2$, растяжению—5 $кг/см^2$.

Размокаемость и истираемость. Щебень не должен размокать или рассыпаться в воде. Степень истираемости не должна превышать 10% по весу.

ж) **Вода** для бетона должна удовлетворять требованиям, указанным на стр. 122.

§ 3. Выход бетона.

Выход бетона есть отношение объема готовой бетонной массы к сумме объемов отдельных составных частей; для различных составов гравелистого трамбованного бетона выход его в среднем колеблется между 64 и 68%. Выход для различных бетонов при одинаковом объеме инертных остается неизменным, если объем вяжущего меньше или равен объему пустот в инертных; если же объем вяжущего больше объема пустот в инертных, то выход меняется в зависимости от пропорции бетона.

При одинаковом количестве вяжущего и разных по составу инертных выход бетона тем больше, чем в инертных меньше пустот.

Расход материалов * для нек-рых составов бетона на 1 $м^3$ составляет:

Состав	Цемента ($кг$)	Песка ($м^3$)	Гравия ($м^3$)
1:1,5:3	390	0,430	0,819
1:2:4	313	0,460	0,876
1:2,5:5	260	0,478	0,910
1:3:6	220	0,485	0,924
1:4:8	164	0,483	0,920

Для теплых бетонов, как это видно из табл. на стр. 117, выход бетона составляет от 62 до 66% сухой смеси.

* Гравий (или щебень) в рыхлом состоянии с 45% пустот, песок в таком же состоянии—38% пустот; раструска песка—5%, цемента—2%.

§ 4. Свойства бетона.

а) **Прочность** бетона—зависит гл. о. от активности цемента, водо-цементного отношения (отношения количества воды к цементу по весу), гранулометрического состава и свойств инертных, от условий перемешивания, ухода за бетоном, температурных условий и возраста бетона.

Наибольшее влияние на прочность оказывает количество добавляемой воды, определяемое величиной водо-цементного отношения $\frac{W}{C}$. Зависимость между прочностью и водо-цементным отношением дана в табл. на стр. 126. Количество воды д. б. наименьшим при необходимой для удобообрабатываемости бетона консистенции (см. стр. 125). Для достижения одинаковой жесткости жирные смеси требуют больше воды, чем тощие; количество потребной воды для бетона вообще тем меньше, чем (при прочих равных условиях) меньше уд. в. цемента, чем медленнее он схватывается, чем крупнее зернистость инертных, чем эта зернистость неоднороднее, чем инертные менее пористого строения.

Количество воды, добавляемой к бетону, зависит также от темп-ры и влажности воздуха при бетонировании; учитывается и влияние опалубки. В среднем количество добавляемой воды составляет для жесткого бетона 4—6%, для пластичного 6—9%, очень пластичного 9—11 % и для литого бетона 11—13%.

Изменение прочности бетона от количества добавляемой воды.

Состав бетона	Прочность кубиков в *кг/см²* при добавках воды в %										Надлежащее колич. воды в %
	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	30	35	40	
1:4	134	148	158	172	148	—	—	—	—	—	17
1:6	59	77	110	127	117	—	114	94	68	46	18
1:9	65	67	71	65	60	44	41	—	—	—	15

Гранулометрический состав инертных существенно влияет на прочность бетона; она тем выше, чем меньше объем пустот в инертных, что осуществляется разнородной зернистостью и наилучшим подбором состава по размеру зерен (см. также стр. 123).

Тщательность перемешивания частей должна обеспечивать равномерное распределение всех составных частей в массе бетона; она выше при машинном перемешивании, нежели при ручном. Требования, относящиеся к изготовлению бетона, см. на стр. 124.

Изменение прочности от способа перемешивания.

Жесткий бетон состава 1 : 2,5 : 5				Жесткий бетон состава 1 : 4 . 8			
Возраст дней	Способ перемеш.	Прочность в *кг/см²*		Возраст дней	Способ перемеш.	Прочность в *кг/см²*	
		цемент I	цемент II			цемент I	цемент II
28	механич.	317	262	28	механич.	206	208
	ручное	235	237		ручное	179	174
100	механич.	348	301	100	механич.	268	250
	ручное	252	289		ручное	196	192
365	механич.	442	336	365	механич.	308	280
	ручное	306	311		ручное	230	229

Наилучшими условиями для твердения бетона является совмещение темп-ры наружного воздуха 15—20° С с повышенной влажностью. При низких темп-рах (+4° С) процессы схватывания прекращаются; снижение темп-ры ниже 0° действует на бетон разрушающе, если он начал схватываться; это снижение опасно в раннем возрасте бетона; для бетонов на нормальном цементе—10 дней.

С возрастом прочность бетона растет. За расчетную прочность принимается прочность через 28 дней; при испытании бетонных кубиков через 7 дней переходят от найденного временного сопротивления W_7 к временному сопротивлению через 28 дней W_{28} по ф-ле: $W_{28} = W_7 + 7\sqrt{W_7}$.

Быстрота нарастания прочности бетона зависит от свойств цемента; она выше при цементе высокосортном.

В зависимости от прочности бетон различают по маркам (см. стр. 125). Данные о прочности бетона см. также в отд. «Сопротивление материалов», стр. 192.

Увеличение прочности на сжатие с возрастом

(прочность после 28 дней принята за 1).

	7 дн.	28 дн.	3 мес.	6 мес.	1 год	2 года	5 лет
От—до	0,55—0,90	1	1,18—1,50	1,22—1,70	1,30—2,27	1,42—2,73	1,95—3,28
В среднем	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2,0	2,25

б) Теплопроводность гравелистого бетона больше, чем для кирпичной кладки. Для наружных стен жилых зданий применяют бетоны с пористыми заполнителями. Заполнитель тем лучше, чем меньше пустоты в нем и чем объем их равномернее; этим требованиям хорошо удовлетворяет пемза.

Ниже даны характеристики нек-рых теплых бетонов для наружных стен во втором климатическом поясе, заменяющих кирпичные стены в $2^1/_2$ кирпича.

Характеристики теплого бетона.

№ № по порядку	Отношение цемента к заполнит.	Состав бетона в объемных частях: цемент	пемзов. щебень	гранулир. шлак	котельн. шлак	кирпичн. щебень	песок кварц.	Объемн. вес бетона через 3 мес. в кг/м³	Коэффициент теплопровод.	Прочн. через 28 дней в кг/см²	Выход бетона в % от сухой смеси	Миним. толщ. стен в см
1	1:15	0,8	5,5	4,4	2,0	—	—	1080	0,385	18	66	38
2	1:13,5	0,9	5	4,5	2,5	—	—	1170	0,40	20	64,5	40
3	1:12	0,9	6	4,5	1,5	—	—	1100	0,365	22	65,5	38
4	1:12	1	5	4,5	2,5	—	—	1200	0,41	28	64	41
5	1:12	1	4	4,5	3,5	—	—	1300	0,425	26	62	44
6	1:12	1	3	4,5	3,0	1,5	—	1400	0,49	28	63	46
7	1:11	1,1	3	3	3	1,5	1,5	1480	0,51	30	62,5	48
8	1:11	1,1	5	4,5	2,5	—	—	1250	0,425	32	63,5	42
9	1:10	1,2	3	3	3	1,5	1,5	1500	0,520	35	62	49
10	1:10	1,2	5	4,5	2,5	—	—	1260	0,44	35	63	43
11	1:6	2	4	—	—	—	8	1600	0,555	90	65	52

Составы бетонов указаны на основании средних гранулометрических составов материалов; составы эти д. б. проверены на месте по действительным наличным материалам, их гранулометрическому составу и модулю смеси.

Из табл. видно, что с повышением объемного веса бетона сопряжены повышение его теплопроводности, увеличение толщины стены и нарастание прочности. Т. о., при проектировании теплобетонных стен многоэтажных зданий возможно подобрать состав бетона по этажам так, чтобы при минимальной толщине стена удовлетворяла как условиям прочности, так и теплоустойчивости и теплозащиты; для удобства производства работ число рецептур не должно быть более двух—трех по высоте здания; выбор состава должен быть обоснован и экономически.

в) Водопроницаемость бетона—находится в зависимости от его жирности и состава частей; она понижается при хорошо подобранном гранулометрическом составе и при малом количестве пустот; понижению водопроницаемости способствуют применение торкретирования и правильный уход за бетоном после его укладки (поддержание влажности среды). Полезна в этом отношении добавка трасса или извести; известь добавляется в количестве от $^1/_2$ до 2 ч. на 1 вес. ч. цемента, при чем берется меньшая норма при жирных бетонах и большая при тощих.

Для уменьшения водопроницаемости бетона применяются различные виды изоляций: покрытие бетона жирным цементным раствором, состава 1:1 до 1:2, толщиной до 2 см (хорошо торкретированием), железнение поверхности бетона, покрытие листовым свинцом, рубероидом, а также добавление в бетон и в штукатурку по бетону специальных

составов—цережита, церолита и т. п., понижающих водопроницаемость цементных растворов; в этом случае затворение производится на водной эмульсии из данного материала; на 10 частей воды берут 1 часть по объему церолита (или цережита).

Церолит* является комплексным соединением олеиновокислого кальция, олеиновокислого алюминия, сернокислого кальция и гидрата окиси кальция, представляющим собой густую, сметанообразную, не растворимую в воде жидкость белого цвета. При размешивании в воде церолит образует суспензию, называемую «церолитовым молоком». Церолит, изготовленный с добавкой денатурированного спирта в целях предохранения его от замерзания, носит название «зимнего».

Содержание ангидрида серной к-ты и окиси магния не должно превышать 5% каждого в отдельности (в сухом остатке готового продукта).

Свойства бетона.

Марка церолита	Назначение	Давление в atm.
0	Защита против сырости и атмосферных осадков фундаментов и стен	1
00	Защита сооружений от грунтовых вод	2
000	Защита от напорных вод гидротехническ. сооружений, водохранилищ и пр.	4

По ТУ* штукатурные образцы толщиною 20 *мм*, приготовленные на растворе портландцемента с нормальным песком в пропорции 1: 3 по весу и затворенные на церолитовом молоке (1 часть церолита + 10 частей воды по объему) и покрытые цережито-цементным слоем, не должны через 28 дней пропускать воду под указанным выше (см. табличку) давлением в течение 24 час.

Церолит при добавлении к цементному раствору 1:3 не должен снижать механическую прочность последнего и не должен изменять его физико-химические свойства—(равномерность изменения объема, сроки схватывания).

Частицы церолита в церолитовом молоке должны находиться во взвешенном состоянии не менее 30 мин. после взбалтывания.

Зимний церолит не должен замерзать при темп-ре —15°.

г) Усадка бетона—происходит вследствие отдачи бетоном влаги, она тем значительнее, чем жирнее, плотнее и объемистее бетонная масса. Усадка особенно опасна в железобетоне, т. к. в образовавшиеся трещины могут проникнуть воздух и вода и начнется ржавение арматуры. Цемент, применяемый для железобетона, должен обладать постоянством в изменении объема. Усадка находится в сильной зависимости от ухода за бетоном; она незначительна, если бетон твердеет во влажной среде; она меньше в бетонах, изготовленных с небольшим добавлением воды. Усадка трамбованного бетона, по опытам О. Графа, достигает 0,6 *мм* на 1 *м* и нарастает к концу первого года.

Изменение длины бетона в разных условиях твердения

(в *мм/м*).

Условия:	20 дней	40 дней	100 дней	1 год	4 года	6 лет
Усадка на воздухе	0,041	0,088	0,210	0,410	0,485	0,512
Разбухание в воде	0,019	0,025	0,037	0,080	0,132	0,177

При твердении бетона в воде он увеличивается в объеме; увеличение нарастает к концу первого года и достигает, по опытам О. Графа, 0,08 *мм* на 1 *м*.

д) Вредное воздействие на бетон оказывают болотные воды, аммиачные растворы, сероводород, навозная жижа, сернистая к-та, гипс, сахар, животные и растительные масла.

Изнашиваемость бетона приобретает серьезное значение при устройстве бетонных дорог и полов. Жирные бетоны лучше сопротивляются истиранию; для этого употребляют растворы состава от 1:1 до 1:2. Истираемость понижается также от качества песка и ниже при крупном песке. Лучшим средством повысить истираемость бетона является введение в поверхностный слой бетона толщиною 3—20 *мм* металлической стружки; в этом случае изнашиваемость бетона вдвое меньше, чем лучшего гранита, и в 8 раз меньше, чем в цементных плитах машинного изготовления.

* Проект ОСТ.

§ 5. Проектирование состава бетона.

Проектирование состава ведется на основе исследования местных материалов и имеет целью: а) установить по требуемой от бетона прочности, какое д. б. взято соотношение воды и цемента, б) по требуемой консистенции назначить состав смеси инертных и расход цемента.

Задача д. б. решена с наименьшим расходом цемента на единицу бетона при наибольшей добавке инертных с хорошим гранулометрическим составом. Указания по проектированию состава бетона, а также по контролю качества при изготовлении даются ниже.

Извлечения из «Инструкции по проектированию состава бетона и качества бетона на производстве» *.

(Раздел 4-й «Техн. условий и норм проектирования и возведения жел.-бет. конструкций и сооружений ИННОРС ВСНХ СССР 1931 г.).

I. Основные положения.

§ 174. Для получения в сооружении однородного бетона требуемой марки, т. е. требуемого качества, при наименьшем расходе цемента и вообще при наименьшей стоимости необходимо соблюдение след. условий:

а) надлежащий выбор материалов (цемент и инертные—по экономическим и техническим соображениям);

б) установление правильного соотношения между составными частями замеса (цемент, вода, инертные) в зависимости от требуемой прочности бетона, метода и условий его укладки в формы и качества применяемых материалов;

в) контроль над соблюдением этих соотношений во время изготовления бетона;

г) контроль над соблюдением правильного времени перемешивания бетона и технически правильной транспортировки и укладки его;

д) наблюдение над правильным уходом за бетоном во время твердения в смысле создания наиболее благоприятных условий в отношении влажности и темп-ры.

§ 175. Указанные меры и представляют собой контроль качества бетона при производстве работ.

Они представляют одну неразрывную цепь, каждое звено к-рой необходимо для достижения поставленной цели.

Правильное решение задачи дозировки составных частей замеса без последующего наблюдения за строгим соблюдением намеченных соотношений не имеет никакого смысла.

Проведение всех мероприятий указанного контроля от начала до конца требует выделения на постройке специального лица, непосредственно наблюдающего за качеством бетона и за расходом цемента, идущего на бетонные работы. Техническим аппаратом этого лица является местная построечная лаборатория.

Построечная (полевая) лаборатория д. б. так организована, чтобы все операции не только по контролю, но и по проектированию бетона выполнялись на самой постройке. Только в особо ответственных случаях или при особых материалах проектирование состава бетона переносится в районную или центральную лабораторию.

§ 176. При проектировании состава бетона необходимо исходить из след. положений.

Марка бетона характеризуется двумя основными свойствами: сопротивлением бетона сжатию в определенном возрасте и консистенцией бетонной массы при укладке.

> Примечание. Вводя в понятие марки кроме прочности также и консистенцию, тем самым: 1) дается определенная производственная характеристика бетона, предопределяющая в значительной мере методы производства работ, потребные механизмы и т. п.; 2) определяется возможный расход цемента на 1 $м^3$ бетона в пределах, определяемых колебаниями качества инертных, подлежащих применению.

Марка бетона в отношении величины временного сопротивления сжатию определяется по принятым при проектировании допускаемым напряжениям и коэф-там запаса. Это временное сопротивление относится к кубику, изготовленному стандартным образом из бетона, взятого при укладке в дело, хранившемуся до испытания во влажных опилках или влажном песке в помещении с темп-рой около 15—20° С и испытанному в возрасте 28 дней (R_{-28}).

Преимущественно при применении цементов повышенного и высокосортного (цементы 00 и 000), и то в случаях ведения работ быстрыми темпами, когда необходимо распалубить и использовать сооружение под нагрузку в раннем возрасте (напр., 5—10 дней), следует за характеристику механической прочности бетона данной марки принимать временное сопротивление сжатию стандартного кубика в возрасте 7 дней (R_{-7}).

Во всех прочих случаях, а при цементе нормальном (марка 0) всегда прочность бетона по марке относится к стандартному кубику в возрасте 28 дней.

Консистенция бетонной массы, характеризуя определенную подвижность ее частиц, должна сочетаться с таким подбором зернового (гранулометрического) состава, чтобы была обеспечена удобообрабатываемость бетона.

---

* Предложена к руководству при приказе ВСНХ СССР от 2 июня 1931 г. за № 338.

Числовой характеристикой консистенции бетонной массы, как указано ниже (§§ 208, 209), является осадка конуса, изготовленного из этой массы, или угол наклона стекания массы, установленный при помощи наклонного столика.

Марка бетона обозначается в проектах, сметах, препроводительных письмах, в ведомостях лабораторных испытаний и проч. след. обр.:

1) $R_{-7}=110$ *кг/см²* или $R_{-28}=110$ *кг/см²* (временное сопротивление сжатию в *кг/см²* стандартного кубика в возрасте 7 или 28 дней);

2) $S=7$—12 *см* или α—25—20° С (осадка конуса в *см* или угол наклона столика в градусах).

Примечания. 1. В целях получения данных о прочности бетона на самой постройке, без систематической посылки кубиков на испытание в лаборатории, рекомендуется производить испытание на постройке контрольных бетонных балочек, следуя § 241.

2. Действительная прочность бетона в сооружении зависит от правильного выполнения установленной дозировки, правильного перемешивания бетона, условий транспортирования, укладки и ухода за бетоном. При соблюдении всех перечисленных условий и при темп-ре воздуха, окружающего сооружение, ±15—20° С прочность бетона в сооружении, необходимая для снятия опалубки или для загрузки сооружения, принимается равной прочности стандартного контрольного кубика в соответственные сроки. При выдерживании бетона при более низких темп-рах твердение бетона замедляется и прочность в разные сроки м. б. ориентировочно определена по табл. § 207, а более точно—путем испытания пробных образцов, твердевших в условиях, тождественных с самим сооружением.

§ 177. Временное сопротивление бетона (прочность его) зависит (при нормальных условиях твердения, чистых и здоровых, не выветрившихся, инертных) почти исключительно от качества цемента и соотношения (весового) количеств воды и цемента в замесе.

При определенном цементе можно считать, что прочность бетона зависит главным образом от соотношения: $\frac{\text{вода}}{\text{цемент}}=\frac{W}{C}$.

При изменении качества цемента можно принять, что прочность бетона меняется примерно пропорционально активности цемента (§§ 187, 207).

Т. о., принятое требуемое временное сопротивление стандартного бетонного кубика (§ 243) определяет соотношение в замесе составных частей цементного теста—воды и цемента.

Количество данных инертных, примешанных к определенной порции цементного теста, на прочности будущего бетона не отражается при условии, что полученная масса имеет пластичную консистенцию, заключающуюся в обычных, применяемых на работах, пределах.

§ 178. Количество идущих в замес инертных и соотношение мелкой и крупной составляющих определяются из условия, чтобы при установленном уже из требований прочности отношении $\frac{W}{C}$ смесь имела необходимую консистенцию.

Т. о., соотношение между количеством цемента и инертных, или расход цемента на 1 *м³* бетона, определяется лишь требуемой консистенцией бетонной массы при определенном уже $\frac{W}{C}$. Соотношение же между количествами зерен разной крупности в смеси инертных—их гранулометрический состав—существенно влияет на консистенцию и тем самым на расход цемента на 1 *м³* бетона.

Поэтому необходимо подбирать этот гранулометрический состав так, чтобы получить требуемую консистенцию при наибольшей добавке инертных к цементному тесту (вода + цемент), учитывая указания § 214.

Основными принципами выбора гранулометрического состава инертных являются:

а) правильное, закономерное соотношение количеств зерен разной крупности смеси (§§ 199, 200) и

б) возможно большая (до известного предела) средняя крупность смеси, характеризуемая так называемым модулем крупности (§ 200).

§ 179. Резюмируя метод установления пропорций в замесе, можно сказать, что требуемая прочность бетона определяет соотношение весовых количеств воды и цемента, а требуемая консистенция определяет, какой объем смеси инертных д. б. дан на установленное весовое количество цемента и воды и как д. б. составлена смесь инертных добавок.

§ 180. Перемешивание бетонной массы оказывает существенное влияние на качество бетона. Увеличение продолжительности перемешивания увеличивает прочность бетона. Однако после 2 мин. дальнейшее перемешивание дает лишь незначительное добавочное нарастание прочности. Бетон, перемешанный в течение 30 сек., дает на 20—30% меньшее сопротивление сжатию, чем бетон, перемешанный в течение 2 мин. При этом, по американским данным, повышенная прочность бетона сказывается не только в 28-дневном возрасте, но и на бетоне в возрасте одного года. Кроме того увеличение продолжительности перемешивания дает более однородную смесь и увеличивает водонепроницаемость бетона и его устойчивость против внешних влияний.

При этом, имея в виду машинное перемешивание (в бетономешалках), установлено, что быстрота перемешивания, т. е. увеличение скорости вращения барабана в бетономешалке, не может заменить продолжительности перемешивания.

§ 181. Условия выдерживания бетона после укладки его в формы играют решающую роль в деле получения в сооружении бетона требуемых качеств (прочности, плотности и т. п.). При этом главную роль играют темп-ра и влажность твердеющего бетона. Нормальной темп-рой для твердения бетона в обычных условиях можно считать темп-ру в 15—20° С. При повышении темп-ры твердение бетона происходит быстрее, при понижении — твердение замедляется (§ 120). Ниже +4° твердение бетона идет чрезвычайно медленно и недостаточно надежно, поэтому при дальнейшем понижении темп-ры вступают в силу особые условия, предусмотренные «Врем. ту на производство бетонных и железобетонных работ в зимнее время».

Все вышесказанное справедливо лишь при нахождении бетона при твердении в среде достаточной влажности, предупреждающей усиленное испарение влаги из бетона.

При темп-ре повышенной (в особенности выше +30° С) необходим чрезвычайно тщательный надзор за состоянием влажности бетона и необходима обильная поливка его в течение сроков, указанных в § 168.

Вся совокупность мероприятий, обеспечивающих надлежащую темп-ру и влажность твердеющего бетона, называется у х о д о м з а б е т о н о м (§ 168). При отсутствии же достаточной влаги в воздухе или недостаточном уходе за бетоном (особенно в жаркую погоду) может произойти высыхание бетона и прочность бетона снизится довольно сильно. Это обстоятельство может свести к нулю все мероприятия по рациональному подбору состава бетона. В то же время выдерживание бетона во влажном режиме повышает существенно прочность бетона.

2. Исследование материалов.

а) Цемент (§§ 224—226).

§ 182. На месте работ цемент должен подвергнуться нижеследующим испытаниям:

а) определение нормальной густоты теста;

б) определение сроков схватывания;

в) определение равномерности изменения объема;

г) определение активности (§§ 187, 226).

§ 183. Для производства испытаний отбираются пробы от каждой индивидуально поступающей на строительство партии цемента данной марки.

При этом должно отбираться не менее одной пробы на каждые 500 бочек поставки цемента. В случае поставки, заключающей в себе менее 500 бочек, от нее также должна быть отобрана проба.

§ 184. При производстве испытаний надлежит руководствоваться след. общими указаниями.

а) Испытания должны производиться в закрытом помещении при темп-ре, по возможности близкой к 15—20° С.

б) Проба цемента, отобранная для производства испытания, должна храниться в сухой таре и выдерживаться перед испытанием до принятия комнатной темп-ры.

в) Цемент перед производством испытаний просеивается через сито в 64 отверстия на 1 $см^2$; растирание комков цемента, остающихся на сите и легко поддающихся такой операции, при просеивании допускается.

г) Вода для производства испытаний должна применяться водопроводная или чистая речная, свободная от кислот, щелочей и органических примесей.

д) Отмеривание воды должно производиться по весу; сосуд для отмеривания воды тарируется в смоченном внутри состоянии.

§ 185. Определение нормальной густоты (консистенции) теста и сроков схватывания надлежит производить при помощи прибора Вика, во всем руководствуясь методикой и указаниями действующих ОСТ на портландцемент.

В случае отсутствия на строительстве иглы Вика рекомендуется устанавливать сроки схватывания приближенным, так называемым методом «черты». При этом количество воды для затворения теста берется в 28% от веса цемента.

§ 186. Равномерность изменения объема рекомендуется устанавливать ускоренной пробой кипячением в течение 4 час. двух шариков, изготовленных из цементного теста нормальной густоты.

Помимо ускоренной пробы кипячением обязательной контрольной пробой является испытание выдерживанием в воде комнатной темп-ры до 28-дневного возраста двух лепешек, изготовленных из цементного теста нормальной густоты.

Цемент может быть признан доброкачественным, если ускоренные пробы дадут положительные результаты.

В случае неудовлетворительных результатов ускоренной пробы окончательными результатами для оценки доброкачественности цемента являются данные 28-дневного испытания в воде.

§ 187. До применения цемента в дело должна быть установлена его а к т и в н о с т ь.

Под активностью цемента подразумевается временное сопротивление сжатого раствора 1 : 3 по весу данного цемента с нормальным песком через 28 дней после изготовления и хранения в воде (испытания портландцемента по общесоюзному стандарту).

При отсутствии на строительстве соответствующего оборудования для нормальных испытаний портландцементов рекомендуется определение активности цемента испытанием на перелом цементных балочек (§ 226).

При этом предварительно производится испытание цемента нормальным способом в одной из ближайших к строительству механической лаборатории параллельно с испытанием на месте работ балочек из цементного раствора на перелом.

Устойчивое по данным этих испытаний соотношение между временными сопротивлениями сжатию кубиков и перелому балочек принимается при дальнейшем определении активности цемента того же завода путем испытания балочек на перелом.

Пример. По произведенному в механической лаборатории испытанию цемента активность его оказалась равной $R_{ц} = 250$ *кг/см*². Полевой лабораторией одновременно установлено временное сопротивление перелому балочек из раствора с данным цементом: $R'_{ц} = 25$ *кг/см*².

Соотношение $R_{ц} : R'_{ц} = 10$.

При контрольном определении активности цемента (в процессе бетонных работ) путем испытания балочек на перелом оказалось:

$$R'_{ц} = 22 \text{ кг/см}^2.$$

Активность данного цемента может быть принята равной:

$$R_{ц} = 22 \cdot 10 = 220 \text{ кг/см}^2.$$

Цементные балочки надлежит изготовлять размерами $40 \times 40 \times 250$ *мм* из раствора 1 : 3 по весу с нормальным песком при водо-цементном отношении 0,5 по весу.

Под нормальным песком подразумевается песок, прошедший через сито с 64 отверстиями в 1 *см*² и оставшийся на сите с 144 отверстиями в 1 *см*², и 2) прошедший сито с 144 отверстиями в 1 *см*² (отв. 0,06 *мм*).

Песок может применяться как нормальный Вольский, так и чистый местный—при условии заготовки его для производства испытаний в количестве, достаточном на весь строительный сезон. При изготовлении и испытании балочек надлежит руководствоваться методом и указаниями, изложенными в § 226.

§ 188. Объемный вес цемента во всех расчетах и опытах с бетоном, а также при отмеривании в дело по весу надлежит условно принимать одинаковым для всех цементов и равным 1 300 *кг/м*³.

§ 189. Для рационального использования активности цемента при проектировании бетона необходимо обязательное определение ее в кратчайший срок руководствуясь одним из след. двух способов:

а) определить активность цемента стандартным образом в ближайшей лаборатории или на самой постройке (при наличии оборудования) в 7 дней, произведя в 28 дней контрольные испытания;

б) определить активность в полевой лаборатории путем испытания цементных балочек в возрасте 7 и 28 дней (§ 226).

§ 190. При получении цемента на постройке необходимо обращать внимание на паспорт цемента, к-рый должен сопровождать данную партию.

Производитель работ, получающий цемент, должен отчетливо представлять себе, какой марки цемент он получил и каковы требования стандарта, предъявляемые к этой марке цемента (ОСТ 1309, 1310).

По получении паспорта необходимо сравнить его со стандартом и установить, отвечает ли цемент всем требованиям стандарта и в первую очередь—в части равномерности изменения объема, сроков схватывания и активности. Если механическая прочность цемента значительно отклоняется от стандартной в сторону превышения ее, то необходимо, проверив активность цемента (испытанием цементных балочек на постройке или кубиков в ближайшей лаборатории), учесть это обстоятельство для экономии цемента при проектировании состава бетона (далее §§ 211, 212).

При пользовании паспортом цемента нужно все же помнить, что паспорт характеризует качество лишь средне-суточной пробы цемента и что свойства данной партии могут отклоняться от средней характеристики, даваемой паспортом. Т. о., наличие паспорта не освобождает производителя работ от необходимости испытания цемента на самой постройке, а служит лишь контролем правильности отнесения цемента к той или иной марке ОСТ.

б) Вода (§§ 227—228).

§ 191. Вода, применяемая для бетона, не должна содержать органических и сернокислотных соединений.

Примечание. Вода, применяемая для затворения бетона, не должна содержать SO_3 больше 0,3% Содержание хлористого натра или хлористого магния не должно превышать 1% по весу.

Воды болотные, торфяниковые или загрязненные фабричные, а также минерализованные, как правило, недопустимы для бетонных работ.

Обычно пригодна водопроводная и незагрязненная колодезная, речная или озерная вода.

§ 192. Предварительное определение содержания в воде кислотных соединений рекомендуется производить при помощи лакмусовой бумаги, присутствие же в воде сернокислотных соединений устанавливается пробою хлористым барием.

§ 193. В случае установления предварительными испытаниями присутствия в воде кислотных соединений рекомендуется произвести точный химический анализ, для чего в ближайшую химическую лабораторию надлежит отослать пробу воды в количестве 2 *л*.

в) Инертные материалы (§§ 229—239).

§ 194. В зависимости от размеров зерен инертные добавки подразделяются на мелкие, или песок, и крупные, или каменевидные добавки.

Мелкой добавкой (песком) называется материал, проходящий через грохот с круглыми отверстиями диаметром в свету 5 *мм*, или проволочное, плетеное, с квадратными отверстиями, со стороною квадрата в свету в 5 *мм*.

Материал, остающийся на грохоте с отв. в 5 *мм*, называется крупной добавкой.

§ 195. Инертные материалы не должны содержать значительного количества глины и пылевидных, илистых и землистых примесей.

Количество глины в песке допускается не более 2% по весу и должно быть определяемо перед употреблением песка в бетон методом разбухания.

Общее же содержание пылевидных примесей (определяемых отмучиванием) допускается: в мелкой добавке не более 5% по весу и в крупной не более 1%. Отмучиванию подвергается средняя проба материала перед употреблением его в дело.

При содержании глины и илистых и землистых примесей выше указанных пределов инертные добавки д. б. промывкою освобождены от таковых.

§ 196. Материалы, загрязненные в значительной степени органическими примесями, не должны применяться в качестве добавок в бетон.

Степень загрязнения материала органическими примесями должна устанавливаться пробой на окрашивание. Такое испытание дает возможность в кратчайший срок определить степень загрязнения материалов, тогда как по внешнему виду песка или гравия ни в коем случае нельзя судить о загрязнении их органическими веществами.

В случае, если испытание песка методом окрашивания дает не вполне удовлетворительные результаты, применение его допустимо лишь после механического испытания. При этом раствор 1 : 3 по весу с данным песком должен дать сопротивление разрыву и сжатию не меньшее, чем такой же раствор, изготовленный с нормальным Вольским песком.

В целях исправления материала в отношении загрязнения его органическими примесями необходимо иметь в виду след.:

а) качество материала улучшается со временем при свободном доступе сухого воздуха;

б) промывка песка не всегда достигает цели, т. к. органические вещества (чаще всего к-ты) мало растворимы в воде. Вообще же она может принести существенную пользу лишь в случае, если материал, загрязненный органическими примесями, одновременно содержит в себе много глинистых и илистых частиц, так как промывка, удалив пылеобразные частицы, может освободить материал и от большей части органических веществ, связанных с глиной и илом.

Для оценки целесообразности промывки необходимо произвести сравнительные испытания с песком, промытым и не промытым;

в) промывка материала известковым молоком или добавка в цемент извести (замена 5% цемента известью) может также оказаться полезной.

§ 197. Большое значение при выборе инертных имеет их гранулометрический состав. Правильный гранулометрический состав добавок в смысле закономерного перехода от мелких зерен к крупным обеспечивает удобную для работ консистенцию бетона при минимальном количестве воды и увеличивает его плотность.

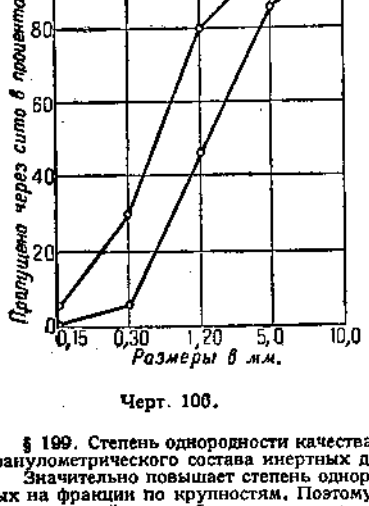
Для обеспечения этой правильности состав инертных добавок по крупности должен по возможности удовлетворять след. требованиям (см. черт. 106 и 107):

Мелкая добавка (песок)			Крупная добавка (щебень, гравий)		
размер отверстий сита в свету	должно проходить в процентах по весу:		размер отверстий сита в свету	должно проходить в процентах по весу:	
	от	до		от	до
10 *мм*	—	100	D_{max}	95	—
5 »	85	100	—	—	—
1,2 »	45	80	$^1/_2 D_{max}$	40	70
0,3 »	5	30	5 *мм*	—	10
0,15 »	0	5	—	—	—

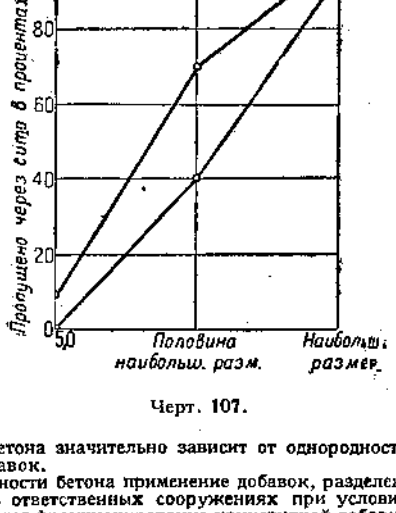
Здесь через D_{max} обозначен наибольший размер зерен инертных добавок, при чем под этим подразумевается размер в свету круглого отверстия сита, через к-рое проходит не менее 95% по весу от взятой пробы материала (черт. 106, 107).

Для обеспечения правильной и плотной укладки бетонной массы в формы необходимо, чтобы наибольший размер зерен добавок не превосходил $^1/_4$ наименьшего измерения конструкции и не был больше наименьшего расстояния между прутьями арматуры (в свету).

§ 198. Применение в дело материалов, гранулометрический состав коих значительно отклоняется от указанных в § 197 пределов, допустимо; необходимо лишь иметь в виду, что применение такого рода материалов влечет за собою повышенный расход цемента на кубометр для получения эквивалентного по техническим свойствам бетона по сравнению со случаем применения инертных правильного гранулометрического состава. Поэтому применение таких материалов требует сравнительных подсчетов стоимости изготовления кубометра бетона заданного качества с данными материалами и с материалами правильного состава с учетом затрат на исправление материалов в отношении гранулометрии, если таковое возможно, и степени их дефицитности.



Черт. 106.



Черт. 107.

§ 199. Степень однородности качества бетона значительно зависит от однородности гранулометрического состава инертных добавок.

Значительно повышает степень однородности бетона применение добавок, разделенных на фракции по крупностям. Поэтому в ответственных сооружениях при условии экономической целесообразности рекомендуется фракционирование камневидной добавки не менее чем на две крупности путем просеивания ее через соответствующие сита, напр.: при наибольшей крупности до 40 *мм*: 1) 7—20 *мм*, 2) 20—40; при наибольшой крупности до 80 *мм*: 1) 7—40 *мм*, 2) 40—80 *мм*.

Применение разделения крупной добавки на фракции позволит составлять также смесь агрегатов надлежащего гранулометрического состава согласно указаниям § 197.

§ 200. Определение гранулометрического состава производится путем просеивания через набор сит средней пробы сухого материала. При просеивании взвешиваются остатки на всех ситах и выражаются в процентах от веса всей пробы.

По данным ситового анализа изображается в масштабе кривая гранулометрического состава (§ 235), ординаты к-рой (выраженные в процентах) и сравнивают с рекомендуемыми в § 197 пределами.

В качестве характеристики, количественно выражающей гранулометрический состав инертных добавок, определяется их модуль крупности.

Для определения модуля крупности применяется стандартный набор сит, отверстия к-рых растут в геометрической прогрессии, а именно:

Номера сит	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	Квадратные				Круглые					
Размеры отверстий в свету, в *мм*	0,15	0,30	0,60	1,20	2,5	5	10	20	40	80

Модулем крупности инертного материала называется разделенная на 100 сумма полных остатков (в процентах по весу) на всех ситах стандартного набора. Методика определения модуля крупности изложена в § 235.

Модуль крупности материала достаточно хорошо характеризует его гранулометрический состав в случае плавного изменения кривой просеивания. Материал при этом считается тем лучше, чем выше его модуль крупности.

Не рекомендуется применение инертных материалов с модулем крупности менее 1,5 для мелкой добавки и 6 для крупной.

Песок хорошего качества, как правило, имеет модуль крупности от 2,5 до 3,5, а крупная добавка—от 6,5 до 8,5.

§ 201. Влажность инертных материалов, не характеризуя их качеств, имеет большое значение при дозировке составных частей бетона.

Содержание большего или меньшего количества влаги может существенно изменить объем мелкой добавки и, что в особенности важно, должно быть учтено при назначении водной добавки.

Все расчеты пропорций составных частей бетона должны относиться к инертным материалам в воздушно-сухом и рыхлом состоянии, каковое и принимается за стандартное.

Для перехода к полевой дозировке должны определяться:

а) вес материала, занимавшего в состоянии естественной влажности единицу объема, а затем высушенного — P_2 (§ 236);

б) объемный вес материала в стандартном состоянии—P_1.

Отношение $\frac{P_2}{P_1}$ и является коэф-том перехода от стандартного объема к полевому.

Обычно встречающиеся величины переходных коэф-тов заключаются в пределах: для песка слабовлажного—1,10; для песка средней влажности—1,20; для песка сильновлажного 1,25—1,30.

§ 202. Для сравнения между собою качества песков рекомендуется определять коэф-т:

$$K = M(50 - V),$$

где: M —модуль крупности песка; V—объем пустот сухого песка в рыхлом состоянии в %.

Песок является тем лучшего качества, чем больше значение K.

Для определения значения V предварительно должно производиться определение удельного веса песка δ. Тогда:

$$V = \frac{\delta - P_2}{\delta} \cdot 100\%.$$

Здесь P_2—вес (в *кг*) 1 *л* материала.

3. Проектирование состава бетона.

§ 203. **Выбор материалов для бетона.** Предварительно перед проектированием составов бетона необходимо произвести выбор надлежащих материалов для бетона (цемента и инертных), исходя из нижеследующих технических и экономических соображений.

1. В отношении цементов—необходимо выбрать из сортов цемента, могущих быть предоставленными для постройки, тот сорт, к-рый наиболее отвечает условиям проектирования и производства работ, а именно: выбирать цементы повышенные или высокосортные (марки 00 и 000) в след. случаях, вызываемых требованиями необходимости или экономической целесообразности:

а) при быстрых темпах работ (т. е. при раннем снятии опалубки, быстром использовании сооружений под нагрузки, а также при интенсивных темпах работ в подвижных формах);

б) при ведении бетонных работ при низких темп-рах наружного воздуха;

в) во всех тех случаях, когда при применении цемента марки 0 расход его на 1 $м^3$ бетона будет превышать 350 $кг/м^3$, в частности:

при заданном в проекте высоком временном сопротивлении бетона (выше марки 130);

при необходимости использовать местные дешевые, но мало удовлетворительные в техническом отношении инертные материалы и т. д.;

г) при возможности использовать для замены части цемента дешевые местные гидравлические и мелкопомольные добавки (трепел и т. п.), на основании имеющей быть особой изданной инструкции.

В остальных случаях применять обыкновенный портландцемент, а специальные сорта цементов—шлаковые, пуццолановые—в случаях, предусмотренных в § 111.

2. В отношении песков—необходимо решить вопрос о применении местного песка или смеси местных песков в определенном соотношении или о применении привозного песка для замены местного песка полностью или частично. Выбор песка производится, принимая во внимание указания §§ 199, 200 относительно гранулометрического состава. Из нескольких песков или их комбинаций д. б. выбран тот, к-рый дает наилучший гранулометрический состав при невысокой (сравнительно) стоимости, учитывая расходы по перевозке, смешиванию и промывке (если таковая требуется).

3. В отношении щебня (гравия) необходимо решить вопрос о преимуществах местного гравия или привозного щебня, об использовании местных мягких (известняковых)

пород камней для щебня, о составлении щебня (гравия) из двух сортов по крупности. При этом необходимо учитывать возможность понижения прочности бетона при применении плохих сортов гравия или щебня мягких пород, в силу меньших обычно модулей крупности таких сортов гравия, их значительной загрязненности, требующей тщательной промывки, и в силу малой прочности мягких пород щебня (в этом случае надлежит учитывать указания § 233).

Поэтому применять указанные материалы только в случаях значительной их дешевизны в сравнении со щебнем из твердых пород.

§ 204. Проектирование состава бетона должно включать в себя определение след. элементов:

а) соотношения количеств цемента и воды, идущей на замес бетона, по весу (водоцементное отношение);

б) количества цемента на 1 $м^3$ готового бетона, что почти эквивалентно определению соотношения количеств цемента и инертных добавок;

в) гранулометрического состава смеси инертных добавок.

В дальнейшем приводятся подробные данные и простейшие способы проектирования состава, к-рые дают полную возможность производителю работ в любых условиях, даже при отсутствии полевой лаборатории, подобрать рациональный состав бетона согласно п.п. «а» и «б» настоящего параграфа.

§ 205. Заданием для проектирования состава бетона является его марка (§§ 176, 206), а также в особых случаях, специальные требования в отношении водонепроницаемости, морозостойкости, сопротивления истиранию и т. д.

§ 206. Для пластичного и литого бетона значения временного сопротивления, характеризующее марки бетона, следующие:

временное сопротивление в $кг/см^2$: 210 170 130 110 90 65 45

Пример. Допускаемое напряжение (расчетное) на сжатие при изгибе в железобетонной конструкции—50 $кг/см^2$; принятый коэф-т запаса—2,2; расчетное временное сопротивление бетона—$50 \times 2{,}2 = 110$ $кг/см^2$.

§ 207. Основным соотношением, определяющим прочность бетона, является водоцементное отношение.

Зависимость временного сопротивления бетона сжатию $R_б$, от $\frac{W}{C}$ представляется для различных возрастов бетона кривыми гиперболического вида; эти кривые зависят от активности применяемого цемента и в значительно меньшей степени от характера и качества инертных материалов. Указанные зависимости, построенные на основании опытов механической лаборатории Ленинградского и-та инж. п. с., даны на черт. 108, 109 и 110 и в табл. для бетонов на цементах марок 0, 00, 000. Эти зависимости относятся к случаю применения в качестве инертных добавок щебня и морского (окатанного) песка.

Табл. зависимости временного сопротивления бетона $R_б$, в возрасте 7 и 28 дней от $\frac{W}{C}$ (по весу) при различных цементах.

$R_б$, $= кг/см^2$	При различных цементах					
	цемент 0 $R_ц = 160$ $кг/см^2$		цемент 00 $R_ц = 275$ $кг/см^2$		цемент 000 $R_ц = 420$ $кг/см^2$	
	для 7 дней	для 28 дней	для 7 дней	для 28 дней	для 7 дней	для 28 дней
210	—	0,41	0,43	0,65	0,57	0,92
170	—	0,47	0,49	0,75	0,64	—
130	0,37	0,56	0,58	0,90	0,74	—
110	0,42	0,62	0,63	1,00	0,82	—
90	0,49	0,70	0,71	—	0,93	—
65	0,63	0,90	0,90	—	—	—
45	0,78	—	—	—	—	—

При применении в качестве инертных такого же песка с гравием (вся инертная добавка окатанная) надлежит указанные кривые снизить на 15%.

В случае же применения инертных добавок (щебня, песка), зерна коих имеют остроугольную форму (искусственный песок, продукты неполного распада горных пород, не подвергавшиеся окатке водой), указанные кривые м. б. подняты в пределах до 10%.

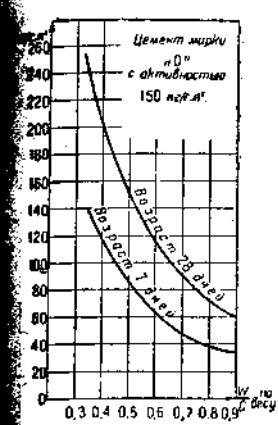
Если при проектировании бетона известна лишь марка цемента, то надлежит пользоваться непосредственно кривой, относящейся к данной марке цемента. Если же на месте работ окажется возможным надежно определить действительную активность цемента и

таковая окажется выше требуемой ОСТ для данной марки цемента, то соответствующая кривая сдвигается вверх пропорционально активности.

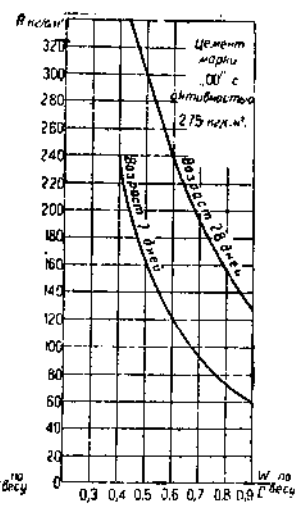
Пример. Имеется цемент марки 0, активности $R_{ц.} = 200$ *кг/см²*; требуется определить прочность бетона при $\frac{W}{C} = 0{,}65$. На графике или по табл. по интерполяции для $R_{ц.} = 160$ *кг/см²* получаем прочность бетона в 100 *кг/см²* через 28 дней. При данном цементе прочность бетона будет:

$$R_{б.} = \frac{100 \cdot 200}{160} = 125 \text{ кг/см}^2.$$

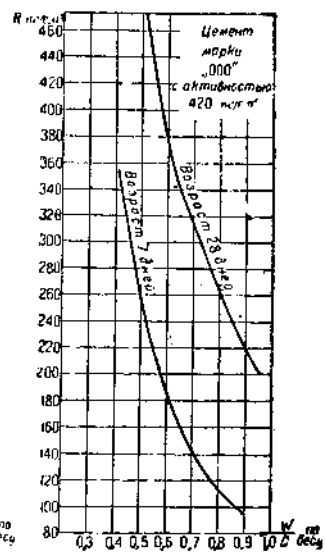
По вышеуказанной табл. и графикам можно установить величину $\frac{W}{C}$ для получения бетона желаемой прочности $R_{б.}$, установленной маркой его.



Черт. 108.



Черт. 109.



Черт. 110.

висимость временного сопротивления сжатию в возрасте 7 и 28 дней от водоцементного отношения:

$$R = f\left(\frac{W}{C}\right).$$

Полученное отношение $\frac{W}{C}$ *является предельным наибольшим и должно строго выдерживаться на работах—это основная и важнейшая операция при контроле бетона.*

Кривые

$$R = f\left(\frac{W}{C}\right),$$

едставленные на черт. 108, 109, 110 построены для бетона, твердевшего при темп-ре 15° С.

В случае, если пробные образцы (изготовленные при подборе), а также контрольные разцы бетона до испытания находились в иных темп-рных условиях, рекомендуется дить поправку на влияние темп-ры, придерживаясь нижеследующей табл., в к-рой очность бетона при $t = +15°$ принята за 100%

Табл. изменения прочности бетона в зависимости от колебания темп-ры окружающего воздуха.

Темп-ра окружающего воздуха в °С		+20°	+15°	+10°	+4°
Временное сопротивление сжатию в % в возрасте	7 дней	110	100	85	70
	28 »	105	100	90	80

В виду влияния на основные кривые (черт. 108, 109, 110) вида инертных в пределах от 10 до 15% желательно на каждой крупной постройке производить построение этих кривых, применяя те материалы, к-рые будут в действительности пущены в дело. При этом кривые м. б. построены как по испытаниям кубиков, так и по испытаниям бетонных балочек (§§ 240—241).

Метод получения этих кривых описан в §§ 240, 241 данного раздела.

§ 208. Под консистенцией удобообрабатываемого бетона подразумевается понятие, определяющее относительную пластичность бетона при укладке в дело.

Консистенция зависит от:

1) соотношения количества цемента и инертных добавок,

2) соотношения количества воды и цемента и

3) гранулометрического состава инертных добавок и формы их частиц.

При подборе состава бетона эти соотношения д. б. выбраны так, чтобы консистенция бетона удовлетворяла известным требованиям.

Эти требования заключаются в след.:

1) консистенция должна соответствовать принятому способу транспортирования бетона;

2) она д. б. такова, чтобы бетон легко укладывался в углы форм и вокруг арматуры без излишнего штыкования.

При соблюдении этих требований не должно происходить распада бетона на его составные части и отделения цементного молока ни при транспортировании, ни при укладке бетона.

Консистенция бетона должна характеризоваться пробою бетонной массы на осадку конуса или углом наклона столика.

§ 209. Характеристика консистенции для проектирования бетона для данного сооружения должна устанавливаться полевой лабораторией совместно с производителем работ путем составления пробных замесов.

При выборе рабочей консистенции рекомендуется пользоваться след. табл.:

Род конструкции	Осадка конуса S в *см*	Угол наклона столика α в градусах
1. При редком расположении арматуры, при массивных конструкциях: стен, фундаментов	2—7	33—25
2. Для обычных железобетонных конструкций при арматуре средней густоты.	7—12	25—20
3. Для железобетонных тонких стен, колонн и балок малых сечений, а также для конструкций по п. 2 при густой арматуре	12—18	20—15

§ 210. Задание величины консистенции при определенном уже $\frac{W}{C}$ и данных инертных определяет соотношение количеств цемента и инертных, соотношение мелкой и крупной добавок (и их фракций), т. е. состав бетона в узком смысле слова.

При установлении этого состава необходимо иметь в виду, что объем инертных весьма существенно зависит от влажности; при этом степень разрыхления влажного материала по сравнению с сухим зависит и от гранулометрического состава. Поэтому все испытания и расчеты состава бетона должны быть отнесены к инертным материалам, состояние к-рых предполагается стандартным (§ 201).

Состав бетона, определенный при таких условиях, будет в дальнейшем называться номинальным.

Номинальный состав 1 : n указывает, что на 1 объем цемента с определенным объемным весом (§ 14) приходится n объемов инертных материалов, находящихся в стандартном состоянии, при чем n является суммой стандартных объемов мелкой и крупной добавки, отмеренных отдельно.

§ 211. Для установления по требуемой консистенции номинального состава бетона необходимо при выбранном уже отношении $\frac{W}{C}$ (§ 207) произвести ряд пробных затворений для определения осадки конуса или угла наклона столика, сохраняя постоянным $\frac{W}{C}$ и меняя соотношение количеств цемента и инертных и отношение мелкой добавки к крупной.

При проведении пробных затворений можно находить соотношение мелкой и крупной составляющих непосредственными попытками или определять наиболее подходящую величину его, пользуясь гранулометрическим анализом инертных добавок. Ниже изложен ход операций при применении того и другого способа.

§ 212. При способе непосредственных попыток заготовляются три смеси песка со щебнем (гравием) в различных соотношениях, не выходящих однако из пределов:

$$\frac{\text{песок}}{\text{щебень}} = \frac{1}{m} \text{ от } \frac{1}{1} \text{ до } \frac{1}{3}$$

(соотношение по объему в сухом рыхлом состоянии).

Более точно соотношения между песком и щебнем выбираются по след. табл.

	Песок крупностью более 0,60 *мм*			Песок крупностью менее 0,60 *мм*		
Щебень (гравий) крупностью более 20 *мм*	1 : 1	1 : 1,5	1 : 2	1 : 1,5	1 : 2	1 : 2,5
Щебень (гравий) крупностью менее 20 *мм*	1 : 1,5	1 : 2	1 : 2,5	1 : 2	1 : 2,5	1 :

Примечание. Крупность материалов определяется на-глаз или при помощи сит с размером отверстий 0,60 *мм* и 20 *мм* (из стандартного набора сит, если таковой имеется на постройке). При этом материал считается крупнее 0,60 *мм* или 20 *мм*, если более $^2/_3$ материала остается на данном сите.

Количество щебня берется *a* литров, равное необходимому объему кубиков или конуса. Инертные перед опытом высушиваются до постоянного веса при $t = 60—80°$ Отвешивается отдельно цемент в количестве $\frac{a}{2m}$ *кг*, к-рое является заведомо малым, для того, чтобы в дальнейшем, добавляя цемент, можно было получить состав с нужной консистенцией. Отвешенная порция цемента прибавляется к первой из вышеуказанных смесей и разводится тем количеством воды, к-рое соответствует принятому $\frac{W}{C}$, т. е. воды берется $\frac{a}{2m} \cdot \frac{W}{C}$. Если полученный бетон будет иметь недостаточную пластичность, то делаются добавки цемента порциями по $\frac{a}{20m}$ до тех пор, пока не получится бетон заданной консистенции. Та же операция повторяется с двумя другими вышеуказанными смесями.

В результате получатся три состава бетона, удовлетворяющие одновременно двум условиям — заданной прочности и заданной консистенции.

Из этих составов выбирается наиболее экономичный (по данным о местных ценах на материалы), наиболее удобный для работ и требующий меньшего расхода цемента.

Однако для железобетона не м. б. допущены составы, в к-рых расход цемента менее указанных в § 21 количеств.

Если на принятый состав замеса затрачено *a л* щебня и *Z кг* цемента, то номинальный состав бетона будет след.:

$$1 : \left(\frac{a}{m} \cdot \frac{1{,}3}{Z}\right) : \left(a \cdot \frac{1{,}3}{Z}\right),$$

где $\frac{1}{m}$ —вышеуказанное соотношение объемов песка и щебня. Ф-ла выведена из расчета условного объемного веса цемента 1,3 *кг/л* для сухих и рыхлых инертных материалов.

Для уточнения подбора бетона желательно задаться еще промежуточными соотношениями $\frac{1}{m}$, ближайшими к принятому первоначальному составу, и повторить подбор по тому же способу.

§ 213. При проведении пробных затворений с предварительным определением соотношения мелкой и крупной добавок, пользуясь данными гранулометрического анализа, программа затворений и ход опытов по выбору номинального состава и отношения мелкой и крупной добавок $\left(\frac{r}{1-r}\right)$, заключаются в следующем.

Намечается ряд номинальных составов $1 : n$, напр.: 1 : 5, 1 : 6, 1 : 7. Здесь n представляет сумму объемов мелкой и крупной добавок в стандартном состоянии, отмеренных отдельно.

Для проведения с намеченными номинальными составами пробных затворений необходимо разбить величину n на мелкую и крупную добавки, т. е. найти для каждого состава величину r—%-ное отношение объема песка в стандартном состоянии. При этом надлежит иметь в виду, что необходимая осадка конуса будет достигнута тем с меньшим количеством цемента по отношению к инертным, чем больше средняя крупность смеси инертных, характеризуемая модулем крупности смеси M.

Этот модуль крупности связан с модулем крупности мелкой добавки $M_{м.}$ и крупной $M_{к.}$ равенством:

$$M = rM_{м.} : (1 - r)M_{к.}$$

Т. о., желательно придерживаться более крупных модулей смеси. Однако для каждого номинального состава и наибольшей крупности щебня или гравия имеется предельное наибольшее значение модуля крупности смеси, за к-рым бетон плохо укладывается в формы.

Наибольшей крупностью щебня или гравия следует считать размер в свету отверстия наименьшего сита, через к-рое проходит не меньше 95% отсеваемой порции.

Для определения наибольших крупностей инертных необходимо к стандартному набору сит добавить еще два сита с отверстиями в 25 *мм* и 50 *мм*.

Ориентировочные величины предельных модулей крупности смеси даны в след. табл. в зависимости от номинальных составов и от наибольшего размера зерен агрегатов.

Номинальный состав	Размер зерен в *мм*											
	гравий						щебень					
	0—10	0—20	0—30	0—40	0—50	0—80	0—10	0—20	0—30	0—40	0—50	0—80
1 : 3	4,4	5,3	5,7	6,1	6,5	6,9	4,1	5,0	5,4	5,8	6,2	6,6
1 : 4	4,3	5,1	5,5	5,9	6,3	6,7	4,0	4,8	5,2	5,6	6,0	6,4
1 : 5	4,2	5,0	5,4	5,8	6,2	6,6	3,9	4,7	5,1	5,5	5,9	6,3
1 : 6	4,1	4,9	5,3	5,7	6,1	6,5	3,8	4,6	5,0	5,4	5,8	6,2
1 : 7	4,0	4,8	5,2	5,6	6,0	6,4	3,7	4,5	4,9	5,3	5,7	6,1

Т. о., для каждого из намеченных выше номинальных составов по наибольшей крупности щебня или гравия определяется предельный модуль крупности смеси (по таблице).

По предельному модулю крупности смеси инертных M устанавливается для каждого состава содержание мелкой добавки:

$$r = \frac{M_{к.} - M_{см.}}{M_{к.} - M_{м.}}.$$

Величина r обычно заключается в пределах от 0,25 до 0,50.

По определении r номинальный состав м. б. выражен след. обр.:

$$1 : r \cdot n : (1 - r) \cdot n,$$

или:

$$1 : n_м : n_к,$$

где $n_м = rn$—объем мелкой добавки и $n_к = (1 - r)n$—объем крупной добавки, в стандартном состоянии приходящихся на один рабочий объем цемента (определенного объемного веса, § 188).

Далее д. б. рассчитано количество материалов на замес для опыта с конусом.

Расчет производится сл. обр.: коэф-т выхода бетона принимается равным $\beta = 0{,}6$. При этом под выходом бетона подразумевается отношение объема бетона к сумме отдельных объемов цемента, мелкой и крупной инертных добавок в стандартном состоянии.

Объем бетона, достаточный для опыта с конусом, м. б. принят равным $V = 10$ *л*.

Зная V и задавшись $\beta = 0{,}6$, устанавливаем, что на замес необходимо по весу сухих инертных материалов и цемента:

а) цемента:

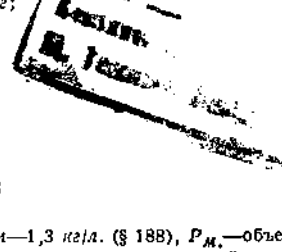
$$Ц = \frac{P_{ц.} \cdot V}{\beta(1 + n_{м.} + n_{к.})} \text{ кг};$$

б) мелкой добавки:

$$П = \frac{P_{м.}}{P_{ц.}} \cdot Ц \cdot n_{м.} \text{ кг};$$

в) крупной добавки:

$$Щ = \frac{P_{к.}}{P_{ц.}} \cdot Ц \cdot n_{к.} \text{ кг};$$



Здесь: $P_{ц.}$—объемный вес цемента в рабочем состоянии—1,3 *кг/л*. (§ 188), $P_{м.}$—объемный вес мелкой инертной добавки в стандартном состоянии, $P_{к.}$—то же крупной инертной добавки.

Дозировку всех материалов в опытах надлежит производить по весу.

Содержание в замесе воды в *кг* (или, что то же численно, в *л*), необходимое для получения требуемого отношения $\frac{W}{C}$, определится из равенства:

$$W = \frac{W}{C} \cdot Ц \text{ кг/л}.$$

Рассчитав т. о. замесы по всем вышеприведенным составам, приготовляют последовательно по каждому из них бетон и определяют консистенцию при помощи конуса или наклонного столика.

Т. о. получается ряд осадок конуса при одном и том же $\frac{W}{C}$, но при разных $1 : n$ и M смеси.

Зная требуемую осадку конуса, по интерполяции находят необходимый номинальный состав, а затем по табл. предельных модулей определяют модуль крупности смеси для найденного состава.

Выбранный т. о. состав д. б. еще раз проверен на осадку конуса.

В случае, когда без ущерба для удобства укладки бетонной массы окажется выгодным выбрать смесь инертных с модулем крупности несколько выше предельного, такой выбор допускается. Вообще же надо иметь в виду, что полученное по предыдущему соотношение r является первым приближением: всегда желательно при помощи повторных опытов определения консистенции при установленном уже $\frac{W}{C}$ добиться уменьшения отношения $\frac{\text{цемент}}{\text{сумма инертных}} = \left(\frac{1}{n}\right)$ за счет изменения соотношения r при сохранении выбранной консистенции.

Подобное же изменение r иногда желательно, исходя из соотношения стоимостей мелкой и крупной добавок. Однако при варьировании r нежелательно выходить из указанных выше пределов: 0,25—0,50.

Как уже указано, пробные замесы должны производиться на сухих инертных. Если же в исключительном случае придется применить инертные в естественном состоянии (влажные), то при расчете количества инертных на замес величину $П$ следует множить на $\left(\frac{1 + a_{м.}}{100}\right)$, а величину $Щ$—на $\left(\frac{1 + a_{к.}}{100}\right)$, где $a_{м.}$ и $a_{к.}$—влажность мелкой и крупной добавок в % по весу.

Количество воды, заключающееся в инертных:

$$W_{м.} + W_{к.} = \frac{Пa_{м.}}{100} + \frac{Щa_{к.}}{100},$$

д. б. вычтено из определенного выше предельного содержания воды в замесе.

Т. о., водная добавка в этом случае равняется:

$$W' = W - W_{м.} - W_{к.}$$

§ 214. Перед началом бетонных работ по полученному путем подбора номинальному составу $1 : n_{м.} : n_{к.}$ и характеристикам инертных материалов д. б. рассчитаны полевой (рабочий) состав бетона и количество материалов, идущих на один замес. Для этого непосредственно перед началом работ д. б. произведены след. операции.

1. Цемент должен дозироваться по весу. В этом случае переход от номинального состава к полевому заключается лишь в изменении величин $n_{м.}$ и $n_{к.}$ при помощи переходных коэф-тов (§ 236).

Необходимо установить переходные коэф-ты от стандартного состояния инертных материалов к естественному.

2. По получении переходных коэф-тов определяется рабочая пропорция материалов по объему.

Если номинальный состав бетона:

$$1 : n_{м.} : n_{к.},$$

то полевой состав будет:

$$1 : \gamma_{м.} n_{м.} : \gamma_{к.} n_{к.},$$

где $\gamma_{м.}$ и $\gamma_{к.}$—переходные коэф-ты для мелкой и крупной инертных добавок.

При отсутствии в крупной добавке примеси песка и при средней ее влажности коэф-т $\gamma_{к.}$ м. б. принят равным единице.

3. Исходя из емкости бетономешалки, можно определить количество материалов на один замес—цемента по весу, а инертных материалов—по объему.

Если бетономешалка дает из одного замеса V л бетона, а выход бетона $\beta = 0{,}60$ (ориентировочно, более точно можно эту величину определить по § 215), тогда цемента по весу необходимо на замес:

$$Ц = \frac{P_{ц.} V}{\beta (1 + n_{м.} + n_{к.})} \text{ кг},$$

где $P_{ц.}$—объемный вес цемента, принятый при подборе номинального состава (§ 210).

Песка необходимо:

$$\left.\begin{aligned} A &= \frac{Ц}{P_{ц.}} \cdot n_{м.} \cdot \gamma_{м.} \text{ м}^3 \\ Б &= \frac{Ц}{P_{ц.}} \cdot n_{к.} \cdot \gamma_{к.} \text{ м}^3 \end{aligned}\right\} \text{ в естественном состоянии}$$

Для определения количества воды, идущей в замес, одновременно с установлением переходных коэф-тов определяется влажность инертных материалов. Тогда для осуществления принятого водо-цементного отношения $\frac{W}{C}$ по весу в замесе должно содержаться воды не более $W = Ц \cdot \frac{W}{C}$ кг/(л).

Из этого количества необходимо вычесть воду, заключающуюся в инертных материалах.

Если влажность мелкой и крупной инертных добавок по весу $a_{м.}\%$ и $a_{к.}\%$, то количество влаги, содержащейся в инертных, рассчитанное на замес, будет:

$$W_{м.} + W_{к.} = \left(\frac{A}{\gamma_{м.}} P_{м.} \frac{a_{м.}}{100} + \frac{Б}{\gamma_{к.}} P_{к.} \frac{a_{к.}}{100}\right) л.$$

Здесь $P_{м.}$ и $P_{к.}$—объемные веса мелкого и крупного агрегатов в стандартном состоянии (§ 237).

Т. о., водная добавка в замесе будет:

$$W' = W - (W_{м.} + W_{к.}).$$

§ 215. Определение выхода бетона и расхода цемента на кубометр бетона м. б. произведено при затворении бетонных кубиков или специально поставленными для этого опытами.

Если объем полученного бетона (напр., объем кубиков)—$V_{б.}$, а объем вошедших в состав бетона материалов: $V_{ц.}$—объем цемента; $V_{м.}$—мелкой добавки в стандартном состоянии; $V_{к.}$—крупной добавки в стандартном состоянии; W—воды (водная добавка—влага, содержащаяся в инертных материалах), то выход бетона:

$$\beta = \frac{V_{б.}}{V_{ц.} + V_{м.} + V_{к.}},$$

а расход цемента на 1 $м^3$ бетона:

$$Ц = \frac{V_{ц.} \cdot P_{ц.}}{V_{б.}} \ кг/м^3,$$

где $P_{ц.}$—объемный вес цемента в рабочем состоянии.

В случае, если при изготовлении кубиков из данного замеса оказывается нек-рый избыток бетонной массы, определение полной кубатуры бетона может быть подсчитано след. обр. Затворив кубики, взвешивают остаток бетонной массы. Пусть вес остатка—P_0, объем изготовленного бетона (кубиков)—$V'_{б.}$, а вес вошедших в состав материалов (цемент, инертные, вода)—P, тогда полный объем, получаемый из данного замеса:

$$V_{б.} = V'_{б.} \frac{P}{P - P_0}.$$

Выход бетона и расход цемента на кубометр бетона определяются попрежнему.

Ориентировочно средний (для сметных соображений) расход цемента на 1 $м^3$ бетона можно исчислить по нижеследующей табл.

Табл. расхода цемента на 1 $м^3$ бетона при различных цементах и для различных марок бетона при крупной добавке щебня или гравия.

Прочность		Марка бетона					
	Через 28 дней	210	170	—	130	110	90
	Через 7 дней	130	110	90	—	—	60
Консистенция	Марка цемента						
1— 3 *см*	0	—	320	300	280	250	230
	00	270	250	240/250	220/250	—	—
	000	220/250	—	—	—	—	—
7—10 *см*	0	—	350	320	300	275	250
	00	300	270	250	240/250	—	—
	000	250	220/250	—	—	—	—
15—18 *см*	0	—	—	—	330	310	290
	00	320	300	280	260	220/250	—
	000	270	240/250	220/250	—	—	—

Примечание. В графах, где указано два значения расхода цемента, левое значение дано для внутренних, правое—для внешних частей сооружений.

§ 216. Кроме указанных выше требований относительно прочности бетона и его консистенции в нек-рых случаях приходится при проектировании состава бетона удовлетворять и иным условиям.

В тех случаях, когда бетон должен хорошо сопротивляться выветриванию и проникновению воды, быть морозоупорным, водо-цементное отношение не должно превосходить 0,65—0,70.

В этих же случаях следует особенно тщательно подбирать гранулометрический состав инертных, добиваясь плавного закономерного очертания кривой просеивания.

По опытным данным расход цемента на 1 $м^3$ бетона для частей сооружений, подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию и находящихся в постоянном соприкосновении с водой (напр., гидротехнические сооружения) должен быть не менее 280 $кг/м^3$.

При проектировании бетона для дорожной одежды осадка конуса должна заключаться между 1 и 4 *см*.

4. Контроль дозирования и качества бетона.

§ 217. Контроль качества бетона распадается на след. части:

Контроль качества составных элементов бетона (материалов);

контроль дозировки бетона (пропорций составных частей и приготовления бетонной массы);

Контроль времени перемешивания, правильности транспортирования и укладки бетона;

контроль прочности бетона (последующие испытания);

Контроль ухода за бетоном.

§ 218. Контроль составных частей бетона ведется полевой лабораторией согласно указаниям главы 2 настоящего раздела, а также нижеследующему:

1) активность цемента должна быть определяема до применения его в бетон и учтена в расчете состава бетона согласно § 167;

2) контрольные определения гранулометрического состава инертных материалов должны производиться при всяком резком изменении их, но во всяком случае д. б. сделано не менее одного определения на каждые 500 $м^3$ агрегатов;

3) перед употреблением в дело инертных материалов новой поставки д. б. произведено полное исследование их; в случае значительного отличия их гранулометрического состава от прежнего номинальный состав бетона д. б. проверен и в случае надобности изменен;

4) влажность инертных материалов должна контролироваться не менее одного раза в сутки. Изменение состояния влажности д. б. учтено соответственным уменьшением или увеличением водной добавки;

5) переходный коэф-т от стандартного состояния инертных материалов к полевому устанавливается перед началом работ и в дальнейшем проверяется в зависимости от состояния погоды и иных внешних обстоятельств, могущих повлиять на изменение его, но во всяком случае д. б. не меньше одного определения на каждые 250 $м^3$ мелкой и крупной добавки.

При получении переходных коэф-ов, отличающихся от первоначально установленных более чем на 10%, необходимо изменение полевого состава бетона согласно § 214.

6) Качество воды должно поверяться простейшими анализами не реже одного раза в месяц и во всяком случае после дождей, в периоды паводков, а также в засушливое время года.

§ 219. Контроль дозировки бетона производится построечной лабораторией согласно нижеследующим указаниям.

1) Изменение дозировки воды ни в коем случае не может производиться без ведома лица, ответственного за качество бетона.

Желательно применять автоматическое отмеривание воды. В случае невозможности применения автоматического отмеривания наблюдение за отмериванием воды д. б. поручено ответственному лицу.

2) Цемент надлежит дозировать по весу.

Требования, предъявленные в отношении контроля отмеривания воды, должны распространяться и на дозировку цемента.

3) В случае изменений в инертных или их влажности надлежит поверять расчет полевого состава бетона.

4) Консистенция бетона должна не менее двух раз в день проверяться у места укладки опытами с конусом или при помощи столика.

§ 220. Для получения однородной смеси и улучшения качества бетона устанавливается минимальное время перемешивания в 1 мин., считая с момента загрузки всех материалов. Для контроля продолжительности перемешивания необходимо иметь при бетономешалке песочные часы или автоматический (звонковый) указатель (§ 180).

§ 221. При транспортировании бетона необходимо следить за тем, чтобы не происходило значительных задержек в доставке бетона на место укладки, имея в виду понижение консистенции (пластичности) бетона при длительных задержках в транспорте; необходим контроль за предохранением бетона от потери влаги в пути.

При укладке бетона необходимо следить за тщательным штыкованием его в опалубке и заполнением всех узких мест, углов и проч.

Категорически воспрещается добавление воды для разжижения бетона на месте укладки для получения большей пластичности.

§ 222. После укладки бетона в формы необходимо принять меры к правильному «уходу за ним» (§ 168).

§ 223. Для контроля прочности бетона и определения сроков распалубки изготовляются образцы партиями по три штуки кубиков или балочек из бетона, идущего в дело, по правилам, указанным в § 243 настоящего раздела.

Дерево.

§ 1. Породы дерева, их свойства.

1. По твердости различают: твердые породы: дуб, бук—белый и красный, вяз, ясень, граб; полутвердые: сосна, лиственница, береза, ольха, пихта; мягкие: ель, сосна, ива, липа, кедр.

2. По долговечности различают породы: долговечные (как в условиях сухости, так и в сырости): дуб, вяз, лиственница, сосна; недолговечные (плохо сохраняются в сырых местах или при переменной влажности): ель, бук, ива, береза, липа, осина.

3. По степени усушки: сильно усыхающие и деформирующиеся от влаги: береза, бук, осина, липа; устойчивые при действии влаги: сосна, вяз, ель, пихта, кедр, клен.

4. По вязкости древесины выделяются: дуб, береза, ясень, ель.

Вес древесных пород—см. стр. 13.

Данные о прочности см. отд. «Сопрот. матер.», стр. 200.

§ 2. Сушка дерева.

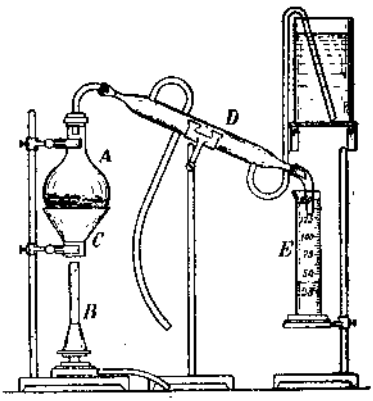
1. Влажность древесины есть процентное отношение веса содержащейся в древесине влаги к весу этой древесины в абсолютно сухом состоянии. Различают три основных состояния: а) свежесрубленное—влажность около 100%, б) воздушно-сухое—влажность 10—20%, в) абсолютно сухое.

Нормальная влажность по международным правилам установлена в 15%. Количество влаги в свежесрубленном дереве колеблется и в зависимости от породы и возраста дерева снижается до 30—50%, в дереве, высушенном на воздухе под навесами длительное время,—15—20%.

2. Сушка дерева должна производиться до достижения деревом влажности, соответствующей относительной влажности воздуха, в к-ром будет находиться дерево, иначе неизбежны разбухание или усушка; дерево для столярных работ должно иметь не более 18% влажности.

Предпочтительна сушка паром при слабом давлении, при к-рой одновременно происходит и выщелачивание древесных соков.

Гигроскопичность дерева (способность его после сушки опять воспринимать влагу) понижается пропиткой и окраской.



Черт. 111.

3. Определение процента влажности лесных материалов по ТУ НКПС (015 ТУ 25) производится след. обр.

а) Кусок материала, отрезанный по выбору приемщика, раскалывается на пластинки толщиною около 3 *мм*, из пластинок составляются три пробы, весом около 100 *г* каждая; одна из них отправляется для испытания в лабораторию, вторая передается поставщику, третья—приемщику. Сосуды, в к-рые запечатываются пробы, тщательно закупориваются и пробка заливается парафином для сохранения первоначальной влажности древесины. Допускается также и отбор проб с помощью бурава Пресслера.

б) Отобранная проба помещается в литровую круглодонную колбу *A* (черт. 111), куда прибавляют 120 *г* заранее насыщенного водой ксилола и два—три кусочка пемзы, потом из полученной смеси отгоняют на воздушной бане (бунзеновская горелка *B* с воронкой C) около 80 *см*³ через холодильник *D* в градуированный цилиндр *E*, при чем объем отстоявшейся воды покажет количество воды во взятой для испытания древесине.

4. Усушка различается объемная и линейная по трем направлениям: в радиальном направлении, по окружности и вдоль волокон. Усушка выражается в процентах от размера древесины в абсолютно сухом состоянии.

Величина усушки по Арнольду приведена в нижеследующей таблице.

Усушка дерева.

Порода дерева	Величина усушки (в процентах)		
	Вдоль волокон	Поперек волокон	
		по радиусу	по окружности
Сосна	0,01—0,20	0,6—3,8	2,0—6,8
Ель	0,08	1,1—21,8	2,0—7,3
Лиственница	0,01—0,29	0,3—7,3	1,4—7,1
Дуб летний	0,20—0,30	3,2—3,3	0,8—7,3
Ясень	0,19—0,82	0,5—7,8	2,6—11,8
Береза	0,06—0,90	1,7—7,2	3,2—9,3
Липа	0,21	3,5—6,5	6,9—11,5
Осина	0,02—0,70	0,9—4,2	3,3—8,9

Объемная усушка колеблется в пределах 7,8—19,9%.

б. Коробление и растрескивание происходят от разности в усушке по радиусу и по окружности; т. к. вторая больше первой, то кривизна покоробившихся досок направлена выпуклостью к центру ствола, распиленного на доски, а радиальные трещины брусьев утолщаются по направлению к периферии ствола.

Для уменьшения влияния коробления и растрескивания надлежит помимо вышеуказанных мер: а) применять преимущественно узкие доски; б) настилать половые доски сердцевинной стороной вверх; в) филенки в дверных полотнищах ставить в пазах без клея; г) распиливать дерево на доски для ответственных работ, приближаясь к радиусам; д) покрывать торцы краской, смолой и т. п.; е) хранить материал надлежащим образом в штабелях.

§ 3. Сроки службы.

Продолжительность службы дерева в сооружениях зависит от многих факторов. Основными являются: постоянство влажности окружающей среды, вентиляция, предварительная просушка дерева и пропитка антисептиками.

При постоянной сухости и хорошей вентиляции дерево сохраняется неопределенно долго; непрерывное пребывание дуба под водой вызывает потемнение древесины и повышает срок его службы; губительно для дерева переменное воздействие сухости и влаги (шпалы, основания телеграфных столбов и т. п.), отсутствие проветривания и света в окружающем пространстве (не вентилируемые подполья), укладка в свежесрубленном состоянии.

Пропитка различными антисептиками повышает долговечность дерева (шпал) сл. обр.:

	Сосна	Дуб	Бук
Не пропитанные	5—6	10	2—3
Пропитанные: хлористым цинком	10	12—15	5—8
» смесью хлористого натрия с креолатами	14	—	—
» креозотом	15—16	18—20	20

§ 4. Удлинение срока службы дерева.

1. **Предохранение дерева от загнивания** достигается гл. обр. пропиткой антисептиками. Из многочисленных средств наиболее употребительны:

а) Хлористый цинк. Дерево пропаривается в котле в течение 1—$1^1/_2$ час. под давлением 2—3 atm.; затем влага выкачивается под вакуумом в $^1/_5$—$^1/_4$ atm. в течение 40—90 мин. и наконец в течение 60—70 мин. под давлением 5—8 atm. накачивается раствор плотностью 3° Bé из 2 весовых частей хлористого цинка на 30 весовых частей воды. Расход раствора для бука и сосны—160—200 *кг/м*³, а для дуба—90—110 *кг/м*³.

Согласно ОСТ 183 хлористый цинк (раствор), получающийся при растворении в соляной к-те металлического цинка или отходов, содержащих цинк, должен иметь цинка не менее 20%, железа не более 0,6%, связанной серной к-ты не более 0,5%, алюминия и кальция в сумме (в пересчете на окиси) не более 1,5%; свободных кислот не содержит; при указанном составе крепость растворов не должна выходить из пределов 44—50° Bé.

б) Креозот. Дерево просушивается в котле при темп-ре от 100 до 140° в течение трех—четырех час., затем оставляется в другом котле под вакуумом $^1/_{10}$—$^1/_5$ atm. в течение одного часа, затем в котел, нагретый до 50° накачивается креозот в течение 60—70 мин. под давлением 6—8 atm.

Точка кипения креозота—между 180 и 400°; его уд. вес—1,0—1,1; содержание кислот—6—10%. Расход креозота для сосны—140—200 *кг/м³*, для дуба—80—90 *кг/м³*, для бука—270—320 *кг/м³*.

Применяются для пропитки также фтористый натрий, медный купорос, железный купорос, дубильная к-та, сулема. Кроме пропитки применяют для частей, погружаемых в землю, обугливание, осмолку, обкладку жирной глиной.

Хорошим предохранительным от загнивания средством для дерева является выщелачивание из него соков путем годичного выдерживания в проточной речной воде или же путем выпаривания и выварки (при незначительных размерах частей).

2. **Предохранение от огня** достигается след. путями.

А. Пропиткой составами, разлагающимися при нагревании с выделением огнегасящих газов (углекислоты, аммиака) или заливающих сильно нагретое место легкоплавкой солью; для этого служат гл. обр. сернокислая, фосфорнокислая и др. соли аммония, аммиак, углекислый калий и т. п., напр.: смесь из 10 ч. углекислого калия, 4 ч. борнокислого аммония и 100 ч. воды или 2 ч. хлористого цинка, 80 ч. нашатыря, 57 ч. буры, 5 ч. клея и 700 ч. воды.

Б. Окраской составами, создающими несгораемую оболочку, как, напр., растворимым стеклом; к связывающим краску веществам примешивают измельченный асбест, тяжелый шпат, инфузорную землю, тонко измолотый кварцевый песок и др. минеральные вещества; составы эти лучше наносить на не строганное дерево, притом в несколько приемов, до общей толщины слоя в 3—5 *мм*.

§ 5. Сортамент лесных материалов.

1. Сортамент круглого лесного материала хвойных пород (по ОСТ 92).

Длина *м*		4; 4,5	5	6,5	7	8,5	9	11	13	15	17	19,5	2,7; 5,5; 8,2
Толщина в *см* *	от	2	13	2	6	4	2	2	8	8	8	8	24
	до	30	13	30	30	30	30	26	26	20	20	20	30

Примечания. 1. Круглый лес может изготовляться в комбинированной длине для последующей перерезки на стандартные размеры. 2. Размеры рудничных стоек, балансов, мостовых брусьев, переводных брусьев, телеграфных и телефонных столбов и др. материалов специального назначения будут установлены особыми стандартами. 3. Толщина для всех размеров длины допускается более указанной. 4. Длина 4,5 *м* устанавливается как временный размер для ремонта старых зданий (6 арш.). 5. Длины 2,7 *м*, 5,5 *м* и 8,2 *м* устанавливаются как размеры шпального сырья.

2. Сортамент пиленого лесного материала хвойных пород (по ОСТ 93).

Длина в *м*: 4; 4,5; 5; 6,5; 7; 8,5; 9.

Толщ. *мм*	Ширина *см*	Толщ. *мм*	Ширина *см*	Толщ. *мм*	Ширина *см*	Толщ. *мм*	Ширина *см*	Толщ. *мм*	Ширина *см*
7	10—18	19	10—24	35	10—26	60	6, 7, 8, 10—26	100	10, 20—26
10	10—18	22	10—26	40	4, 5, 6, 10—26	70	7, 8, 10—26	110	11, 20—26
13	10—20	25	2, 4, 10—26	45	10—26	80	8, 10—26	130	13, 20—26
16	10—22	30	2, 3, 3, 10—26	50	5, 6, 7, 10—26	90	9, 20—26		

Примечания. 1. Материал может изготовляться в комбинированной длине для последующей перерезки на стандартные размеры. 2. До 5% материала в партии может изготовляться длиной: 2 *м*, 2,5 *м*, 3 *м* и 3,5 *м*. В брусках сечением от 20 × 25 *мм* и выше процент брусков по длине от 2 до 3,5 *м* не ограничивается. 3. Допускается размер длины в 2,7 *м*, как отход при заготовке шпал. 4. Ширина необрезного материала определяется на средине длины доски, учитывая ширины обеих сторон с делением их суммы пополам. Размеры необрезного материала по ширине устанавливаются от 6 *см* и выше с границей через 1 *см*. 5. Длина в 4,5 *м* устанавливается как временный размер для ремонта старых зданий (6 арш.). 6. Длина 8,5 *м* и 9 *м* устанавливается как временный размер: после 1 октября 1928 г. заготовка сырья для указанных размеров не допускается. 7. Размеры железнодорожных мостовых брусьев, половых вагонных досок, вагонной обшивки, воинских досок и планок для снеговых щитов, а также материалов специального назначения для др. потребителей устанавливаются особыми стандартами.

* Толщина—диам. в верхнем отрубе без коры. Градации толщины через 1 *см*.

§ 6. Объем и вес лесных материалов.

1. Объем круглого леса в $м^3$ (извлечение из ОСТ 379).

Диам. в верхн. отрубе в *см*	Длина в *м*								
	2,7	4,5	5	5,5	6,5	7	8	8,2	8,5
2	—	0,0045	—	—	0,0085	—	—	—	—
3	—	0,0074	—	—	0,0135	—	—	—	—
4	—	0,0110	—	—	0,0174	0,021	0,026	—	0,028
5	—	0,0152	—	—	0,0235	0,029	0,036	—	0,039
6	—	0,0195	—	—	0,031	0,038	0,046	—	0,051
7	—	0,0252	—	—	0,040	0,048	0,058	—	0,063
8	—	0,031	—	—	0,050	0,058	0,071	—	0,078
9	—	0,038	—	—	0,062	0,069	0,085	—	0,092
10	—	0,044	—	—	0,075	0,083	0,100	—	0,111
11	—	0,054	—	—	0,090	0,098	0,118	—	0,130
12	—	0,063	—	—	0,103	0,114	0,138	—	0,151
13	—	0,074	0,085	—	0,119	0,131	0,158	—	0,173
14	—	0,084	0,097	—	0,135	0,148	0,179	—	0,195
15	—	0,097	0,111	—	0,154	0,169	0,202	—	0,220
16	—	0,110	0,124	—	0,172	0,189	0,225	—	0,245
17	—	0,124	0,140	—	0,192	0,211	0,252	—	0,273
18	—	0,134	0,156	—	0,212	0,233	0,279	—	0,301
19	—	0,158	0,174	—	0,236	0,259	0,307	—	0,332
20	—	0,170	0,192	—	0,260	0,284	0,335	—	0,364
21	—	0,186	0,211	—	0,284	0,311	0,368	—	0,398
22	—	0,203	0,230	—	0,308	0,337	0,400	—	0,432
23	—	0,222	0,252	—	0,336	0,368	0,436	—	0,469
24	0,141	0,242	0,272	0,301	0,364	0,398	0,471	0,485	0,506
25	0,154	0,263	0,296	0,328	0,396	0,432	0,509	0,523	0,546
26	0,166	0,284	0,319	0,355	0,429	0,466	0,546	0,563	0,587
27	0,180	0,307	0,345	0,383	0,461	0,503	0,588	0,605	0,632
28	0,194	0,329	0,370	0,410	0,493	0,537	0,630	0,650	0,678
29	0,209	0,355	0,398	0,441	0,530	0,579	0,676	0,696	0,728
30	0,223	0,380	0,426	0,472	0,567	0,618	0,722	0,744	0,779

2. Объем 1 *п. м* досок и брусьев в $м^3$.

Ширина *см*	Толщина *мм*							
	7	10	13	16	19	22	25	30
2	0,00014	0,0002	0,00026	0,00032	0,00038	0,00044	0,00050	0,0006
3	0,00021	0,0003	0,00039	0,00048	0,00057	0,00066	0,00075	0,0009
4	0,00028	0,0004	0,00052	0,00064	0,00076	0,00088	0,00100	0,0012
5	0,00035	0,0005	0,00065	0,00080	0,00095	0,00110	0,00125	0,0015
6	0,00042	0,0006	0,00078	0,00096	0,00114	0,00132	0,00150	0,0018
7	0,00049	0,0007	0,00091	0,00112	0,00133	0,00154	0,00175	0,0021
8	0,00056	0,0008	0,00104	0,00128	0,00152	0,00176	0,00200	0,0024
9	0,00063	0,0009	0,00117	0,00144	0,00171	0,00198	0,00225	0,0027
10	0,00070	0,0010	0,00130	0,00160	0,00190	0,00220	0,00250	0,0030
11	0,00077	0,0011	0,00143	0,00176	0,00209	0,00242	0,00275	0,0033
12	0,00084	0,0012	0,00156	0,00192	0,00228	0,00264	0,00300	0,0036
13	0,00091	0,0013	0,00169	0,00208	0,00247	0,00286	0,00325	0,0039
14	0,00098	0,0014	0,00182	0,00224	0,00266	0,00308	0,00350	0,0042
15	0,00105	0,0015	0,00195	0,00240	0,00285	0,00330	0,00375	0,0045
16	0,00112	0,0016	0,00208	0,00256	0,00304	0,00352	0,00400	0,0048
17	0,00119	0,0017	0,00221	0,00272	0,00323	0,00374	0,00425	0,0051
18	0,00126	0,0018	0,00234	0,00288	0,0034	0,0040	0,0045	0,0054
19	0,00133	0,0019	0,0025	0,0030	0,0036	0,0042	0,0048	0,0057
20	0,0014	0,0020	0,0026	0,0032	0,0038	0,0044	0,0050	0,0060
21	0,0015	0,0021	0,0027	0,0034	0,0040	0,0046	0,0052	0,0063
22	0,0015	0,0022	0,0029	0,0035	0,0042	0,0048	0,0055	0,0066
23	0,0016	0,0023	0,0030	0,0037	0,0044	0,0051	0,0058	0,0069
24	0,0017	0,0024	0,0031	0,0038	0,0046	0,0053	0,0060	0,0072
25	0,0018	0,0025	0,0033	0,0040	0,0048	0,0055	0,0062	0,0075

Объем 1 *п. м* досок и брусьев *(продолжение).*

Ширина *см*	Толщина *мм*							
	35	40	45	50	60	70	80	90
2	0,00070	0,0008	0,00090	0,0010	0,0012	0,0014	0,0016	0,0018
3	0,00105	0,0012	0,00135	0,0015	0,0018	0,0021	0,0024	0,0027
4	0,00140	0,0016	0,00180	0,0020	0,0024	0,0028	0,0032	0,0036
5	0,00175	0,0020	0,00225	0,0025	0,0030	0,0035	0,0040	0,0045
6	0,00210	0,0024	0,00270	0,0030	0,0036	0,0042	0,0048	0,0054
7	0,00245	0,0028	0,00315	0,0035	0,0042	0,0049	0,0056	0,0063
8	0,00280	0,0032	0,00360	0,0040	0,0048	0,0056	0,0064	0,0072
9	0,00315	0,0036	0,00405	0,0045	0,0054	0,0063	0,0072	0,0081
10	0,00350	0,0040	0,00450	0,0050	0,0060	0,0070	0,0080	0,0090
11	0,00385	0,0044	0,00495	0,0055	0,0066	0,0077	0,0088	0,0099
12	0,00420	0,0048	0,00540	0,0060	0,0072	0,0084	0,0096	0,0108
13	0,00455	0,0052	0,00585	0,0065	0,0078	0,0091	0,0104	0,0117
14	0,00490	0,0056	0,00630	0,0070	0,0084	0,0098	0,0112	0,0126
15	0,00525	0,0060	0,0068	0,0075	0,0090	0,0105	0,0120	0,0135
16	0,0056	0,0064	0,0072	0,0080	0,0096	0,0112	0,0128	0,0144
17	0,0060	0,0068	0,0076	0,0085	0,0102	0,0119	0,0136	0,0153
18	0,0063	0,0072	0,0081	0,0090	0,0108	0,0126	0,0144	0,0162
19	0,0066	0,0076	0,0086	0,0095	0,0114	0,0133	0,0152	0,0171
20	0,0070	0,0080	0,0090	0,0100	0,0120	0,0140	0,0160	0,0180
21	0,0074	0,0084	0,0094	0,0105	0,0126	0,0147	0,0168	0,0189
22	0,0077	0,0088	0,0099	0,0110	0,0132	0,0154	0,0176	0,0198
23	0,0080	0,0092	0,0104	0,0115	0,0138	0,0161	0,0184	0,0207
24	0,0084	0,0096	0,0108	0,0120	0,0144	0,0168	0,0192	0,0216
25	0,0088	0,0100	0,0112	0,0125	0,0150	0,0175	0,0200	0,0225

Ширина *см*	Толщина *мм*								
	100	110	120	130	140	150	160	170	180
2	0,002	0,0022	0,0024	0,0026	0,0028	0,0030	0,0032	0,0034	0,0036
3	0,003	0,0033	0,0036	0,0039	0,0042	0,0045	0,0048	0,0051	0,0054
4	0,004	0,0044	0,0048	0,0052	0,0056	0,0060	0,0064	0,0068	0,0072
5	0,005	0,0055	0,0060	0,0065	0,0070	0,0075	0,0080	0,0085	0,0090
6	0,006	0,0066	0,0072	0,0078	0,0084	0,0090	0,0096	0,0102	0,0108
7	0,007	0,0077	0,0084	0,0091	0,0098	0,0105	0,0112	0,0119	0,0126
8	0,008	0,0088	0,0096	0,0104	0,0112	0,0120	0,0128	0,0136	0,0144
9	0,009	0,0099	0,0108	0,0117	0,0126	0,0135	0,0144	0,0153	0,0162
10	0,010	0,0110	0,0120	0,0130	0,0140	0,0150	0,0160	0,0170	0,0180
11	0,011	0,0121	0,0132	0,0143	0,0154	0,0165	0,0176	0,0187	0,0198
12	0,012	0,0132	0,0144	0,0156	0,0168	0,0180	0,0192	0,0204	0,0216
13	0,013	0,0143	0,0156	0,0169	0,0182	0,0195	0,0208	0,0221	0,0234
14	0,014	0,0154	0,0168	0,0182	0,0196	0,0210	0,0224	0,0238	0,0252
15	0,015	0,0165	0,0180	0,0195	0,0210	0,0225	0,0240	0,0255	0,0270
16	0,016	0,0176	0,0192	0,0208	0,0224	0,0240	0,0256	0,0272	0,0288
17	0,017	0,0187	0,0204	0,0221	0,0238	0,0255	0,0272	0,0289	0,0306
18	0,018	0,0198	0,0216	0,0234	0,0252	0,0270	0,0288	0,0306	0,0324
19	0,019	0,0209	0,0228	0,0247	0,0266	0,0285	0,0304	0,0323	0,0342
20	0,020	0,0220	0,0240	0,0260	0,0280	0,0300	0,0320	0,0340	0,0360
21	0,021	0,0231	0,0252	0,0273	0,0294	0,0315	0,0336	0,0357	0,0378
22	0,022	0,0242	0,0264	0,0286	0,0308	0,0330	0,0352	0,0374	0,0396
23	0,023	0,0253	0,0276	0,0299	0,0322	0,0345	0,0368	0,0391	0,0414
24	0,024	0,0264	0,0288	0,0312	0,0336	0,0360	0,0384	0,0408	0,0432
25	0,025	0,0275	0,0300	0,0325	0,0350	0,0375	0,0400	0,0425	0,0450

3. Вес полусухих бревен (в *кг* при 600 *кг* в 1 $м^3$).

Диаметр верхнего отруба в *см*	Длина в *м*						Диаметр верхнего отруба в *см*	Длина в *м*					
	4	4,5	5	6,5	7	8,5		4	4,5	5	6,5	7	8,5
8	16	19	—	—	—	—	20	88	102	115	156	170	218
9	19	23	—	—	—	—	21	97	112	127	170	187	239
10	22	26	—	—	—	—	22	107	122	138	185	202	259
11	27	32	—	—	—	—	23	117	133	151	202	221	281
12	32	38	—	62	68	91	24	128	145	163	218	239	304
13	37	44	51	71	79	104	25	139	158	178	238	259	328
14	43	50	58	81	89	117	26	151	170	191	257	280	352
15	50	58	67	92	101	132	27	163	184	207	277	302	379
16	57	66	74	103	113	147	28	175	197	222	296	322	407
17	64	74	84	115	127	164	29	188	213	239	318	347	437
18	72	83	94	127	140	181	30	201	228	256	340	371	467
19	80	92	104	142	155	199							

4. Вес 1 *п. м* чистообрезных полусухих досок (в *кг* при 600 *кг* в 1 $м^3$).

Ширина *см*	Толщина *мм*										
	10	13	16	19	22	25	30	35	40	45	50
10	0,60	0,78	0,96	1,14	1,32	1,50	1,80	2,10	2,40	2,70	3,00
11	0,66	0,86	1,06	1,25	1,45	1,65	1,98	2,31	2,64	2,97	3,30
12	0,72	0,94	1,15	1,37	1,58	1,80	2,16	2,52	2,88	3,24	3,60
13	0,78	1,01	1,25	1,48	1,72	1,95	2,34	2,73	3,12	3,51	3,90
14	0,84	1,09	1,34	1,60	1,85	2,10	2,52	2,94	3,36	3,78	4,20
15	0,90	1,17	1,44	1,71	1,98	2,25	2,70	3,15	3,60	4,05	4,50
16	0,96	1,25	1,54	1,82	2,11	2,40	2,88	3,36	3,84	4,32	4,80
17	1,02	1,33	1,63	1,94	2,24	2,55	3,06	3,57	4,08	4,59	5,10
18	1,08	1,40	1,73	2,05	2,38	2,70	3,24	3,78	4,32	4,86	5,40
19	1,14	1,48	1,82	2,17	2,51	2,85	3,42	3,99	4,56	5,13	5,70
										5,40	6,00
20	1,20	1,56	1,92	2,28	2,64	3,00	3,60	4,20	4,80		
21	1,26	1,64	2,02	2,39	2,77	3,15	3,78	4,41	5,04	5,67	6,30
22	1,32	1,72	2,11	2,51	2,90	3,30	3,96	4,62	5,28	5,94	6,60
23	1,38	1,79	2,21	2,62	3,04	3,45	4,14	4,83	5,52	6,21	6,90
24	1,44	1,87	2,30	2,74	3,17	3,60	4,32	5,04	5,76	6,48	7,20
25	1,50	1,95	2,40	2,85	3,30	3,75	4,50	5,25	6,00	6,75	7,50

§ 7. Стандарты и технические условия на лесные материалы.

1. Пороки древесины (извлечение из ОСТ 2618).

(Отличительные признаки и характеристики).

1. Ветренница—внутренние продольные трещины в древесном стволе, идущие от торца сортамента на протяжении не более 1,5 *м*, при чем наибольший размер ширины трещины не совпадает с сердцевинной трубкой. Наблюдается на комлевом торце в виде лучей, расположенных радиально вокруг сердцевины, не доходящих до периферии ствола.

2. Водослой,—участки древесины в свежесрубленном стволе, более сильно пропитанные водой, чем остальная часть ствола. Они находятся во внутренней части ствола; по толщине и длине ствола имеют различное распространение. Наблюдаются на поперечном разрезе в виде мокрых, а зимой—стекловидных пятен различной формы: круглых, полукруглых, лучистых, а на продольных разрезах в виде полос или также пятен. Весной пятна и полосы, влажные на ощупь, после подсыхания древесины исчезают и на их местах обычно появляются мелкие трещины. Во влажном и мерзлом состоянии пятна и полосы темнее окружающей древесины, в просохшем же состоянии могут не отличаться от нее по цвету.

3. Гниль заболонная—в торцах круглого леса в заболонной части наблюдается резко в виде кольца измененного цвета в сравнении с нормальной заболонью,

а на поверхностях пиломатериалов—в виде белых полос с хорошо заметными черными линиями или без них. Пораженная древесина почти всегда принимает белую окраску.

4. Гниль пестрая напенная—в первой стадии пораженная у растущих деревьев часть древесины принимает сперва лиловатую и вскоре вслед за тем желтую окраску и наблюдается в виде хорошо заметных сердцевинных пятен на торцах круглого сортамента в виде продольных полос описанных цветов на поверхностях пиломатериалов. У сортаментов, выделанных из стволов деревьев, находившихся в более поздней стадии поражения, описанные пятна и продольные полосы имеют бурую или красно-бурую окраску, на фоне к-рой наблюдаются на торцах беловатые пятнышки, а на продольных разрезах такие же продолговатые пятнышки с черными полосками в центре их. В конечной стадии гниения у растущих деревьев в месте пятнышек образуются пустоты и древесина становится ячеистой, что хорошо видно на торцах сортаментов и на поверхностях пиломатериалов, выделанных из стволов таких деревьев. Гниль внутренняя, идущая от корня вверх по стволу, но у сосны и кедра обычно не поднимающаяся выше 2 м, а на других породах и особенно у ели и пихты поднимающаяся и значительно выше, причиняется грибом «фомес аннозус», образующим на корнях и корневой шейке зараженных деревьев многолетние большие плодовые тела, распространяющиеся по их поверхности и имеющие приподнятые края; верхняя поверхность коричневая, нижняя беловатая с мелкими круглыми порами.

5. Гриб домовый белый—в начальной стадии заражения на поверхности древесины появляется грибница в виде белоснежного пуха. Древесина, покрытая грибницей, по мере ее развития становится бурой. Затем в древесине образуются трещины в продольном и поперечном направлениях. Развитие грибницы, помимо пышного разрастания ее пухообразных масс, сопровождается образованием под ними чисто белых волокнистых, сравнительно мягких круглых шнуров. В конечной стадии гниения древесина распадается на призматические сухие отдельности, легко растирающиеся между пальцами в порошок.

Гниль поражает заготовленную древесину, сортаменты, деревянные части построек и т. д.; причиняется грибом «пориа вапарария» и близкими к нему видами, образующими распростертые по поверхности в свежем состоянии мягкие белые или светло-желтые плодовые тела с большими угловатыми порами.

6. Гриб домовый настоящий—в начальной стадии заражения на поверхности древесины появляется грибница в виде ватообразных скоплений, обычно выделяющих капли желтоватой жидкости. В начале эти скопления имеют белый цвет, но вслед затем на них появляются нежно-розовые тона и неправильной формы пятна канареечно-желтого цвета. Под скоплениями образуются шнуры, белые или кремовато-серые, плоские, деревянистые. Впоследствии пышность грибницы опадает и она превращается в пленку серо-пепельного цвета с серебристо-шелковистыми отблесками, особенно заметными со стороны, прилегающей к древесине. По мере развития грибницы пораженная древесина становится бурой, затем в ней появляются трещины в продольном и поперечном направлениях. В конечной стадии гниения древесина распадается на призматические отдельности, легко растирающиеся между пальцами в порошок.

Гниль поражает заготовленную древесину, сортаменты, деревянные части построек и т. д.; вызывается грибом «мерулиус лакриманс» и близкими к нему видами, дающими на гнилой древесине плоские плодовые тела коричневого цвета различных очертаний, покрытые сверху сеткой выпуклых жилок и легко отделяющиеся от древесины.

7. Двойная заболонь,—наличие в ядровой части древесины нескольких годичных слоев, по свойству и по цвету похожих на заболонь. Наблюдается на торцах в виде одной или нескольких концентрически светлых полос, захватывающих несколько годичных слоев, расположенных среди более темной древесины. На продольных разрезах наблюдаются такие же светлые продольные полосы.

8. Засмолок,—поверхностное механическое повреждение дерева, при к-ром прилегающая древесина обильно пропитывается смолой.

9. Короед,—поверхностные повреждения древесины, причиняемые жучками, короедами и лубоедами, и их личинками, развивающимися под корой; наблюдается на боковой поверхности ствола в виде неглубоких извилистых бороздок.

10. Косослой,—неправильность в строении древесины, выражающаяся в отклонении волокон от вертикали и в направлении их по винтовой линии; определяется по косым трещинам на боковой поверхности сортамента или по направлению волокон древесины.

11. Краснина,—частичное изменение окраски древесины, представляющее собой результат деятельности проникших в нее во время роста дерева гифов тех видов грибов, к-рые обычно не продолжают своей деятельности в срубленной и обработанной древесине; наблюдается на торцах в виде ненормально окрашенных пятен различных форм и на продольных разрезах как в виде пятен, так и в виде продольных полос, при чем в местах ненормальной окраски структура древесины остается по внешнему виду неизменной по сравнению со структурой окружающей здоровой древесины, твердость же древесины в этих местах оказывается несколько пониженной.

12. Крень,—ненормальное утолщение летней части годовых слоев на одной стороне дерева по сравнению с противоположной стороной, сопровождающееся их уширением; почти всегда соединяется с эксцентричностью сердцевины и часто с кривизной ствола. Уплотненная часть отличается от нормальной большей твердостью и наклонностью

к короблению. В круглом лесе наблюдается на торцах, а в пиломатериалах кроме того и на боковых поверхностях.

13. К р и в и з н а,—искривление ствола на большем или меньшем протяжении по его длине в одном или в нескольких местах; если искривление направлено выпуклостью в одну сторону, то кривизна называется односторонней, если же искривления направлены в разные стороны, то кривизна называется разносторонней. Как односторонняя, так и разносторонняя кривизна может находиться в одной плоскости или в разных плоскостях.

14. М е т и к,—широкие внутренние продольные трещины, направленные от центра к поверхности ствола и постепенно суживающиеся, при чем по длине ствола эти трещины идут вверх от комля, нередко до живых сучьев, тоже постепенно суживаясь. Наблюдается на торцах, особенно на комлевом, в виде одной или нескольких трещин, начинающихся от сердцевины или пересекающих сердцевину и направляющихся к периферии ствола, но до нее не доходящих, при чем наибольшая ширина трещины совпадает с сердцевиной.

Если трещина идет по стволу, оставаясь в одной вертикальной плоскости, то метик называется согласным; если же она идет винтообразно, то метик называется несогласным.

Если на торце имеется только одна трещина или две, расположенных по одному диаметру, то метик называется простым; если трещины расположены под углом друг к другу, то метик называется крестовым; если таких трещин много, то метик называется звездчатым или лучистым.

Т. о., различают следующие метики: простой согласный, простой несогласный, крестовый согласный, крестовый несогласный, звездчатый согласный и звездчатый несогласный.

15. М о р о з о б о и н а,—наружные продольные трещины, более широкие на периферии ствола и постепенно суживающиеся по направлению к центру его; по длине могут распространяться на значительную часть ствола, по глубине могут проникать через всю заболонь и часть ядра. Наблюдается на поверхности ствола либо в виде открытых трещин со вздутиями по краям от разрастания древесины и коры, либо в виде образуемых валиками из разросшихся древесины и коры гребней, прикрывающих трещину.

16. О т л у п,—внутренняя трещина, идущая по годичному слою и распространяющаяся по длине сортамента на большем или меньшем протяжении; наблюдается в круглых сортаментах, чаще на комлевом торце, редко на верхнем, в виде дугообразных трещин или луночек, не заполненных смолой, составляющих большую или меньшую часть окружности, иногда полную окружность. В первом случае отлуп называется частичным, в последнем—кольцевым.

В пиломатериалах наблюдается на торцах также в виде луночек, а на боковых поверхностях в виде продольных трещин или же в виде продольных желобчатых углублений.

17. П а с ы н о к,—толстый сук, образующий очень малый угол с осью ствола и пронизывающий его на большом протяжении, представляющий собой большей частью отставшую в росте вторую вершину; наблюдается на боковой поверхности ствола или сортамента в виде вытянутого овала, образуемого косвенным сечением пасынка при его стесывании или распиле, а в пиленых сортаментах также и в виде полосы.

18. П о ж а р н а я п о д с у ш и н а,—поверхностное повреждение пожаром растущего дерева, при к-ром отмирает и иногда отпадает опаленная огнем часть коры и засыхает находившаяся под ней древесина на нек-рую глубину от поверхности; наблюдается с одной стороны на поверхности круглого сортамента в комлевой части, а также на обзолах необрезных досок в виде участка омертвевшей шей, отличающейся по цвету от нормальной древесины.

19. П р и р о с т ь,—омертвевшая древесина или кора, заросшая полностью или частично в стволе дерева. Прирость бывает закрытой, когда омертвевшие древесина или кора обрастают сомкнутыми слоями живой древесины, в противном случае она является открытой (сухобокость). Живые слои не срастаются с мертвыми и между ними остается щель.

Закрытая прирость наблюдается на торце в виде отлуповидной трещины со включением отмершей древесины или древесины и коры, от к-рой иногда отходит радиальная щель по направлению к периферии сортамента, а в пиленых сортаментах—также и на поверхности в виде продольных трещин с омертвевшим краем, иногда со включением коры.

Открытая прирость наблюдается на боковой поверхности сортамента в виде более или менее широкой продольной борозды или ложбины, дно к-рой состоит из мертвой древесины с остатками коры или без них.

20. Р о й к а,—наружные продольные углубления в комлевой части ствола; наблюдаются на комлевом торце, к-рый получает вместо округлого очертания волнообразное, а на боковой поверхности сортамента в комлевой его части—в виде продольных борозд.

21. С б е ж и с т о с т ь,—постепенное уменьшение толщины круглого сортамента на всем его протяжении от комля к вершине, превышающее обычно допустимый сбег.

22. С в и л е в а т о с т ь,—неправильность в строении древесины, выражающаяся в волнообразном (струйчатость) или путаном расположении древесных волокон; может распространяться или по всему сортаменту, или ограничиваться отдельными его участками.

23. С е р я н к а. У заготовленных сортаментов узнается по очень сильной засмоленности древесины у мест поражения и по неправильности внешних годичных колец на торце круглого леса и по неправильности и искривленности годичных слоев на поверх-

ности пиломатериалов. У растущих деревьев и на не окоренном круглом лесе наблюдается в виде отдельных участков ствола с односторонне отмершей, не отвалившейся и сильно засмоленной корой, часто издали заметной, как большое черное пятно на дереве; при этом вся древесина около места поражения сильно пропитывается смолой. Сопровождается резким утолщением ствола с неповрежденной стороны.

У растущего дерева в начале поражения узнается по плодовым телам, выступающим группами на коре, имеющим вид белых пузырей, разрывающихся на верхушке, и с ярко-оранжевым порошком спор внутри; причиняется грибом «перидермиум пини».

24. Синева,—ненормальная серо-синеватая окраска древесины, не сопровождающаяся сколько-нибудь существенными изменениями механических и физических свойств пораженной древесины. Синевой поражается обычно лес в срубленном виде, а также сухостойный, растущий же—лишь на поврежденных местах. Синева в круглых сортаментах развивается по преимуществу в заболонной части древесины, но при благоприятных условиях может проникать по сердцевинным лучам и в ядровую часть.

Изменение окраски древесины вызывается поселяющимися на ней грибами, главным образом из группы «цератостомелла пилифера».

Синева в досках, проникающая в глубину не более 2 *мм*, называется поверхностной синевой. Если пятна синевы образовались в местах соприкосновения с прокладками, то синева называется «прокладной».

Кроме настоящей синевы часто встречаются розовая, желтая, оранжевая и др. окраски. Все эти типы окрасок вызываются плесневыми грибками и обычно не вызывают понижения качества древесины.

25. Ситовина,—болезненное изменение древесины, являющееся следствием деятельности поселившихся в ней грибов нек-рых видов, сопровождающееся изменением структуры древесины и понижением ее твердости в пораженных местах. Наблюдается на поперечных и продольных разрезах древесины в виде участков дряблой древесины ячеистого строения («ситовой»), легко деформирующейся при нажиме на нее твердого тела и обычно ненормально окрашенной.

26. Солнечные трещины. Наружные трещины, образующиеся на сортаменте при его высыхании и распространяющиеся от поверхности вглубь сортамента. Различают солнечные трещины односторонние и сквозные.

27. Сучкобокость,—поверхностное одностороннее омертвение древесины, происшедшее вследствие обдира коры во время роста дерева; наблюдается на боковой поверхности круглого сортамента, а также на обзолах необрезных досок в виде участка омертвевшей, отличающейся по цвету от нормальной, но не подвергавшейся загниванию древесины.

28. Сучок заросший,—отмерший при жизни дерева сучок, при последующем образовании тканей обросший древесиной и частично имеющий естественную связь с ней в пределах данного сортамента.

В тех случаях, когда заросшие сучки не выходят на поверхность круглого сортамента, но на наличие их указывают наплывы или местные припухлости, а при стеске таковых—местная свилеватость, то такие заросшие сучки называются также заплывными.

29. Сучок здоровый, вполне сросшийся,—сучок, не имеющий никаких признаков гнили, при чем годичные слои сучка составляют одно целое с окружающей древесиной на всем своем протяжении как по длине, так и по окружности; наблюдается на поверхности сортамента в виде участков древесины круглой или овальной формы, а в пиленых сортаментах также и в виде выклинивающихся к сердцевине полос, образуемых ответвляющимися от основной древесины самостоятельными годичными слоями.

30. Сучок ивлевый,—заросший сучок, окруженный совершенно здоровой древесиной, но сам находящийся в начальной стадии загнивания, при к-рой древесина сучка, заметно уже утратившая свою первоначальную твердость и легко поддающаяся под влиянием нажатия на нее, после разгрузки от нажатия вновь быстро восстанавливает первоначальную форму.

Древесина ивлевых сучков обычно имеет нормальную окраску.

31. Сучок роговой,—отмерший при жизни дерева сучок, при последующем образовании тканей обросший древесиной и сильно пропитавшийся смолами. Роговые сучки обычно очень тверды.

Роговые сучки могут быть заросшие или выпадающие.

32. Сучок табачный,—сучок, окруженный здоровой древесиной, но сам полностью или частично совершенно разложившийся и превратившийся в сухую темно-коричневую массу, при растирании пальцами распадающуюся в мелкий порошок.

33. Сучок черный смолевой,—заполненное темной тестообразной смолистой массой пространство в древесине, занимавшееся выгнившим впоследствии совершенно сучком.

34. Червоточина,—глубокие повреждения древесины, причиняемые насекомыми и их личинками, как-то: древесинниками, усачами, злотками и проч.; наблюдается на поверхности сортамента в виде небольших отверстий круглого или овального очертания, идущих от поверхности вглубь сортамента.

35. Широкослойность,—значительная ширина годичных слоев у хвойных пород.

2. Бревна пиловочные хвойных пород (ОСТ 608).

А. Определение. Бревнами пиловочными называются отрезки ствола дерева, очищенные от сучьев, толщиной в верхнем отрубе от 16 *см* и более, предназначенные для изготовления из них пиломатериалов.

Б. Технические условия. а) Сорта. В зависимости от качества бревна пиловочные подразделяются на три сорта: первый, второй и третий.

Бревна пиловочные 1-го и 2-го сорта д. б. заготовлены как из растущего леса. Бревна пиловочные 3-го сорта могут быть заготовлены как из растущего, так и из сухостойного леса. Бревна (всех сортов) м. б. заготовлены из повала, бурелома и поврежденного пожаром леса. Бревна пиловочные с пороками, не допускаемыми для третьего сорта, составляют брак.

Допускаемые пороки—см. стр. 145.

б) Обработка бревен. Бревна д. б. очищены от сучьев в уровень с поверхностью бревна. Концы бревна д. б. срезаны пилой, при чем в верхнем отрубе этот срез д. б. прямой (перпендикулярен к оси бревна). Зарубы и стесы в комлевой части бревна допускаются на глубину не более $^1/_{20}$ толщины бревна в комле.

Примечание. Бревна пиловочные могут быть окоренные или неокоренные, в зависимости от условий производства или от указания в заказе.

в) Припуски. Пиловочные бревна должны иметь следующий обязательный запас в длине*:

	Для бревен гужевых	Для бревен сплавных
при длине до 4 *м*	от 2 *см* до 4 *см*	от 4 *см* до 6 *см*
» » свыше 4 *м*	» 3 » » 5 »	» 6 » » 8 »

Означенный запас д. б. не менее чем в 80% общего количества бревен данной партии. Допускается 20% общего количества бревен с меньшим запасом в длине, в том числе до 5% общего количества бревен с отклонениями от установленных стандартом размеров по длине в сторону уменьшения до 5 *см* (для всех размеров длины).

В. Правила приемки. а) Общие указания и отбор проб. Порядок и способ приемки устанавливаются соглашением сторон.

Как общее правило, для определения размеров и качества бревен проверяется каждое бревно в отдельности. Допускается приемка путем отбора сдаваемой партии определенной части (пробы), размер и состав коей устанавливаются соглашением сторон.

Для определения качества бревен, заготовленных в комбинированной длине (долготе) для последующей перерезки на стандартные размеры, отбирают до 5% бревен для пробной перерезки на стандартные размеры и полученные результаты процентных соотношений сортов распространяют на все количество бревен данной партии.

б) Обмер бревен. Измерение толщины бревен производится в верхнем отрубе (в тонком конце) по среднему диам. (полусумма наибольшего и наименьшего диам.) в целых *см*, при чем доли *см* в расчет не принимаются. Кора при измерении толщины в расчет не принимается. Бревна, имеющие в верхнем отрубе сучки или утолщения, измеряются несколько отступя к комлю от места утолщения.

Зарубы и стесы, превышающие допускаемую глубину (см. п. «б» ту) в комлевой части или оказавшиеся в верхнем конце бревна, а также проушины (отверстия для приспособления при сплаве и вывозке) в размер длины не принимаются и указанные бревна переводятся в ближайший низший размер стандартной длины.

При определении объема бревен размер припусков (см. п. «в» ту), равно как и допускаемая нехватка в расчет не принимаются. Объем бревен учитывается в $м^3$.

3. Бревна строительные хвойных пород (ОСТ 609).

А. Определение. Бревнами строительными называются отрезки ствола дерева, очищенные от сучьев, толщиной в верхнем отрубе от 16 *см* и более, предназначенные для строительных целей.

Б. Технические условия. а) Сорта. В зависимости от качества бревна, длиной до 9 *м* вкл., бревна строительные подразделяются на три сорта: первый, второй и третий.

Бревна строительные длиннее 9 *м*, не предназначенные для последующей перерезки, должны соответствовать ту, установленным данным стандартом для 1-го сорта.

Бревна строительные 1-го и 2-го сорта должны быть заготовлены из растущего леса. Бревна строительные 3-го сорта м. б. заготовлены как из растущего, так и из сухостойного леса. Бревна (всех сортов) м. б. заготовлены из повала, бурелома и поврежденного пожаром леса. Бревна строительные с пороками, не допускаемые для 3-го сорта, составляют брак.

Допускаемые пороки—см. стр. 145.

4. Кругляк тонкий хвойных пород (ОСТ 610).

А. Определение. Тонким кругляком называются отрезки ствола дерева, очищенные от сучьев, толщиной в верхнем отрубе от 2 *см* до 15 *см* вкл.

---

* Припуски устанавливаются в целях получения стандартных размеров длины готового материала перед употреблением его в дело в оторцованном (опиленном с обоих концов) виде.

Б. Технические условия. а) Сорта. В зависимости от качества тонкий кругляк подразделяется на два сорта: первый и второй.

В зависимости от толщины в верхнем отрубе тонкий кругляк подразделяется на подтоварник (толщина 8—15 *см*) и жердь (толщина 2—7 *см*).

Длина подтоварника: 4 *м*; 6,5 *м*; 8,5 *м*; 9 *м*; 11 *м*; 13 *м*. Длина жерди: 4 *м*; 6,5 *м*; 8,5 *м*; 9 *м*; 11 *м*.

Тонкий кругляк 1-го сорта д. б. заготовлен из растущего леса. Тонкий кругляк 2-го сорта м. б. заготовлен как из растущего, так и из сухостойного леса. Тонкий кругляк (всех сортов) м. б. заготовлен из валежа, бурелома и поврежденного пожаром леса.

Тонкий кругляк с пороками, не допускаемыми для 2-го сорта, составляет брак.

Допускаемые пороки—см. ниже.

б) Обработка тонкого кругляка. Тонкий кругляк д. б. очищен от сучьев в уровень с поверхностью кругляка. Концы кругляка д. б. срезаны пилой и в верхнем отрубе этот срез д. б. прямой (перпендикулярен к оси кругляка).

Зарубы допускаются только в комлевой части кругляка на глубину не более $^1/_{20}$ толщины кругляка в комле. Зарубы и стесы, оказавшиеся в верхнем конце кругляка, и зарубы, превышающие допуски в комлевой части, а также проушины (отверстия для приспособления при сплаве и вывозке) в размер длины не принимаются и указанный кругляк переводится в ближайший низший размер стандартной длины.

Примечание. Тонкий кругляк м. б. в окоренном или неокоренном виде, в зависимости от условий производства или от заказа.

Тонкий кругляк м. б. как без протесов, так и протесованный с двух или трех сторон. Протес делается вдоль кругляка по его поверхности с двух противоположных или с четырех его сторон на протяжении двух третей от комля, при чем протес не должен выходить на верхний торец (в случае большей протески).

Примечание. Расстояние между протесами и плоскостями по всей длине не д. б. меньше толщины кругляка в вершине.

в) Припуски. Тонкий кругляк должен иметь след. обязательный запас в длине *:

	Для гужевого кругляка	Для сплавного кругляка
при длине от 4 *м*. до 6.5 *м*. . . .	от 2 *см* до 4 *см*	от 4 *см* до 6 *см*
» » свыше 6.5 *м*.	» 3 » » 5 »	» 5 » » 8 »

Означенный запас должен быть не менее, чем в 80% общего количества тонкого кругляка данной партии. Допускается 20% общего количества кругляка с меньшим запасом в длине, в том числе до 5% с отклонениями от установленных стандартом размеров по длине в сторону уменьшения до 5 *см* (для всех размеров длины).

В. Правила приемки—те же, что и по ОСТ 608.

Б. Допускаемые пороки бревен и кругляка.

(В перечне пороков цифры, предшествующие тексту, обозначают: первая—номер общесоюзного стандарта на круглый лесной материал, а последующие—номера сортов материала, в к-рых допускается упоминаемый порок). ОСТ 608—на бревна пиловочные, ОСТ 609—на бревна строительные и ОСТ 610—на кругляк тонкий.

608, 1, 2; 609, 1—простой согласный метик.

608, 3; 609, 2—метики: простой согласный или простой несогласный, или крестовый согласный.

609, 3—всякие метики.

610, 1, 2—метик простой согласный или простой несогласный.

608, 1, 2, 3; 609, 1, 2, 3; 610, 1, 2—ветренница.

608, 1—косослой, при к-ром отклонение волокон бревна от прямого направления составляет не более 1,5 *см* на 1 *м* длины бревна.

608, 2—то же, но не более 3 *см* на 1 *м* длины бревна.

608, 3—то же, но не более 6 *см* на 1 *м* длины бревна.

609, 1; 610, 1—то же, но не более 2 *см* на 1 *м* длины бревна.

609, 2; 610, 2—то же, но не более 4 *см* на 1 *м* длины бревна.

609, 3—косослой всякий.

608, 1; 609, 1—пожарная подсушина по высоте не более 1 *м* от комля, охватывающая не более половины окружности бревна и по глубине не более 1 *см*.

608, 2; 609, 2—то же по высоте не более 2 *м* и не глубже 2 *см*.

608, 3; 609, 3—пожарная подсушина, охватывающая не более половины окружности бревна и глубиною не более 2 *см*.

610, 1—пожарная подсушина по высоте не более 1 *м* от комля, охватывающая не более половины окружности и по глубине $^1/_{20}$ толщины в комле.

610, 2—то же по высоте не более 2 *м* от комля и по глубине не более $^1/_{10}$ толщины в комле.

608, 1; 609, 1; 610, 1—ройки глубиною не более $^1/_{20}$ толщины в комле.

* Припуски устанавливаются в целях получения стандартных размеров длины готового материала перед употреблением его в дело в оторцованном (опиленном с обоих концов) виде.

608, 2, 3; 609, 2, 3—то же всякие.
610, 2—то же глубиною не более $^1/_{10}$ толщины в комле.
608, 1—прорость в нижней трети бревна глубиною не более 2 *см*.
608, 2—прорость в нижних двух третях бревна глубиною не более 4 *см*.
608, 3; 609, 3—прорость.
609, 1—прорость в нижней трети бревна глубиною $^1/_{20}$ толщины бревна в комле.
609, 2—то же по всей длине бревна глубиною не более $^1/_{10}$ толщины бревна в верхнем отрубе.
610, 1—то же в нижней трети глубиною не более $^1/_{20}$ толщины кругляка в комле.
610, 2—то же в нижней половине глубиною не более $^1/_{10}$ толщины кругляка в комле.
608, 1; 609, 1—засмолки глубиною не более 1 *см*.
608, 2, 3; 609, 2, 3—засмолки.
610, 1—засмолки в нижней половине кругляка глубиною не более $^1/_{20}$ толщины кругляка в комле.
610, 2—то же, но не более $^1/_{10}$ толщины кругляка в комле.
608, 1; 609, 1—здоровая сухобокость в нижней половине бревна по длине не более 0,5 *м*, по поверхности не более $^1/_4$ окружности бревна и по глубине не более 1 *см*.
608, 2; 609, 2—то же по всей длине бревна глубиною не более 2 *см*.
608, 3; 609, 3—сухобокость.
610, 2—здоровая сухобокость.
608, 1—кольцевой отлуп диам. не более 25 *мм*; частичные отлупы диам. более 25 *мм*, при чем сумма длины луночек их не д. б. более $^1/_{16}$ окружности бревна, однако не длиннее 4 *см*.
608, 2—кольцевой отлуп диам. не более 40 *мм*; частичные отлупы диам. более 40 *мм*, при чем сумма длин луночек их не д. б. более $^1/_3$ окружности бревна, однако не длиннее 10 *см*. Количество бревен с частичным отлупом не д. б. более 25%.
608, 3—один кольцевой или прерывистый отлуп по одному кольцу без ограничения диаметра и кроме того до трех частичных отлупов общей длиною не более 15 *см*.
609, 1; 610, 1—кольцевой отлуп диам. не более 0,1 диаметра соответствующего торца бревна (кругляка). Частичные отлупы с общей длиною луночек не свыше 0,1 окружности бревна (кругляка).
609, 2; 610, 2—кольцевой отлуп диам. не более $^1/_3$ диаметра соответствующего торца бревна (кругляка). Частичные отлупы с общей длиною луночек не свыше $^1/_3$ окружности бревна (кругляка).
609, 3—отлупы.
608, 1; 609, 1—двойная заболонь не более $^1/_3$ диам. ядра.
608, 2, 3; 609, 2, 3—двойная заболонь.
608, 1—солнечные трещины глубиною не более $^1/_{12}$ диам. верхнего отруба *.
608, 2—то же не более $^1/_3$ диаметра верхнего отруба *.
608, 3—то же не более $^1/_2$ диаметра верхнего отруба.
609, 1—то же не более 0,2 радиуса бревна *.
609, 2—то же не более 0,4 радиуса бревна.
609, 3; 610, 2 — солнечные трещины.
610, 1—солнечные трещины шириною не более $^1/_{20}$ диам. соответствующего сечения в месте их нахождения *.
608, 3; 609, 3—морозобоина.
609, 2—здоровая морозобоина, без признаков образования гребня, длиною не более 1,5 *м*.
608, 2, 3; 609, 2, 3; 610, 2—водослой.
608, 2, 3; 609, 2, 3; 610, 2—серянка.
608, 2, 3; 609, 1, 2, 3; 610, 2—свилеватость.
608, 2, 3; 609, 2, 3; 610, 2—крень.
608, 2, 3; 609, 3; 610, 2—лубоед и короед.
609, 2—то же; количество бревен с лубоедом и короедом не должно превышать 25% числа бревен партии данного сорта.
608, 3; 609, 3—червоточина.
608, 1—поверхностная синева не бурого оттенка, глубиною не более 15 *мм*.
608, 2; 609, 1; 610, 1—синева не бурого оттенка глубиною не более $^1/_5$ радиуса соответствующего торца бревна (кругляка).
608, 3; 609, 3—синева не бурого оттенка.
609, 2; 610, 2—то же глубиною не более 0,5 радиуса соответствующего торца бревна (кругляка).
608, 2; 609, 2—твердая краснина в виде бурых пятен. Количество бревен с твердой краснины не должно превышать 10% числа бревен из партии данного сорта.
610, 2—то же, но 2%.
608, 3; 609, 3—твердая краснина.
608, 3—заболонная гниль, если толщина заболони не превышает $^1/_5$ радиуса торца верхнего отруба.

---

* Измерение глубины трещины производится на боковой поверхности бревна (кругляка) на расстоянии от торцов не менее диам. соответствующего торца с помощью металлической пластинки однообразной толщины, не превышающей 0,5 *мм* и шириною до 1,5 *см*.

609, 3—заболонная гниль. Количество бревен с заболонною гнилью не должно превышать 25% числа бревен партии данного сорта.

608, 3—ситовина в бревнах толщиною от 25 *см* и более в пределах не более 10% площади торца бревна.

608, 2—наценная гниль диам. не более 4 *см* для бревен толщиною от 25 *см* и более. Количество бревен с наценною гнилью не должно превышать 10% числа бревен партии данного сорта.

608, 3—наценная гниль не более 1/3 диам. нижнего торца для бревен толщиною в верхнем отрубе от 25 *см* и более.

609, 3—то же, но не более 1/4 диам.

608, 3—пасынок.

609, 3—пасынок, не пораженный гнилью.

608, 3; 609, 3—ивлевый, крошащийся и табачный сучки диам. не более 30 *мм*. Количество бревен с указанными сучками не должно превышать 50% числа бревен партии данного сорта.

610, 2—то же, но диам. не более 15 *мм* при 20% кругляка в партии.

608, 1—односторонняя кривизна в одной плоскости со стрелой прогиба до 0,5% длины бревна. Количество бревен с этим пороком не ограничивается.

Односторонняя кривизна в одной плоскости со стрелой прогиба от 0,5% до 1% длины бревна. Количество бревен с этим пороком не должно превышать 20% числа бревен партии данного сорта *.

608, 2—односторонняя кривизна в одной плоскости со стрелой прогиба до 1% длины бревна; количество бревен с этим пороком не ограничивается. Односторонняя кривизна в одной плоскости со стрелой прогиба от 1% до 1,5% длины бревна, толщиною от 20 *см* и более; количество бревен с этим пороком не должно превышать 10% числа бревен партии данного сорта *.

608, 3—односторонняя кривизна в одной плоскости со стрелой прогиба не свыше 2% длины бревна. Двусторонняя кривизна в одной плоскости со стрелой каждого прогиба не свыше 1% длины бревна*.

609, 1—односторонняя кривизна в одной плоскости со стрелой прогиба вкл. до 1,5% длины бревна. Односторонняя кривизна в одной плоскости со стрелой прогиба свыше 0,5% до 1% длины бревна для бревен длиною до 7 *м* вкл. в количестве, не превышающем 20% числа бревен партии данного сорта *.

609, 2; 610, 2—односторонняя кривизна в одной плоскости со стрелой прогиба до 1% длины бревна.

609, 3—то же, но до 2% длины бревна *.

610, 1—односторонняя кривизна в одной плоскости со стрелой прогиба не свыше 1% длины для кругляка длиною до 7 *м*, не свыше 0,75% длины для кругляка длиною от 7 до 9 *м* и не свыше 0,5% длины для кругляка длиною от 9 *м* и более *.

608, 1, 2; 609, 1, 2—здоровые сросшиеся с древесиной сучки диам. до 20 *мм* не учитываются. Здоровые сросшиеся с древесиной сучки диам. более 20 *мм* допускаются в соответствии с нижеследующими данными:

I-й сорт	2-й сорт
а) Для бревен диам. до 20 *см* допускаются три сучка диам. от 20 *мм* до 40 *мм* на 1 *м* длины бревна в среднем. Сучки диам. от 30 *мм* до 40 *мм* допускаются только в верхней трети бревна.	а) Для бревен диам. до 20 *см* допускаются четыре сучка диам. от 20 *мм* до 50 *мм* на 1 *м* длины бревна в среднем.
б) Для бревен диам. от 20 *см* и более допускаются три сучка диам. от 20 до 60 *мм* на 1 *м* длины бревна в среднем. Сучки диаметром от 50 до 60 *мм* допускаются только в верхней трети бревна.	б) Для бревен диам. от 20 *см* и более допускаются четыре сучка диам. от 20 *мм* до 70 *мм* на 1 *м* длины бревна в среднем.

Для бревен еловых, пихтовых и кедровых размер допускаемых сучков, в том числе и не учитываемых, снижается на 5 *мм* по сравнению с установленными данными.

в) Черные засмоленные твердые сучки и роговые сучки допускаются диам. не более 10 *мм*.	в) Черные засмоленные твердые сучки и роговые сучки допускаются диам. не более 25 *мм*.

Заплывные сучки, характеризуемые бугорчатой поверхностью бревна, обнаруживаемые стеской бугорков в уровень с поверхностью бревна, учитываются в качественном и количественном отношении и в отношении размеров согласно данным, установленным выше для сучков **.

608, 3; 609, 3—количество и размер здоровых сучков не учитываются; черные засмоленные твердые сучки и роговые сучки допускаются.

---

*При определении стрелы прогиба у закомелистых бревен часть бревна на протяжении 1 *м* от нижнего торца в расчет не принимается.

** Обмер сучков производится по среднему диам. (полусумма наибольшего и наименьшего диам.).

610, 1—здоровые сросшиеся с древесиной сучки допускаются без ограничения количества размером не более 1/4 диам. кругляка по сечению его в месте нахождения сучка. Черные засмоленные твердые сучки и роговые сучки допускаются диам. не более 10 *мм* *1.

610, 2—число и размеры здоровых сучков не учитываются. Черные засмоленные и роговые сучки допускаются диаметром не более 16 *мм* *1.

608, 1; 2; 609, 1, 2—ширина слоя на втором пятке сантиметров от центра бревна в среднем не должна превышать для 1-го сорта 4 *мм*, для 2-го—5 *мм*.

608, 3; 609, 3; 610, 1, 2—ширина слоев не учитывается.

608, 1, 2, 3; 609, 3—сбежистость не ограничивается.

609, 1, 2—сбежистость не должна превышать для 1-го сорта 1 *см* и для 2-го—1,5 *см* на 1 *м* длины.

610, 1, 2—сбежистость не должна превышать для 1-го сорта 1 *см* и для 2-го—1,25 *см* на 1 *м* длины кругляка. Сбежистость первого метра от комля не учитывается.

608, 1, 2—не допускается одновременное присутствие косослоя и метика или косослоя и ветренницы.

608, 3; 609, 3—не допускаются одновременно: а) два вида допускаемой гнили; б) червоточина при наличии одного из видов допускаемой гнили; в) кольцевой отлуп диам. более 50 *мм* при наличии червоточины или заболонной гнили.

6. Пиленые материалы.

Извлечение из временных общесоюзных ТУ. Союзлеса на пиломатериалы хвойных пород внутреннего потребления СССР *2.

I. Определение. Пиленый лесной материал хвойных пород представляет собой доски и бруски, получаемые при продольной распиловке бревен тех же пород, удовлетворяющие настоящим ТУ.

II. Классификация. 1. В зависимости от толщины доски подразделяются на: а) тонкие, толщиной менее 35 *мм*, и б) толстые, толщиной от 35 *мм* и более.

2. В зависимости от степени обреза пиломатериал подразделяется на: а) чистообрезной материал, с правильным прямоугольным сечением по всей длине сортамента; б) материал с тупым обзолом, у к-рого на одной или на обеих боковых сторонах имеется обзол (округлая поверхность, оставшаяся от бревна), но с прорезом острого края, что при соединении таких досок кромками дает с одной стороны сплошную ровную поверхность; в) материал с острым обзолом, у к-рого на одной или на обеих боковых сторонах имеется обзол, выходящий острым краем, т. е. без обреза, что при складывании таких досок кромками дает просветы; г) необрезной материал, имеющий сплошь не опиленные боковые стороны.

3. В зависимости от целевого назначения пиломатериал по качеству древесины распределяется на: а) отборный материал, подразделяющийся на два сорта: 1-й сорт (марка △) и 2-й сорт (марка △△), и б) обыкновенный материал, подразделяющийся на пять сортов: 3-й сорт (марка 1), 4-й (марка 2), 5-й (марка 3), 6-й (марка 4) и 7-й—брак (марка 5).

III. Технические условия. 1. Качество. Древесина материала должна быть здоровая и соответствовать по качеству древесине растущего леса.

Примечание. Допускается материал, изготовленный из повала, бурелома и горелого леса, если древесина его по качеству отвечает требованиям настоящих ТУ.

Допускаются следующие пороки.

А. В материале 7-го сорта (брак, марка 5) допускаются все пороки, не нарушающие общей целости сортамента, без ограничения, за исключением сквозной мягкой гнили. Односторонняя мягкая гниль допускается.

Примечание. В перечне пороков римские цифры, стоящие впереди текста, обозначают номер сорта от 1-го до 6-го, к к-рому относится текст. Пороки обозначаются в тексте сокращенно первой буквой своего названия.

Отсутствие указания на номер сорта означает, что в данном сорте упомянутый порок не допускается.

1. Сухостой. V, VI. Допускается.

2. Сердцевинная трубка. I. В досках толщиной от 30 *мм* и более, если с. т. не выходит на пласть доски, а также с. т., плотно сросшаяся, без трещины и отлупа, выходящая на внутреннюю пласть доски и расположенная посредине ее поверхности до половины длины сортамента. II. В досках толщиной от 30 *мм* и более, если с. т. не выходит на пласть доски, а также с. т., плотно сросшаяся, без метика или отлупа, выходящая на внутреннюю пласть доски с выходом в оба торца сортамента. III. В до-

*1 Обмер сучков производится по среднему диам. (полусумма наибольшего и наименьшего диам.).

*2 Означенные технические условия распространяются на размеры пиломатериалов в пределах ОСТ 93; утверждены правлением Союзлеса, подлежат обязательному введению с 1 октября 1930 г. и действуют до установления стандарта.

сках толщиной от 30 *мм* и более, если с. т. не выходит на пласть доски, а также с. т. с легкой отслойкой, выходящая на внутреннюю пласть доски с выходом в оба торца сортамента. IV — VI. В досках всех размеров толщины допускается, если с. т. не входит на пласть доски, а также с. т. с отслойкой, выходящая на внутреннюю пласть доски с выходом в оба торца сортамента.

3. Косослой. I, II. При отклонении волокон от прямого направления не более 5 *см* на 1 *п. м* длины материала. III, IV. При отклонении волокон от прямого направления не более 8 *см* на 1 *п. м* длины материала.

4. Прорость. IV. Односторонняя п. длиной до 20 *см* и глубиной не более $^1/_2$ толщины материала. V. Односторонняя п. длиной до 50 *см* и глубиной не более $^1/_2$ толщины материала. VI. Всякие п. без ограничения размеров.

5. Серянка. I. В досках всех размеров толщины с. размером 3 *мм* × 40 *мм* в количестве не более 1 шт. на 2 *п. м* длины, но не более 3 шт. на каждой пласти без выхода в кромки и торцы. II. В толстом материале с., размером до 3 *мм* × 75 *мм*, а в тонком материале, размером до 3 *мм* × 50 *мм*,—в количестве не более 1 шт. на 2 *п. м* длины на каждой пласти, но без выхода в кромки и торцы. III. В толстом материале с., размером до 3 *мм* × 75 *мм*, а в тонком материале, размером до 3 *мм* × 50 *мм*— в количестве не более 1 шт. в среднем на 1 *п. м* длины на каждой пласти, но без выхода в кромки и торцы. IV — VI. В материале всех размеров толщины с. на каждой пласти с выходом в кромки и торцы без ограничения размеров и количества.

6. Засмолок. II. В виде полоски или пятна на пласти или кромке. III—IV. Допускается.

7. Сухобочина. IV. На кромках не более $^1/_4$ общей длины сортамента. V, VI. Допускается.

8. Метик и ветренница. II. В материале всех размеров толщины в виде узкой щели и без отслоек на внутренней пласти на протяжении до $^1/_4$ длины сортамента. В материале толстых размеров в виде сквозной трещины длиной до 0,5 *м*, но без выхода в кромку и торец. Допускаются и на одной из кромок с перерывами до $^1/_4$ длины сортамента с выходом на наружную пласть и в один торец. III. В материале всех размеров толщины на внутренней пласти на протяжении до $^1/_3$ длины сортамента. В остальном—как для 2-го сорта. IV. В материале всех размеров толщины на внутренней пласти на протяжении до $^1/_2$ длины сортамента. В остальном — как для 2-го сорта. V, VI. Всякие метики, не угрожающие целости доски.

9. Отлупы. II. В материале всех размеров толщин о., не входящие на пласти и кромки, с общей длиной луночек не более $^1/_{10}$ ширины сортамента. III. Как для 2-го сорта, но при $^1/_5$ ширины сортамента. IV. В материале всех размеров толщины о., выходящие на пласти и кромки, с общей длиной луночек не более $^1/_4$ ширины сортамента. V, VI. В материале всех размеров толщины всякие о., не угрожающие целости доски.

10. Солнечные трещины. I, II. Единичные поверхностные т. в виде узкой щели на пласти длиной до 0,5 *м*, а также торцовые т., в том числе и сквозные, если они не длиннее ширины доски и не более 20 *см*. III. Поверхностные т. на пласти длиной до 1 *м*, но не длиннее $^1/_4$ длины сортамента, а также торцовые т., в том числе и сквозные, длиной не более 30 *см*. В тонком материале допускаются сквозные т. на пласти длиной не более 30 *см*. IV. Сквозные т. на пласти, а также торцовые, в том числе и сквозные длиной до 0,5 *м*. Поверхностные т., не выходящие на торец, допускаются без ограничения длины. V, VI. Без ограничения количества и размеров.

11. Морозобоина. IV. Выходящая небольшой трещиной в кромках и в одном конце. V, VI. Допускается.

12. Водослой. IV—VI. Допускается.

13. Свилеватость. V—VI. Допускается.

14. Эксцентричность. IV—VI. Допускается.

15. Червоточина. V—VI. Редкая и несквозная.

16. Синева. I, II. Легкая, налетная малыми пятнами. III—VI. Допускается без ограничения.

17. Твердая темнина (твердая краснина). IV. Темнина полосой, легкая и вполне твердая, без признаков гнили. V. Темнина вполне твердая без признаков гнили. VI. Твердая темнина без явного загнивания.

18. Ситовина. V. Односторонняя на протяжении не более $^1/_6$ длины. VI. Двухсторонняя на протяжении не более $^1/_6$ длины сортамента.

19. Гниль мягкая. I—VI. Не допускается.

20. Сучки здоровые, вполне сросшиеся. I. В тонком материале на каждой пласти допускаются с., расположенные в средней части пласти доски, размером до 20 *мм* в количестве не более одного с. в среднем на 1 *п. м* длины материала. В кромках досок тонких размеров с. не допускается. В толстом материале на каждой пласти допускаются с., расположенные в средней части пласти доски, размером до 25 *мм* в количестве не более одного с. в среднем на 1 *п. м* длины материала. На кромках досок толстых размеров допускаются с. размером до 10 *мм* и в количестве не более одного в среднем на 1 *п. м* длины кромки. В толстом материале при длине досок от 4 *м* и более допускается один с., размером до 15 *мм* с выходом в один из торцов.

II. В тонком материале допускаются с., расположенные по всей пласти, размером до 25 *мм* в количестве в среднем не более двух шт. на наружной пласти и трех шт. на внутренней пласти на 1 *п. м* длины материала, в том числе и пасынки. На кромках допускаются с. размером до 20 *мм* в количестве не более одного на 2 *п. м* длины кромки.

В толстом материале допускаются с., расположенные по всей пласти, размером до 30 *мм* в количестве в среднем не более двух шт. на наружной пласти и трех шт. на внутренней пласти на 1 *п. м* длины материала, в том числе лапчатый и пасынки. На кромках досок толстых размеров допускаются с. размером до 30 *мм* в количестве не более одного в среднем на 2 *п. м* длины кромки. В толстом материале допускаются с. в торцах размером до 30 *мм* в количестве не более одного на каждом торце.

III. В тонком материале допускаются с., расположенные по всей пласти, размером до 40 *мм* в количестве в среднем не более трех шт. на наружной пласти и четырех шт. на внутренней пласти на 1 *п. м* длины материала, в том числе с. лапчатые, пасынки и вросшие с корой. На кромках допускаются с. размером до 30 *мм* в количестве не более одного в среднем на 1,5 *п. м* длины кромки.

В толстом материале допускаются с., расположенные по всей пласти, размером до 55 *мм* в количестве в среднем не более трех шт. на наружной пласти и четырех шт. на внутренней пласти на 1 *п. м* длины материала, в том числе с. лапчатые, пасынки и вросшие с корой. На кромках допускаются размером до 30 *мм* в количестве не более одного в среднем на 1,5 *м* длины кромки. В толстом материале допускаются с. в торцах размером до 30 *мм*.

IV. В тонком материале на каждой пласти допускаются с., расположенные по всей пласти, размером до 45 *мм*, а на кромках—размером до 30 *мм* без ограничения количества.

В толстом материале на каждой пласти допускаются с., расположенные по всей пласти, размером до 55 *мм*, а на кромках—размером до 55 *мм* без ограничения количества. В толстом материале допускаются с. в торцах размером до 50 *мм*.

V, VI. В материале всех размеров толщины на каждой пласти допускаются с., расположенные по всей пласти, а также и на кромках и в торцах, без ограничения размеров и количества.

I—IV. Примечания. 1. Для лиственницы, ели и пихты размер допускаемых с. снижается на 5 *мм* по сравнению с нормами, установленными в сортах. 2. Более мелкие с., с диам. до $^1/_3$ максимального допустимого, при отсутствии более крупных допускаются соответственно в двойном количестве. I. Не учитываются с., расположенные на пластях размером до 10 *мм*. II, III. Не учитываются с., расположенные на пластях, размером до 10 *мм*. II—III. Не учитываются с., расположенные на пластях, размером до 15 *мм*, а расположенные на кромках—размером до 10 *мм*.

21. Пасынок. II. III. Если проникает вглубь до $^1/_3$ толщины доски с выходом и одну кромку. IV. Допускается с выходом на обе стороны кромки. V, VI. Допускается без ограничения.

22. Сучки лапчатые. II. В материале всех размеров толщины только на внутренней пласти с выходом в одну кромку; если они проникают вглубь до $^1/_3$ толщины доски, — в количестве не более одного на 1,5 *м* длины материала. III. Как для 2-го сорта, но в количестве не более двух шт. с одной стороны кромки. IV. Как для 3-го сорта, но с выходом на обе стороны кромки. V, VI. Допускаются в материале всех размеров толщины на наружной и внутренней пластях с выходом на обе стороны кромки без ограничения количества.

23. Сучки, вросшие с корой, черные и роговые. III. Допускаются на обеих пластях и на кромках размером до 20 *мм*. IV—VI. Допускаются на обеих пластях и на кромках размером до 30 *мм*.

24. Сучки кривые, крапивные и табачные, а также отверстия от выпавших сучков. V. Допускаются на обеих пластях и на кромках размером до 20 *мм* в количестве не более одного на 2 *п. м* длины доски. V, VI. Допускаются на обеих пластях и на кромках размером до 30 *мм* без ограничения количества.

В отношении обреза основные требования заключаются в следующем.

1. Тупой обзол в чистообрезном материале 1-го, 2-го и 3-го сортов всех размеров толщины допускается для 1-го сорта на протяжении не более $^1/_6$ длины доски, расположенной на одной кромке в верхней части доски, и глубиной не более $^1/_4$ толщины доски; для 2-го сорта—на протяжении не более $^1/_4$ длины доски, расположенной на одной кромке или в сумме на обеих кромках на любом месте, и глубиной не более $^1/_3$ толщины доски; для 3-го сорта—на протяжении не более $^1/_3$ длины доски, расположенной на одной кромке или в сумме на обеих кромках на любом месте и глубиною не более $^1/_3$ толщины доски; для 4-го сорта—на протяжении не более $^1/_2$ длины доски, расположенной на каждой кромке, или более половины длины на одной кромке и глубиною не более $^1/_2$ толщины доски.

Примечание. Для 1-го—4-го сортов в чистообрезном материале общее количество досок с тупым обзолом не должно превышать 25% общего количества материала данного сорта; излишки последовательно переходят в низший сорт.

Для 5-го и 6-го сортов допускается тупой обзол на протяжении более $^1/_2$ длины доски, расположенный на обеих кромках, и глубиной более $^1/_3$ толщины доски.

2. Острый обзол допускается в 5-м и 6-м сортах только в тонком материале на протяжении не более $^1/_3$ длины доски, расположенный на одной кромке или в сумме на обеих сторонах кромки.

Примечания. 1. В материале с острым обзолом нехватка в ширине досок не должна превышать $^1/_{10}$ нормальной ширины в месте обреза и протяжением

более $^1/_4$ длины каждой доски. 2. Разница в ширине между нижней и верхней пластями доски, считая пропил без обзолов, должна составлять не более 50%, при чем ширина пропила на наружной пласти не должна быть менее 25 *мм*.

3. Влажность. Влажность древесины должна соответствовать состоянию воздушной сухости. При большой влажности пиломатериалы должны иметь припуски на усушку. В случаях разногласий в оценке степени влажности материала определение влажности производится лабораторным путем лишь в части сдаваемой партии, вызвавшей разногласия. Лабораторное определение процента влажности всей сдаваемой партии материала производится только в том случае, если это предусмотрено договором.

Для изготовления проб приемщиком отбирается по три доски от каждого сорта оспариваемой части партии, за исключением брака. От каждой из отобранных досок отпиливается образец на расстоянии не менее 0,5 *мм* от конца доски и не ближе 5 *мм* от боковых поверхностей.

Влажность древесины определяется по ф-ле:

$$K = \frac{A-B}{B} \cdot 100,$$

где K—влажность образца (в процентах), A—вес древесины до высушивания, B—вес древесины, высушенной до постоянного веса при темп-ре 95—105° С.

4. Правила обмера и допускаемые отклонения.

а) Обмер по длине материала производится по ОСТ 93 или в оговоренной мере, при чем при измерении в метрах доли менее 0,5 *м*, а при измерении в футах доли менее целого фута в расчет не принимаются. Отклонения в длине допускаются: при длине досок от 2 *м* до 4 *м* ±3 *см*, а при длине 4 *м* и более ±5 *см*.

Примечание. Количество укороченных досок не должно превышать 15% общего количества поставляемой партии материала.

б) Ширина обрезных досок определяется по фактическому измерению в целых сантиметрах, при чем доли менее 1 *см* в расчет не принимаются.

Примечание. Ширина материала с тупым или острым обзолом определяется по широкой стороне доски в месте обреза.

в) Ширина необрезного пиломатериала определяется по ОСТ 93. Измерение толщины производится по ОСТ 93, при чем доли менее разности размеров толщины ближайших ступеней в расчет не принимаются.

Примечания. 1. Обмер ширины и толщины строганых пиломатериалов производится до обработки, при чем в договоре должно быть указано, из каких размеров пиломатериала производится острожка по установленному профилю. 2. Допускаемые отклонения, а также припуски на усушку при определении кубатуры в расчет не принимаются.

г) Обмер сучков производится по среднему диаметру (полусумма наибольшего и наименьшего диаметров).

д) Объем материалов учитывается в $м^3$.

Примечание. Если материал, заготовленный на экспорт, выпускается на внутренний рынок, обмер его производится в заготовленных мерах с переводом объема в $м^3$.

7. Гонт (извлечение из ту НКПС—217 ТУ 26)

1. Гонт должен быть выделан из сухого осинового леса ручным или механическим способом. Трещины, суки, синева в гонте не допускаются (§ 1).

2. Длина гонта должна быть согласно указанию заказа, ширина 90—110 *мм*, толщина заднего ребра не менее 17 *мм* и не более 22 *мм*, толщина переднего ребра не более 3 *мм*. Гонт не должен иметь косины (§ 2).

8. Дрань штукатурная (извлечение из ТУ НКПС—218 ТУ 26).

1. Дрань выделывается из здорового сухого соснового несмолистого леса. Трещины, сучки и синева не допускаются (§ 1).

2. Длина драни должна быть не менее 2 *м*, ширина—не менее 20 *мм*, толщина—не менее 3 *мм* (§ 2).

3. Дрань поставляется в снопах, по 200 шт. в каждом. Снопы перевязываются в трех местах настолько плотно, чтобы нельзя было вытянуть из него дрань (§ 3).

§ 8. Трубы деревянные.

Деревянные трубы вырабатываются двух типов: 1) непрерывные клепочные трубы, состоящие из отдельных клепок и обручей-бандажей, и 2) звеновые трубы, состоящие из готовых звеньев труб с обмоткой из железной оцинкованной проволоки. Первые изготовляются внутренним диаметром от 350 до 2 000 *мм* и выше, а при давлении не свыше 10 atm.—диам. от 100 до 500 *мм*.

Деревянные трубы могут применяться взамен железных и чугунных для водопроводов, канализации, нефтепроводов и в химической промышленности. Срок службы считается для некреозотированных непрерывных труб 40—60 лет, для звеновых—25—40 лет.

Достоинствами труб являются: малая теплопроводность (глубина укладки на 10—20% менее, чем для металлических труб, при горячей воде не нужна изоляция), стойкость по отношению к химическим воздействиям и действию электрических токов от высоковольтных электропередач, хорошая пропускная способность (незначительность нарастания на стенках сравнительно с металлическими трубами и отсутствие ржавчины).

Извлечение из временных технических условий на клепочные деревянные трубы.

Так как дерево в состоянии насыщения водой противостоит гнилостным процессам, употребление деревянных труб предпочтительнее в случаях заполнения водою полного сечения трубы с минимальным давлением в 6 *м* вод. столба. Как правило, деревянные трубы должны быть всегда наполнены водой. Участки водопроводов, выключаемые из сети за временной их ненадобностью, должны иметь на концах задвижки для возможного оставления этих участков заполненными водой, при чем не должны оставаться в таком виде долгое время без пополнения их водою. Все деревянные трубопроводы надлежит иметь на специальном учете под наблюдением за их состоянием и утечкой ответственного лица, для каковой цели должны иметься точные исполнительные планы укладки трубопроводов.

Особое внимание должно быть обращено на состояние стыковых соединений с фасонными частями, для чего должны иметься в надлежащих местах в достаточном количестве смотровые колодцы, а также иметься необходимые приспособления для испытания труб.

Трубы, предназначенные для работы неполным сечением, без давления, и трубы канализационные должны изготовляться из клепки, пропитанной каким-либо антисептиком, не выщелачиваемым водой.

Внешний вид. Деревянные трубы изготовляются двух видов: 1) трубы, вырабатываемые на заводе в виде отдельных готовых для укладки звеньев, скрепленных обмотанной снаружи в виде спирали проволокой и называемые «звеновыми»; они вырабатываются диам. 100—500 *мм*; 2) трубы, к-рые собираются на месте укладки из отдельных клепок, скрепляемых бандажами. Торцовые стыки этих клепок размещаются вразбивку по длине трубы с тем, чтобы расстояние между концами соседних клепок было не меньше 0,50 *м*, вследствие чего получается одна непрерывная труба. Такие трубы называются непрерывными и делаются диаметром от 350 *мм* и выше до нескольких *м* (за границей—до 5 000 *мм*) с интервалами—до 500 *мм* через 50 *мм*, а выше—через 100 *мм*.

1) Звеновые трубы изготовляются из деревянных клепок, к-рые собираются на заводе в отдельные звенья, обматываются спирально проволокой на специальном станке с достаточным натяжением. Концы труб обрабатываются надлежащим способом, на фрезерном станке для возможности соединения отдельных звеньев труб между собою. Трубы покрываются снаружи смесью битумных веществ. Доски для изготовления клепок по качеству древесины и своей форме должны отвечать специальным ТУ.

2) Клепка труб должна быть гладко выстругана со всех сторон и обработана соответственно с диаметром трубы. Допускается недострожка верхней грани клепки, если она идет не глубже, чем на $^1/_8$ толщины клепки и на длину не более 2 *м*.

Кромки клепки звеновых труб д. б. снабжены гребнем и пазом для соединения их в шпунт. Форма шпунта может быть треугольная, полукруглая, трапецеидальная и др.

3) Клепка труб должна иметь не больше 12% влажности по отношению к сухому лесу.

4) Соединение труб между собою осуществляется: а) с помощью вставки одного конца трубы в другой, для чего концы труб обрабатываются, образуя на одном конце втулку, а на другом раструб; б) с помощью деревянных муфт, как разъемных, допускающих подтяжку, так и постоянных; в) с помощью металлических муфт и г) с помощью железных бандажей, надетых на концы труб, соединенных по указанному в п. «а» способу.

5) Концы труб должны быть равномерно и гладко обточены, при чем обточенные концы не должны иметь никаких повреждений и плотно входить друг в друга или плотно соприкасаться с муфтой.

6) Соединение, указанное в § 4 п. «а», допускается для давления не выше 4 атм. Для труб с давлением выше 4 атм. надлежит применять один из способов, указанных в § 4 п.п. «б», «в» или «г».

7) Звеновые трубы изготовляются внутр. диам. 75, 100, 125, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500 с допуском в ту или иную сторону ±5 *мм*.

8) Трубы сдаются с *п. м* при чем длина отдельного звена не может быть меньше 1,5 *м*.

11) Нормальное давление для звеновых деревянных труб—не свыше 4 atm. Трубы более высоких напоров, но не выше 10 atm., могут изготовляться лишь по особому заказу.

12) Наименьшее давление, для которого могут изготовляться трубы, д. б. не меньше 5 *м* водяного столба. Для труб, работающих не полным сечением, нужно применять пропитку труб каким-либо антисептиком, не выщелачиваемым водой.

13) Шаг спирали проволочной обмотки определяется в зависимости от расчетного давления, при чем должны учитываться силы разбухания дерева. Допускаемое напря-

жение в проволоке берется 1200 *кг/см²*. Напряжение мокрого дерева на смятие поперек волокон допускается не больше 50 *кг/см²*.

14) Проволока должна наматываться на концах трубы прилегающими друг к другу витками в количестве не менее трех витков, после чего намотка идет спиралью.

15) Закрепление проволоки на концах труб осуществляется путем забивки скобами из оцинкованной проволоки, при чем острия скобок не должны проходить в клепку более чем на $^2/_3$ толщины ее; допускается укрепление проволоки с помощью специальных штампованных закрепов; такое же закрепление при соблюдении условий п. 14 применяется при окончании бухты проволоки в средине обматываемой трубы.

16) Допускается сварка концов проволоки при непременной последующей оцинковке сваренного места.

17) Проволока для обмотки должна употребляться железная и как правило, оцинкованная, номера калибра по Стубусу—10, 9, 8, 7, 6 и 5, т. е. диам. 3,4; 3,8; 4,2; 4,6; 5,0 и 5,5 *мм*, с временным сопротивлением разрыву не менее 4 000 *кг/см²* при удлинении в 20% и отвечать специальным техническим условиям.

18) Трубы должны быть покрыты смесью битумных веществ, а затем обкатаны в песке, опилках или в каких-либо волокнистых веществах.

Допускается покрытие не всей наружной поверхности трубы, а одной лишь обмоточной проволоки каким-либо прочным эластичным лаком или предохранение проволоки путем покрытия ее просмоленным джутом или другим соответствующим материалом, с последующей осмолкой всего уложенного трубопровода на месте работ.

19—22) Наружное покрытие трубы или проволоки смесью битумных веществ не должно сплывать с трубы или проволоки при температуре воздуха до 50° С; должно быть эластичным и не обиваться при легких ударах молотком при температуре воздуха ниже 4° С; не должно прилипать к окружающим предметам; покрытие труб не должно растворяться в воде нормальной температуры.

Непрерывные трубы. 1. Для непрерывных труб на заводе изготовляются лишь отдельные части. Самая труба собирается на месте работ.

2. Клепка для непрерывных труб изготовляется таким же образом, как и для звеновых труб. При этом снабжение клепки продольным шпунтом для этих труб не обязательно.

3. Клепка труб может быть разной длины, но не короче 1,5 *м*.

4. При изготовлении клепки допускается недострожка верхней кромки клепки, идущая не глубже, чем на $^1/_3$ толщины клепки, и на протяжении не больше 3 *м*.

5. Язычки для соединения клепок с торцов делаются из дерева какой-либо твердой породы, а также железные, стальные или ковкого чугуна системы «Кельзей».

6. Язычки по ширине должны быть на $1^1/_2$—2 *мм* шире клепки.

7. Соединительные язычки должны иметь правильную прямоугольную форму, иметь одинаковую для всех строго определенную длину и ширину, быть одинаковыми по толщине, а в случае изготовления их из дерева должны быть гладко выстроганы.

8. Железные язычки должны быть оцинкованы или освинцованы.

9. Прорезы на торцах клепки должны быть тщательно и аккуратно выполнены. Они должны быть расположены в нижней половине толщины клепки, считая за низ сторону, обращенную к центру трубы, на строго определенном расстоянии от внутренней поверхности трубы, так, чтобы все прорези в разных клепках приходились строго одна против другой. Не допускаются прорези разной глубины в клепках, предназначенных для одной и той же трубы. Не допускается косое расположение прорезов. Не допускается расположение прорезов на разной высоте торца клепки.

10. При сборке труб не допускается расположение стыков двух соседних клепок ближе, чем на 0,5 *м* друг от друга по длине клепки.

11. Бандажи должны делаться из круглого железа с врем. сопр. разрыву 4 000 *кг/см²*, при удлинении 20%; диам. бандажного железа применяется: 9 *мм*, 13 *мм*, 16 *мм*, 19 *мм*, 22 *мм*, 25 *мм*.

12. Все бандажи до установки их на трубу должны быть покрыты асфальтовым лаком или суриком на масле.

13. Шаг бандажей должен определяться, учитывая внутреннее давление и усилия разбухания дерева. Допускаемое напряжение железа на растяжение—1200 *кг/см²*.

14. При расчете на смятие мокрого дерева поперек волокон допускаемое напряжение принимается не более 50 *кг/см²*. За ширину площади смятия дерева под круглым бандажом принимается ширина, равная радиусу бандажа.

15. Нарезка на концах бандажей д. б. исполнена тщательно и аккуратно; гайка должна вполне соответствовать резьбе.

16. Для труб диам. до 1300 *мм* включ. должны употребляться ординарные бандажи; для труб больших диам.—двойные.

17. Бандажи д. б. правильно выгнуты по кругу, соответствующему диам. трубы. Никакие выпучины и углы не допускаются.

18. Башмаки для соединения бандажей могут употребляться как железные штампованные, так и чугунные из ковкого или серого чугуна. Размеры башмаков должны отвечать условиям прочности, а также иметь достаточную площадь соприкосновения с поверхностью трубы во избежание смятия дерева клепок.

19. Башмаки должны изготовляться по специальным утвержденным чертежам.

20. Башмаки д. б. окрашены суриком на масле или покрыты асфальтовым лаком.

21. При укладке непрерывных деревянных труб в землю они должны осмаливаться,

Химические свойства. Деревянные трубы обладают некоторой стойкостью по отношению к химическим воздействиям, что позволяет применять их для проводки химических растворов, как напр., минеральных и органических кислот, солей и щелочей (крепостью от 5 до 10°).

Амортизация. В случаях благоприятных условий грунта (тяжелые глинистые грунты, а также отсутствие кислот и щелочей) при хорошем качестве материала труб и надлежащей эксплоатации трубопроводов долговечность службы деревянных труб, работающих под напором, можно принять для звеновых труб до 25 лет и для непрерывных труб, идущих поверху, до 40 лет.

Транспортировка и хранение. Трубы и клепки, изготовленные на заводе и привезенные на склады или на место укладки, должны храниться так, чтобы они не подвергались атмосферным неблагоприятным влияниям и особенно—непосредственному действию солнечных лучей. Во всяком случае во избежание усушки и коробления дерева их надлежит хранить в крытых помещениях, обеспеченных от нагревания и сквозняков. Трубы в штабелях и при перевозке их в вагонах и на подводах не должны укладываться непосредственно друг на друга или на землю; под трубы и между трубами должны быть проложены прокладки—так, чтобы асфальтировка труб не приставала к земле или к соседним трубам.

Трасса. Продольный профиль и план укладки труб должны иметь наименьшее число поворотов, изгибов, закруглений.

Напорные линии и длинные разводящие трубопроводы должны быть разделены смотровыми колодцами на участки длиною не более 300 *м*.

Укладка деревянных водопроводных труб в местах или вблизи мест, подозрительных по проникновению в трубы сточных вод из жилищ, фабрик и пр., не допускается.

Укладка деревянных труб в солончаковых грунтах допускается только после практического выяснения и принятия мер, обеспечивающих при данных условиях от порчи асфальтировки и обмотки.

Укладка деревянных труб в земле под зданиями капитального характера (как-то: водоемными, водоподъемными, паровозными, каменными, пассажирскими) не допускается. Вводы в означенные здания должны производиться металлическими трубами, выступающими по крайней мере на 5 *м* за фундамент здания.

Пропуск деревянных труб через баки, резервуары и проч. и присоединение их к этим сооружениям производятся при посредстве металлических частей.

Укладка деревянных труб. а) Звеновые трубы. Закапывание трубы. 1. В сухих грунтах трубы кладутся непосредственно на дно котлована, к-рое должно быть тщательно спланировано.

Особое внимание должно быть обращено на трамбование засыпаемой земли, к-рое должно производиться с таким расчетом, чтобы труба в конечном итоге получила возможно более равномерное внешнее давление, при чем трамбование с боков трубы до $^3/_4$ ее высоты должно производиться слоями не больше 10 *см* с обязательной утрамбовкой с обеих сторон трубы одновременно.

2. В грунтах, не допускающих трамбования (напр., песках) легкое простукивание засыпаемых грунтов трамбовками может быть полезно для создания равномерного уплотнения грунта вокруг трубы и получения более равномерного давления на внешние стенки трубы.

3. Трубы, укладываемые открыто на поверхности земли, кладутся на поперечные подкладки, располагаемые под стыками звеньев (обязательно) и на пролете звеньев, с расстояниями не более 3 *м* друг от друга. (Чем больше диаметр трубы, тем чаще должны быть подкладки). Независимо от этого подкладка должна быть положена под каждое звено, если длина звеньев меньше 3 *м*, и в непосредственной близости к стыкам.

Деревянные подкладки осмаливаются за два раза: один раз—до укладки в нее трубы, второй раз—после укладки. Желательна прокладка толя в месте соприкосновения трубы с подкладкою.

Просвет между низом трубы и поверхностью земли д. б. не менее 100—150 *мм*.

Цены на деревянные трубы на 1932 г.: звеновые 8 р. 50 к., непрерывные 7 р. 81 к. за условный *п. м* трубы внутр. диам. 200 *мм* для напора в 4 atm. Для др. диам. (в *мм*) и напоров (в atm.) цены получаются умножением вышеуказанных на коэф-ты *k* по таблице на стр. 155.

Приемка труб. Приемка труб производится или на заводе, или на месте работ в котловане.

Приемка звеновых труб на заводе производится след. образом.

1. Приемщик в присутствии представителей сдатчика осматривает предъявленную к приемке партию, осматривает качество древесины, обмотку и асфальтировку и подписывает совместно с представителями сдатчика типовой акт, куда заносятся все данные приемки и замеченные дефекты предъявленной партии.

3. Приемка звеновых труб, уложенных в котлован, производится гидравлическим испытанием. Трубопровод в течение 7—8 дней замокает под пониженным давлением, не свыше 3—5 *м* водяного столба, в течение следующих 2—3 дней давление повышается и наконец на 11-й день может быть доведено до предусматриваемого договором давления.

Утечка из трубопровода в течение 24 часов не должна превышать 6 000 *л* на 1 *дцм* диаметра на 1 atm. давления и на 1 *км* протяжения (проф. Н. И. Гениев, Курс водоснабжения).

D	H	k	D	H	k	D	H	k	D	H	
Звеновые трубы				1	0,81		1	1,45		1	2,70
	1	0,54		2	0,82		2	1,46		2	2,73
	2	0,55		3	0,83		3	1,47	500	3	2,76
	3	0,56		4	0,84		4	1,48		4	2,78
	4	0,57	150	5	0,85	300	5	1,49		5	2,80
	5	0,58		6	0,86		6	1,51		6	2,87
75	6	0,59		7	0,87		7	1,52			
	7	0,60		8	0,88		8	1,58	Клепка для непрерывных труб		
	8	0,61		9	0,89		9	1,68			
	9	0,62		10	0,92		10	1,70			
	10	0,63		1	0,97		1	1,61	350	. .	1,28
				2	0,98		2	1,62	400	. .	1,44
	1	0,61		3	0,99		3	1,63	450	. .	1,66
	2	0,62		4	1,00		4	1,65	500	. .	1,77
	3	0,63	200	5	1,08	350	5	1,67	600	. .	2,13
	4	0,64		6	1,10		6	1,69	700	. .	2,40
100	5	0,65		7	1,11		7	1,74	800	. .	2,64
	6	0,66		8	1,16		8	1,78	900	. .	2,95
	7	0,67		9	1,20				1 000	. .	3,18
	8	0,68		10	1,24		1	2,12	1 100	. .	3,95
	9	0,69					2	2,14	1 200	. .	4,98
	10	0,70		1	1,14		3	2,16	1 300	. .	5,54
				2	1,15	400	4	2,17	1 400	. .	6,24
	1	0,67		3	1,16		5	2,19	1 500	. .	6,85
	2	0,68		4	1,17		6	2,21	1 600	. .	8,45
	3	0,69	250	5	1,18		7	2,23	1 700	. .	8,90
	4	0,70		6	1,19				1 800	. .	9,15
125	5	0,71		7	1,20		1	2,46	1 900	. .	9,60
	6	0,72		8	1,30	450	2	2,48	2 000	. .	10,18
	7	0,73		9	1,35		3	2,51	2 500	. .	12,48
	8	0,75		10	1,40		4	2,55	3 000	. .	14,72
	9	0,79					5	2,57	4 000	. .	24,83
	10	0,83					6	2,61			

4. В случаях, если сдаваемый участок трубопровода не выдержал испытания, сдатчику предоставляется право участок отремонтировать и устранить все дефекты, выявившиеся при сдаче, после чего производится следующее испытание.

5. Приемка непрерывных труб производится так же, как звеновых.

6. Уложенный в землю трубопровод независимо от того, будет он засыпан землею или нет, должен оставаться заполненным водою под давлением не ниже 7 *м* водяного столба впредь до пуска его в эксплоатацию.

Краски и замазки.

§ 1. Стандарты и технические условия на олифу, краски и лаки (извлечение).

1. Олифа конопляная (малярная, осветленная). ОСТ 2331. Олифой конопляной (малярной) осветленной называется продукт, получаемый варкой с сикативами чистого, предварительно отбеленного, конопляного масла.

Технические условия. а) Цвет—от желтого до коричневого или темно-вишневого.

б) Олифа, будучи нанесена тонким ровным слоем на стеклянную пластинку, должна после высыхания в течение 9 час. при темп-ре 20° С дать такую пленку, при легком прикосновении к к-рой не должно получаться отлипа и следов от пальца на поверхности; посыпанный сухой порошок ликоподия должен свободно сдуваться с ее поверхности. Образовавшаяся через 24 часа при темп-ре 20° С пленка должна быть прозрачна, блестяща и эластична и не должна давать отпечатка при надавливании на нее пальцем или полоской плотно прижатой фильтровальной бумаги.

в) Будучи растерта с цинковыми или химически чистыми свинцовыми белилами в соотношении 1 : 5, олифа может придавать им только слабо желтоватый оттенок.

г) После отстаивания пробы олифы в течение 24 час. при т-ре 20° С или, в холодное время, при предварительном нагревании ее до 150° С и последующем охлаждении до 20° С олифа должна быть прозрачной. Получающийся при этом отстой не должен превышать 2% взятого объема пробы.

д) Удельный вес при 15° С—0,938—0,945. е) Рефракция при 25° С—83°—92°. ж) Вязкость по Энглеру при 20° С—9°—14°. з) Иодное число—не менее 135. и) Кислотное число—не более 8. к) Число омыления—не менее 185. л) Содержание неомыляемых веществ—не более 2,5%. м) Содержание гарпиуса—не более 3%. Содержание золы (считая на окись металла) не более 0,8%.

Упаковка. Олифа поставляется в чистых и сухих цистернах с плотно закрытыми люками, в бочках из дубовой, буковой или осиновой клепки с железными обручами или в железных барабанах.

Бочки должны быть хорошо эмалированы; эмалировка должна быть тщательно высушена. Пробки должны быть забиты жестью.

Правила приемки. а) Отбор проб. 1. От каждой партии олифы в 16 *т* отбирают среднюю пробу в 1,5 *кг*. Отбор проб производится на месте отправки. 2. При отборе проб из цистерн пробы берут из верхней, средней и нижней части каждой цистерны непосредственно после налива олифы. 3. При отборе проб из бочек или барабанов приемщик отбирает пробу из каждой десятой бочки, предварительно размешивая ее содержимое катанием бочки взад и вперед. 4. Отобранные пробы тщательно смешивают и разливают в три чистые и сухие стеклянные банки, вместимостью в 500 *г* олифы каждая. Банки должны быть снабжены пригнанными пробками.

2. Белила свинцовые сухие. ОСТ 380. Белила свинцовые сухие представляют собой белый порошок, состоящий из основного углекислого свинца.

Технические условия. а) Окиси свинца (PbO) 83,5%—87%. б) Углекислоты не более 12,5%. в) Не растворимого в азотной кислоте остатка не более 0,3%. г) Металлического свинца не более 0,2%. д) Воды не более 2,5%. е) Уксуснокислого свинца не более 0,8%. ж) Реакция—нейтральная.

Примечание. Кроющая способность свинцовых белил будет дана дополнительно в стандарте тертой краски.

Упаковка и маркировка. Свинцовые белила должны быть упакованы в чистые деревянные бочки, вмещающие 100 *кг* или 200 *кг* белил нетто и выложенные внутри оберточной бумагой; на каждой бочке должна быть следующая надпись: наименование завода, название краски, заводский номер бочки, вес нетто и брутто и ОСТ 380.

Правила приемки. а) Отбор проб. 1. Для приготовления проб отбирают по указанию приемщика не менее 10% общего количества бочек, подлежащих сдаче, но не менее трех бочек при малых партиях. 2. Из каждой отобранной бочки берут пробу щупом, проходящим в центре до ¾ глубины бочки, для чего в днище бочки просверливают соответствующих размеров отверстие. 3. Полученные пробы соединяют вместе, тщательно перемешивают и распределяют наже лезном листе или на гладкой деревянной поверхности ровным слоем, примерно в 1 *см* толщиной, в виде прямоугольника. Прямоугольник делят чертами на 20—30 равных квадратов и из каждого квадрата отбирают ложкой равные количества краски для получения средней пробы весом около 1200 *г*. 4. Отобранную т. о. пробу тщательно перемешивают и раскладывают в три чистые и сухие банки с притертыми пробками; на каждой банке должна быть надпись, указывающая наименование завода, название краски, номер партии, место и дату отбора пробы.

3. Белила цинковые сухие. ОСТ 633. Цинковые белила представляют собой минеральную краску белого цвета, состоящую из окиси цинка и получаемую или непосредственно из цинковых руд или из металлического цинка. Цинковые белила вырабатываются двух сортов—«00» и «0».

Технические условия указаны в нижеследующей таблице.

Технические условия для цинковых белил.

Физико-химические данные	Сорт 00	Сорт 0
	(в процентах)	
Цвет белил	Белый. Оттенок устанавливается при заказе белил по образцу.	
Содержание окиси цинка	99	99
Потерн при прокаливании не более	0,6	0,8
Остатка, не растворимого в смеси аммиака, хлористого аммония и углекислого аммония, не более	0,15	0,25
Соединений свинца, в пересчете на окись свинца (PbO), не более	0,25	0,25
Солей серной кислоты, в пересчете на серный ангидрид (SO_3), не более	0,2	0,2
Объемное число не менее	325	225

При просеивании цинковых белил сквозь металлическое сито с 4 900 отверстий на 1 $см^2$ остаток на сите не должен превышать 5%. Остаток этот должен быть однородным и полностью проходить сквозь металлическое сито с 1 200 отверстий на 1 $см^2$.

Упаковка и маркировка. а) Цинковые белила должны быть упакованы в бочки из клееной фанеры емкостью в 60 *кг* белил; бочки выкладывают внутри оберточной бумагой. б) На дне бочки должна быть след. надпись: наименование треста и завода, название и сорт краски, вес нетто, ОСТ 633 и сургучная печать: красная для сорта «00» и зеленая для сорта «0». в) Внутрь каждой бочки кладут контрольный листок, на к-ром обозначают наименование завода, сорт и вес белил, время упаковки и номер упаковщика.

4. Литопон сухой. ОСТ 634. Литопон сухой—минеральная краска белого цвета, состоящая из смеси сернокислого бария и сернистого цинка, с последующим прокаливанием без доступа воздуха.

Вырабатываются три сорта краски; условное обозначение сортов: «Белая печать», «Красная печать» и «Зеленая печать».

Технические условия приведены в нижеследующей таблице.

Технические условия для сухого литопона.

Состав	Белая печать	Красная печать	Зеленая печать
	(в процентах)		
Сернистого цинка не менее	20	29	32
Сернокислого бария не более	71	68	65
Окиси цинка не более	2	2	2
Влаги не более	0,5	0,5	0,5
Железа (в пересчете на окись) не более	0,1	0,1	0,1
Хлора (Cl) не более	0,2	0,2	0,2
Кремнекислоты (SiO_2) не более	0,2	0,2	0,2
Кадмия и свинца	Отсутствие		

При просеивании литопона сквозь металлическое сито с 3 200 отверстий на 1 *см*² остаток на сите не должен превышать 5% веса пробы. Остаток должен быть однородным и проходить целиком сквозь металлическое сито с 1 200 отверстий на 1 *см*².

Примечания. 1. Кроющая способность литопона будет дана дополнительно в стандарте тертой краски. 2. В литопоне для резиновой промышленности содержание влаги не должно превышать 0,2%, но при этом допускается содержание окиси цинка не более 2,2%. 3. Отбор проб для определения влажности происходит на месте производства литопона.

Упаковка и маркировка. Литопон упаковывают в деревянные бочки, вмещающие примерно 100 или 200 *кг* нетто и выложенные внутри оберточной бумагой; на каждой бочке должно быть указано: наименование завода, название и сорт краски, заводский номер бочки, вес нетто и брутто и ОСТ 634.

5. Сурик свинцовый. ОСТ 476. Определение. Сурик свинцовый представляет собой минеральную краску в виде порошка яркого красно-оранжевого цвета, содержащую гл. о. красную окись свинца (Pb_3O_4).

Технические условия. По содержанию красной окиси свинца (определяемой по перекиси свинца), входящей в состав сурика, различают два сорта сурика: сурик № 1 и сурик № 2.

Физико-химические свойства	Сурик № 1	Сурик № 2
	(в процентах)	
Окиси и перекиси свинца в сумме, считая на сухое вещество, не менее	99	98
Перекиси свинца не менее	26	20
Остатка, не растворимого в азотной и щавелевой кислотах, не более	0,2	0,2
Влаги гигроскопической не более	2	2
Органических красителей	Отсутствие	

При просеивании свинцового сурика сквозь металлическое сито с 3 200 отверстий на 1 *см*² остаток на сите не должен превышать 5% веса пробы. Остаток должен быть однородным и полностью проходить сквозь металлическое сито в 1 200 отверстий на 1 *см*².

Упаковка и маркировка. Сурик упаковывают в чистые деревянные бочки, вмещающие 50 *кг*, 100 *кг* или 150 *кг* нетто и выложенные внутри оберточной бумагой.

На каждой бочке должна быть след. надпись: наименование завода, название и сорт краски, заводский номер бочки, вес нетто и брутто и ОСТ 476.

6. Глет свинцовый. ОСТ 475. Глет свинцовый представляет собой порошок, состоящий гл. о. из окиси свинца.

Технические условия. По содержанию окиси свинца различают два сорта глета: глет № 1 и глет № 2.

Физико-химические свойства	Глет № 1	Глет № 2
	(в процентах)	
Окиси свинца не менее	99	95
Металлического свинца не более	0,1	5
Перекиси свинца (двуокиси) не более	0,3	Не устанавлив.
Остатка нерастворимого в азотной и щавелевой кислотах не более	0,4	0,5

При просеивании свинцового глета сквозь металлическое сито с 2 400 отверстий на 1 *см*² остаток на сите не должен превышать 5% веса пробы.

Остаток должен быть однородным и полностью проходить сквозь металлическое сито с 1 200 отверстий на 1 *см*².

Упаковка и маркировка. Глет свинцовый упаковывают в чистые деревянные бочки, вмещающие 100 *кг* или 150 *кг* нетто и выложенные внутри оберточной бумагой.

На каждой бочке должна быть след. надпись: название и сорт краски, наименование завода, заводский номер бочки, вес нетто и брутто и ОСТ 475.

7. Охра сухая. ОСТ 229. Охра сухая—естественная минеральная краска в виде порошка желтого цвета различных оттенков, состоящая из глины и окиси железа.

Технические условия. а) Окиси железа не менее 12%. б) Потерь при прокаливании не более 10%. в) Солей кальция, в пересчете на окись кальция, не более 2%. г) Влаги не более 8%. д) Остатка, нерастворимого в соляной кислоте (уд. вес 1,1), не более 75%. е) Реакция нейтральная. ж) При просеивании охры через металлическое сито с 3 200 отверстий на 1 *см*² остаток на сите не должен превышать 5% веса пробы. Остаток этот должен быть однородным и проходить целиком через металлическое сито с 1 200 отверстий на 1 *см*². з) Оттенок охры устанавливается соглашением сторон.

Примечание. Кроющая способность охры будет дана дополнительно, в стандарте тертой краски.

Упаковка и маркировка. Охра сухая должна быть упакована в деревянные бочки, вмещающие до 200 *кг* нетто, или в мешки. На каждой бочке или мешке должна быть след. надпись: название краски, наименование завода, вес нетто и брутто и ОСТ 229.

8. Сурик железный сухой природный. ОСТ 230. Сурик железный природный сухой — естественная минеральная краска в виде порошка кирпично-красного цвета различных оттенков, получаемая из естественных руд.

Технические условия. а) Окиси железа (Fe_2O_3) не менее 75%. б) Гигроскопической влаги не более 3%. в) Реакция нейтральная. г) Сурик не должен содержать след. примесей: 1) растворимых солей железа (допускаются следы, не более 0,0001%; 2) сернистых солей; 3) мела; 4) магнитного железняка. д) Остаток от основного состава сурика—окиси железа—должен состоять из минеральных веществ, нерастворимых в соляной кислоте (уд. в. 1,1), кроме гипса, содержание к-рого допускается не свыше 1%. е) При просеивании сурика сквозь металлическое сито с 3 200 отверстий на 1 *см*² остаток на сите не должен превышать 5% веса пробы. Остаток должен быть однородным и проходить целиком сквозь металлическое сито с 1 200 отверстий на 1 *см*². ж) Оттенок сурика устанавливается соглашением сторон.

Примечание. Кроющая способность сурика будет дана дополнительно в стандарте тертой краски.

Упаковка и маркировка. Сурик сухой должен быть упакован в деревянные бочки, вмещающие примерно 100 *кг* или 200 *кг* нетто и выложенные внутри оберточной бумагой; на каждой бочке должна быть след. надпись: название краски, наименование завода, заводский номер бочки, вес нетто и брутто и ОСТ 230.

9. Медянка сухая. ОСТ 348. Медянкой сухой называется искусственная минеральная краска, состав к-рой приблизительно выражается ф-лой:

$$Cu(C_2H_3O_2)_2 \cdot Cu(OH)_2 \cdot 5H_2O.$$

Технические условия. а) По внешнему виду медянка представляет собой порошок или куски различной величины голубовато-зеленого цвета; иногда имеет форму цилиндрической головы. б) Окиси меди (CuO) 40%—44%. в) Уксусной кислоты в пересчете на уксусный ангидрид $(CH_3CO)_2O$ 26%—29%. г) Воды (конституционной, кристаллизационной и гигроскопической) не более 31%. д) Нерастворимого в углекислом аммонии остатка не более 3%. е) Сернокислых солей, в пересчете на SO_3, не более 0,2%.

Примечание. Кроющая способность медянки будет дана дополнительно, в стандарте тертой краски.

Упаковка и маркировка. Медянка должна быть упакована в новые деревянные бочки с железными обручами, вмещающие 50 *кг* или 100 *кг* медянки нетто; на бочке должна быть след. надпись: название краски, наименование завода, заводский номер бочки, вес нетто и брутто и ОСТ 348.

10. Лазурь малярная сухая. ОСТ 474. Лазурь малярная сухая представляет собой искусственную минеральную краску синего цвета в порошке или в кусках. По своему химическому составу она примерно отвечает химической ф-ле: $Fe_{11}[Fe(CN)_6]_2$.

Классификация. Различают два вида лазури: 1) лазурь цельная, т. е. без посторонних примесей, и 2) лазурь сортовая, состоящая из лазури цельной и минеральных примесей нейтрального характера в виде тяжелого шпата, легкого шпата и глинозема.

Лазурь сортовая делится на два сорта: № 1 и № 2.

Примечание. Приведенные в классификации названия сортов лазури заменяют применявшиеся ранее названия, а именно: «лазурь цельная» вместо «парижская лазурь», «Милори»; «лазурь сортовая» вместо «берлинская лазурь».

Технические условия приведены в нижеследующей табл.

Технические условия для малярной сухой лазури.

Физико-химические свойства	Лазурь цельная	Лазурь сортовая	
		№ 1	№ 2
1. Цвет	Темно-синий; в кусках — с отблеском металлической меди; излом куска раковистый.		
2. Действие 2 N соляной кислоты	Лазурь не должна менять цвета и окрашивать кислоты.		
3. Действие 2 N едкого натра	Лазурь разлагается с выпадением красно-бурого осадка. Раствор щелочи окрашивается в желтый цвет.		
4. Реакция	Нейтральная		
5. Цианистого железа $Fe(CN)_6$	60—73%	30—36,5%	15—18%
6. Экстрарадикального железа и растворимых солей железа (Fe)	17—24%	8,5—12%	4—6%
7. Растворимых в воде солей не более	3%	3%	3%
8. Гигроскопической влаги не более	4%	4%	4%
9. Органических красителей	Отсутствие		
10. Крахмала	Отсутствие		
11. Легкого шпата, тяжелого шпата и глинозема	Отсутствие	Не более 50%	Не более 75%
12. Интенсивность лазури	В соответствии с образцом, устанавливаемым соглашением сторон.		

Примечания. 1. П. 12 является рекомендуемым. 2. При покупке оттенок лазури устанавливается соглашением сторон.

Упаковка и маркировка. В зависимости от требования потребителя лазурь упаковывают в бочки или в ящики. Вместимость бочек—примерно 50 или 100 *кг* нетто, вместимость ящиков—10 или 20 *кг* нетто. Бочки и ящики обкладывают внутри оберточной бумагой. На таре должно быть указано: наименование завода, название, вид и сорт краски, заводский номер бочки или ящика, вес брутто и нетто и ОСТ 474.

11. Природный мел (извлеч. из ОСТ 4572)—есть осадочная порода, представляющая собой белого цвета лишенный кристаллической структуры углекислый кальций ($CaCO_3$).

Различают два вида мела: комовый и порошкообразный. Порошкообразный мел в зависимости от способа его получения делится на молотый, отмученный и отвеянный.

Примечание. Отмученным мелом называется порошкообразный мел, полученный путем обработки водой. Отвеянным мелом называется порошкообразный мел, полученный путем обработки воздушным потоком. По своему химическому составу,—содержанию углекислого кальция ($CaCO_3$) и посторонних примесей,—комовый и молотый мел делится на три класса: I, II и III.

Технические условия. а) Химический состав.

Вид мела	$CaCO_3$ не менее	Остаток, нерастворимый в сол. к-те (нерастворим. и органич. вещ.) не более	Полуторные окислы не более
1. Кусковой и молотый:			
I класс	98%	1,0%	0,2%
II »	96%	1,5%	0,3%
III »	95%	2,0%	0,4%
2. Отмученный и отвеянный	98,5%	0,5%	Следы

б) Влажность. Влажность мела при отправке с заводов д. б.: для комового мела не более 11%, для молотого—не более 2%, для отмученного—не более 0,2%, для отвеянного—не более 0,5%.

Примечание. До 1 янв. 1932 г. для заводов, не имеющих никаких устройств для сушки мела (крытых площадок), влажность молотого мела устанавливается не свыше 4%.

в) Тонкость помола.

Вид мела	I сорт		II и III сорта	
	Сито с колич. отверст. в 1 *см*	Остат. на сите при сух. просеивании	Сито с колич. отверст. в 1 *см*	Остат. на сите при сух. просеивании
1. Мел молотый	625	1%	529	1%
2. Мел отмученный и отвеянный	900	1%	—	—

12. Медный купорос. ОСТ 564. Медный купорос технический представляет собой сернокислую медь, кристаллизующуюся с пятью частицами воды и могущую содержать некоторые примеси, согласно разделу «Б» настоящего стандарта.

Технические условия. Медный купорос вырабатывается двух сортов: I-й и 2-й.

Физико-химические свойства	1-й сорт	2-й сорт	Физико-химические свойства	1-й сорт	2-й сорт
	в процентах			в процентах	
а) Содержание меди (Cu) не менее	25	24,5	г) Кислотность (H_2SO_4) не более	0,25	0,5
или содержан. $CuSO_4 5H_2O$ не менее	98,2	96,2	д) Нерастворимого остатка не более	0,1	0,5
б) Железа (Fe) не более	0,06	0,4	е) Гигроскопической влаги не более	1,8	3,8
в) Мышьяка (As) не более	0,15	0,02			

Примечание. При заказах для специальных целей потребитель в праве оговаривать, по соглашению с поставщиком, величину кристаллов.

Упаковка. Медный купорос упаковывают в деревянные бочки или ящики. На каждой бочке или ящике должно быть ясно обозначено: наименование треста и завода, название и сорт продукта, вес брутто и нетто и ОСТ 564.

13. Новоль (извлеч. из ОСТ 4734).

Новоль представляет собой продукт, получаемый обработкой льняного или конопляного масла хлористой серой с последующим доовалением растворителя—лакового керосина (уайт-спирита) и сикатива. Новоль вырабатывается двух сортов, для к-рых принимаются условные обозначения: новоль № 1 и новоль № 2.

Технические условия. а) Новоль № 1 и 2 д. б. прозрачной.

б) Содержание растворителя (уайт-спирита) в весовых %—не более 30% для № 1 и 40% для № 2.

в) Содержание минеральных кислот — отсутствие.

г) Удельный вес при 20° С не ниже 0,940 для № 1 и не ниже 0,910 для № 2.

д) Вязкость по Энглеру: для № 1 при $\frac{50^\circ C}{20^\circ C}$—не ниже 8, для № 2 при $\frac{20^\circ C}{20^\circ C}$—не ниже 6.

е) Срок высыхания. Новоль обоих сортов, нанесенная на стеклянную пластинку, поставленную на рассеянном свете под углом в 45°, должна высохнуть от пыли при темп-ре 18—20° С через 8 час., а через 24 часа должна образовать блестящую эластичную и прозрачную пленку. Эта пленка при нажиме на нее в течение 5 мин. плоскодонной цилиндрической металлической гирей весом в 0,5 *кг* не должна давать отпечатка.

ж) Эластичность. Новоль, нанесенная на полоску из белой жести, должна по прошествии 5 дней образовать пленку, не растрескивающуюся при изгибе полоски на 180° на металлическом стержне диам. в 1 *мм*.

з) Темп-ра вспышки для обоих сортов новоли не ниже 36° С.

14. Масляные лаки. 512ТУ27 НКПС. § 1. Лаки, кроме подмазочных, не должны содержать заметного количества отстоя даже после продолжительного хранения. Цвет лака должен быть от светло-коричневого до темно-коричневого, за исключением специальных лаков.

§ 2. Лак должен ложиться на соответственно подготовленную лакируемую поверхность или на стекло тонким ровным и гладким слоем и при высыхании должен давать ровную блестящую поверхность. Светлые лаки №№ 17, 20, 41 и 22 должны быть настолько прозрачны, чтобы не изменять цвета колерной краски.

Примечание. При покрытии лаком стеклянной пластинки последняя ставится в наклонном положении в 45°, затем оставляется в таком положении до высыхания, при чем по высыхании рассматривается верхний слой.

§ 3. Тонкий слой лака, нанесенный на стеклянную или специально подготовленную железную пластинку, должен при темп-ре около 15° С высыхать в нижеуказанные сроки настолько, чтобы при посыпании лакированной пластинки порошком сухого ликоподия осевший порошок удалялся не только сдуванием, но и легким протиранием замшевой тряпкой.

§ 4. Лаки должны удовлетворять нижеследующим испытаниям (при темп-ре 15° С) (№№ лаков приведены согласно номенклатуре треста «Лакокраска»)*.

а) Подмазочный лак (№ 74). Срок высыхания от пыли 7 часов, через 36 часов не должно после нажима пальцем получаться отпечатка. Через 36 часов лак должен выдержать шлифовку куском пемзы. Лабораторное испытание подмазочного лака производится на подмазке такого состава: 4% воды, 8% охры, 25% тяжелого шпата, 63% мела сухого; к этой смеси добавляется половинное по весу количество испытуемого лака. Толщина слоя подмазки должна быть около 1 *мм*.

Примечание. Могут быть допускаемы и другие слои подмазки согласно указаниям фирмы-поставщика.

б) Приготовительный лак (№ 22). Срок высыхания от пыли—7 часов. Через 36 часов должен выдержать пробу шлифовки куском пемзы. Через 4 суток производится проба пленки острием перочинного ножа: проводится черта в лаке кончиком перочинного ножа, при чем должна вырезаться из пленки цельная лентообразная стружка. Хрупкая и очень ломающаяся стружка указывает на недоброкачественность лака.

в) Лак приготовительный для 2-го слоя (№ 20). Поверхность, покрытая масляным лаком, должна выдерживать действие влаги, для какового испытания пластинку с высохшим лаком (после 5 суток) опускают до половины в воду при 15° С на 1 час и после чего пластинку вынимают и высушивают и на ней не должно оставаться матовых пятен и лак не должен отслаиваться и пузыриться. При нагревании лакированной пластинки в сушильном шкафу при 60° С в течение 2 часов она не должна терять своего блеска, растрескиваться, отслаиваться и размягчаться.

---

* Классификация масляных лаков согласно ОСТ 4548 установлена иная; она рекомендуема с 1 марта 1932 г.

При изгибе лакированной пластинки на 180° лак не должен обнаруживать трещин.

Примечание. Для пробы на загиб применяется кровельное железо 7—9 фунтов. Загиб производится вокруг цилиндра с диам. в 5 *мм*.

г) Лак для наружного слоя (№ 17). Срок высыхания от пыли—12 часов. Срок полного высыхания—6 суток, после чего должен выдерживать пробу ножом на изгиб на 180°, нагреванием до 60° С и пробу водой (см. лак № 20).

д) Лак паровозный (№ 32). Срок высыхания от пыли—10 часов, полного высыхания—3 суток; должен выдерживать пробы на изгиб, пробу на нагревание до 80° С в течение 2 часов и пробу ножом к водой (см. лак № 20).

е) Лак половой (№ 48). Срок высыхания от пыли—7 часов. Полного высыхания—3 суток. Производятся пробы водой, нагреванием до 60°.

ж) Лак мебельный (№ 41) Срок высыхания от пыли—7 часов, полного высыхания—48 часов при 25° С. Производятся пробы водой, нагреванием.

з) Асфальтовый лак (№ 35). Холодной сушки для окраски частей, нагревающихся не свыше 60° С. Срок высыхания от пыли—2 часа. Полного высыхания—2 суток.

§ 5. Проба для испытания отбирается от 2% предъявленных к сдаче мест, но не менее одного места для каждого сорта лака, при чем перед отбором пробы содержимое каждого места тщательно перемешивается. Общее количество собранной пробы также тщательно перемешивается и отбирается средняя проба в 3 экземплярах, по 100 *г* каждый, в стеклянную посуду или жестянку с плотно закрывающимися пробками; 1-й экземпляр отправляется в лабораторию для испытания, 2-й остается у приемщика и 3-й—у поставщика.

15. Спиртовый лак и политура. 513ТУ25 НКПС. § 1. Лак и политура должны быть совершенно чистые и прозрачные и не должны содержать заметного количества отстоя даже при продолжительном хранении, при чем лак шеллачный и политура шеллачная могут быть мутны, как это им свойственно из-за нерастворимости шеллачного воска.

Лак представляет раствор смолы в этиловом и метиловом спиртах. Цвет лака и политуры бывает различный и оговаривается в условиях заказа.

Примечание 1. Спиртовый лак и политура употребляются для подготовки изделий под политуру и для полировки.

Спиртовый лак и политура негодны для наружных работ.

Примечание 2. Сорт лака и политуры указываются в заказе.

§ 2. Лак при правильной работе с ним должен ложиться на лакируемую поверхность ровным и гладким слоем и при высыхании должен давать сухую, твердую, блестящую поверхность без трещин, пузырей, точек, углублений и дымчатого налета.

Политура при правильной работе не должна производить «срыва».

§ 3. Тонкий слой спиртового лака и политуры, нанесенные на стеклянную или надлежаще подготовленную железную пластинку, должны вполне высохнуть в срок не более 45 минут.

16. Сикатив. 515ТУ25 НКПС. § 1. Сикатив употребляется как подмесь, способствующая высыханию красок и шпатлевки.

Сикатив представляет собою раствор марганцовых, свинцовых, кобальтовых и др. металлических, в виде линолеатов и регинатов, солей в скипидаре, бензине, бензоле и льняном масле.

§ 2. Слой сикатива, нанесенный на стеклянную или металлическую пластинку, должен высыхать в течение от 30 минут до 4 часов.

Примечание. Срок высыхания указывается в заказе. Сырое льняное масло с подмесью по весу 20% сикатива должно высыхать через 6 часов. Прибавка сикатива к сырому маслу производится перед самым употреблением масла.

§ 3. Прибавление сикатива к олифе не должно изменять его блеска, а также в смеси с краской не должен значительно менять ее цвета, за исключением нежных оттенков.

§ 2. Замазки.

1. Масляные замазки. а) Оконная замазка—получается тщательным смешиванием сухого отмученного мела с льняным маслом или олифой (8 ч. на 100 ч. мела). При льняном масле замазка твердеет медленно, при олифе—быстрее. Твердение ускоряется примесью свинцового глета, сурика, перекиси марганца, гашеной извести, цинковых и свинцовых белил.

б) Суриковая замазка и замазка из свинцового глета—состоят из этих металлических окислов и какого-нибудь высыхающего масла, напр., льняного масла (или олифы); в качестве заливной массы применяются отмученный мел, инфузорная земля, толченый кирпич, древесные опилки, песок, глина, измельченное стекло, графит и др. материалы. Для изготовления такой замазки можно, напр., замешать на льняном масле или олифе 1 ч. сурика, 1 ч. мела и 1 ч. истолченной в порошок гашеной извести до образования пластичной массы, прибавить одинаковое по весу количество гипса; месить тесто, прибавляя небольшое количество воды.

в) Замазка для водопроводных труб.—Смешать 24 ч. цемента с 8 ч. свинцовых белил и 2 ч. свинцового глета и месить на нагретом льняном масле, предварительно растворив в последнем 2—3% канифоли; употреблять немедленно.

г) Замазка для паровых труб: 12 ч. графита, 16 ч. размолотого в мелкий порошок тяжелого шпата, 16 ч. жженой извести и 6 ч. олифы.

д) Металлическая замазка. Равные части свинцовых белил, черного марганца и белой глины или 2 ч. сурика, 5 ч. свинцовых белил и 4 ч. глины месить с олифой до получения крутого теста.

2. Смоляные замазки—представляют собой смолы и подобные им вещества (канифоль, копал, бакелит, шеллак, асфальт и т. п.), расплавленные или растворенные в спирте, бензине, скипидаре и т. п. Все они водонепроницаемы, но хрупки; вязкость достигается прибавлением высыхающих масел или воска с терпентином. К плавящимся замазкам примешивают также серу, благодаря к-рой замазка становится тверже и лучше держится на металлах.

а) Замазка для железа в камне. Растопить 8 частей желтого воска, прибавить, размешивая, 24 ч. мелких железных опилок, 5 ч. графита, 2 ч. канифоли и 1 ч. сала; замазку применять в теплом состоянии.

б) Замазка для дерева на металле. Расплавить 4 ч. черного вара, прибавить 1 ч. серы и 1 ч. смеси из равных частей железных опилок и растолченного в порошок кирпича.

в) Непроницаемая для воды замазка. 7 ч. каменноугольной смолы сплавить с 1 ч. серы; замешивать сухой гашеной известью до образования густого теста, к-рое применяется в горячем состоянии.

г) Древесная замазка (для заделки щелей). Сплавить 1 ч. канифоли и 2 ч. воска, primешать 2 ч. охры.

3. Белковые и казеиновые замазки—содержат растворимый в воде альбумин (добываемый из яиц и крови), но свертывающийся при нагревании раствора, или же нерастворимый в воде казеин, к-рый превращается в сильно склеивающие растворы путем примешивания к нему едких щелочей, углещелочных солей, аммиака, жидкого стекла, буры и т. д. Нек-рые из этих замазок содержат примеси рыбьего клея и клейковины и в разбавленном виде представляют собою склеивающие вещества. От примеси гашеной извести белковые вещества превращаются в нерастворимые соединения, вследствие чего замазка быстро затвердевает. Такая замазка не сохраняется, а расходуется немедленно по изготовлении.

а) Казеиновая замазка для закрепления металла и камня. Смесь (затвердевающая довольно быстро) из казеина (творога) и 20—25% жженой извести.

Для этой же смеси применяется растолченная смесь из 10 ч. кварцевого песка, 10 ч. гашеной извести и 8 ч. казеина.

4. Минеральные замазки—содержат в качестве связующего средства гипс, цемент, растворимое стекло и проч. Для получения более плотной замазки гипс иногда замешивается не водою, а клеевыми или камедистыми растворами и т. п. Если замазываемое место не должно быть водонепроницаемым, то растворимое стекло может быть употребляемо (без других примесей), напр., для замазывания стекла, фарфора и т. п. В качестве примесей для замазок применяются истолченное стекло, асбестовый порошок, размельченный мел, мрамор и т. д. Замазки, приготовленные с размельченным мелом или мрамором, становятся через несколько часов твердыми, как камень, и весьма плотными.

а) Весьма рациональная замазка для железа получается смешиванием растворимого стекла и цинковой пыли.

Другая, быстро затвердевающая, огнеупорная замазка получается замешиванием смеси из равных частей перекиси марганца и цинковых белил в кремне-калиевой соли (калийном растворимом стекле) до образования жидкой каши.

б) Замазка для заделки щелей и трещин в металле и камне. Следует замешать 100 ч. черного марганца, 100 ч. окиси цинка, 50 ч. инфузорной земли и 15 ч. графита в кремне-натриевой или кремне-калиевой соли до образования мягкого теста.

в) Магнезиальный цемент, или цемент Сореля,—получают, растирая обожженный магнезит в мелкий порошок и замешивая его концентрированным раствором хлористого магния. Замазку можно окрашивать прибавлением минеральных красок; она затвердевает через несколько часов, как камень, и становится весьма плотной, но постепенно распадается под действием воды. Вместо раствора хлористого магния можно применять и раствор хлористого цинка, при чем однако замазка затвердевает быстрее.

г) Замазка для железа и для камня—чистый портландцемент.

5. Железные замазки—имеют главной составной частью железные опилки, к-рые замешиваются небольшим количеством воды или уксуса до получения густой каши. Вследствие ржавления железных опилок и поверхности соединяемых железных частей по истечении нескольких дней получается затвердевшая масса высокой прочности.

Составы: а) 100 ч. железных опилок, 1 ч. хлористого аммония;

б) огнеупорная и водонепроницаемая замазка: 400 *г* железных опилок, 280 *г* истолченной в порошок глины и 200 *г* огнеупорной глины замешивать соленой водой до получения густой каши;

в) железная замазка для уплотнения труб, варочных котлов, резервуаров и для исправления пороков, возникающих при отливке (раковин, трещин и т. п.): 2 ч. размельченного в порошок наштатыря, 1 ч. серного цвета замешать водой, к к-рой прибавить 1/8 уксуса или несколько капель концентрированной серной к-ты до образования густой каши. Полученную замазку, к-рую можно окрашивать графитом, вдавливать крепко между соскобленными дочиста поверхностями соединяемых частей.

Стекло.

Стекло получается сплавлением кремнезема (песка), извести и поташа; такое стекло называется калийным (бемское стекло); при замене поташа содой получается содовое стекло; оно тверже и жестче первого; замена извести свинцом дает флин-глас—высококачественное стекло для оптических приборов; кварцевое стекло, обладающее высокой огнеупорностью и кислотоупорностью, получается сплавлением горного хрусталя в электрической печи.

По способу выработки различают стекло дутое, получаемое ручным способом—путем выдувания, и стекло литое.

1. Бемское стекло различается по длине и ширине (полупериметр) на 15 разрядов (ключей), по толщине на 4 калибра и по качеству на 3 сорта. Пороки—пузырьки, цаплины, свиль и т. п.—должны отсутствовать в 1-м сорте; во 2-м сорте их может быть не более 10 шт. на 1 $м^2$ стекла, притом они не должны быть резко проявленными; в 3-м сорте пороков может быть больше и они могут быть сильнее проявлены.

Во всех сортах требуется прозрачность, отсутствие радужных цветов и розового и желто-бурого оттенков. Вес бемского стекла 2 400—2 600 $кг/м^3$.

Размеры бемского стекла.

№ ключа (разряда)	Полупериметр в *см* от	Полупериметр в *см* до	Толщина стекла в *мм* (над чертой—ручного производства, под чертой—механ.) ординарное	полуторное	двойное	тройное
1	—	65				
2	70	110				
3	115	140		2,75	3,50	
4	145	170	1,75	2,75	3,50	4,5
5	175	195	2,00			4,5
6	200	220		2,50	3,00	
7	222	235				
8	240	250		2,75	3,50	
9	255	260				
10	265	275				
11	280	290				
12	295	305		2,25	2,75	
13	310	320		2,75	3,50	
14	325	335				
15	340	345				
Допуски по толщине ±			0,12 / 0,25	0,12 / 0,25	0,25; 0,15; 0,12 / 0,25	0,25 / 0,25

2. Стекло простое оконное (извлечение из ОСТ 4738)—делится: а) по толщине—на стекло нормальной толщины и стекло утолщенное; б) по длине и ширине—на стекло основных размеров и стекло бунтовое; в) по качеству—на стекло сорта А и стекло сорта Б.

Примечание. Стекло основных размеров получается непосредственно после превращения холявы в лист, т. е. после отборки и правки холяв и обрезки неровностей кромки листа. Стекло бунтовое получается из стекла основных размеров после обреза бракованных частей и выбоин. Бунтовое стекло шириною 60 *мм* и выше называется стеклом промежуточных размеров (см. таблицу размеров).

а) Размеры и вес[*1]. 1. Стекло основных размеров[*2]—см. приводимую ниже таблицу.

[*1] Данные для веса являются ориентировочными.

[*2] По требованию стройорганизаций стекловаводы обязаны из производимых ими размеров вырезывать стекло соответственно размерам оконных переплетов, установленных в общесоюзных стандартах.

Размеры (в *мм*) и вес (в *кг*) стекла основных размеров.

Длина	Ширина	Минимальная толщина				Минимальный вес 1 м²	
		Стекло нормальной толщины		Стекло утолщенное		Стекло нормальной толщины	Стекло утолщенное
		сорт А	сорт Б	сорт А	сорт Б		
900	800	1,30	1,20	1,6	1,5	3,9	4,68
800	750	1,30	1,20			3,9	4,68
800	700	1,25	1,15			3,64	4,68
700[5]	700	1,25	1,15			3,64	4,68
700[5]	650	1,25	1,15			3,64	4,68

2. Стекло бунтовое (непромежуточных размеров). Для бунтового стекла (непромежуточных размеров) устанавливаются сл. размеры: длина—от 350 до 850 *мм*, ширина—от 300 до 600 *мм*. Размеры длины, а равно и ширины должны быть кратны 50.

Минимальная толщина стекла нормальной толщины—1,10 *мм*, утолщенного стекла—1,5 *мм*.

Примечание. Бунтовое стекло (непромежуточных размеров) не сортируется и по качеству должно быть не ниже сорта Б.

3. Размеры и вес стекла бунтового (промежуточных размеров) приведены в нижеследующей таблице.

Размеры (в *мм*) и вес (в *кг*) стекла бунтового (промежуточных размеров).

Длина	Ширина	Минимальная толщина				Миним. вес 1 м²	
		Стекло нормальной толщины		Стекло утолщенное		Стекло норм. толщ.	Стекло утолщ.
		сорт А	сорт Б	сорт А	сорт Б	(для сорта А и Б)	
900	750	1,30	1,20	1,6	1,5	3,9	4,68
900	700	1,30	1,20			3,9	4,68
900	650	1,30	1,20			3,9	4,68
850	800	1,30	1,20			3,9	4,68
850	750	1,30	1,20			3,9	4,68
850	700	1,30	1,20			3,9	4,68
800	800	1,30	1,20			3,9	4,68
800	650	1,25	1,15			3,64	4,68
750	750	1,25	1,15			3,64	4,68
750	700	1,25	1,15			3,64	4,68
750	650	1,25	1,15			3,64	4,68

4. Допускаемые отклонения для длины и ширины стекла основных размеров и стекла бунтового +3*мм* или —5 *мм*.

б) Качество стекла. 1) Стекло должно иметь ровные кромки, обрезанные под прямым углом. 2) Поверхность стекла не должна иметь заметной волнистости; неровности не должны превышать $^1/_{600}$ длины листа. 3) Стекло должно быть прозрачно и бесцветно, без загара. Допускаемые оттенки: светло зеленый и светло-голубой. Не допускаются оттенки розовый и желто-бурый. 4) Стекло должно быть хорошо отожжено. 5) Клинообразность (разность в толщине кромки стекла) допускается в сорте А не более 0,4 *мм*, в сорте Б и бунтовом—не более 0,7 *мм*. 6) Допускаемые пороки. В сорте А пузыри максимальных размеров 20 × 5 *мм* в количестве не более 8 шт. на 1 *м*², мелкий поджар, площадью не более $^1/_5$ листа, цаплины, мелкая видимая, но неощутимая свиль, мелкий шлир. Общее количество допускаемых в сорте А пороков не должно превышать 16 на 1 *м*². В сорте Б: пузыри максимальных размеров 30 × 7,5 *мм* в количестве не более 16 на 1 *м*², мелкий поджар, цаплины, мелкая видимая ощутимая свиль, мелкий шлир и щербинки максимальных размеров 50 × 7 *мм*. Общее количество пороков, допускаемых в сорте Б, не должно превышать 32 на 1 *м*².

Примечание. Стекло по качеству и толщине, не удовлетворяющее стандарту, а также бунтовое стекло ниже установленных стандартом минимальных размеров считаются браком, что должно быть указано как в соответствующих документах, так и на упаковке.

3. Оконное стекло машинной выработки (по способу Фурко) изготовляется четырех толщин: ординарное—1,9 *мм*, полуторное—2,5 *мм*, двойное—3 *мм* и тройное—4,5 *мм*. Отклонения по толщине во всех случаях ±0,2 *мм* (ОСТ 3993). Производственный лист (ОСТ 3992) при толщине стекла 1,9—2,5 *мм* имеет размеры по длине от 1100 до 1700 *мм* (с градациями в 25 *мм*) и по ширине от 105 до 1600 *мм*, а при толщине стекла 3—4,5 *мм* размеры по длине от 1500 до 2000 *мм* и по ширине от 105 до 1600 *мм*.

Раскроем производственных листов получают стекло потребительских размеров—основных, промежуточных и бузотовых, приведенных в ОСТ 3993.

По качеству стекло разделяется на три сорта, определяемых перечнем пороков и их размерами.

4. Зеркальное стекло—изготовляется толщиною 6—9 *мм* размером до 2,3 × 3,5 *м*; большие размеры по специальному заказу. Вес в среднем 2 700 *кг/м*³. Зеркальное стекло должно быть одинаковой толщины, совершенно прозрачно и бесцветно. См. ОСТ 2907.

5. Половое стекло—для освещения подвалов—представляет собою плитки (иногда с ребристою поверхностью) размером 100 × 70 × 20, 135 × 63 × 25, 150 × 150 × 25 или иные; они вставляются в чугунные решетки.

Призматическое стекло имеет в плане размеры 100 × 76 и 135 × 63 *мм*; высота призмы 85—110 *мм*; боковые поверхности призмы имеют рубчатую форму.

6. Кирпич стеклянный (Фальконье)—делается пустотелым шестигранной формы, высотою 200 *мм*, шириною 140 *мм* и толщиною 106 *мм*; делаются также половинки и четверти. Применяется для заполнения отверстий в брандмауерах; благодаря воздушному прослойку обладает высокой теплоизолирующей способностью.

7. Проволочное стекло (Монье)—заключает в себе проволочную железную сетку (толщиною около 1 *мм*); сопротивление изгибу в $1^1/_2$ раза больше обыкновенного литого стекла; толщина стекла от 8 до 60 *мм*; прозрачность из-за сетки меньше на 25%.

Разные строительные материалы.

§ 1. Кровельные материалы.

1. Толь кровельный—определяется ОСТ 799, помещаемым ниже в извлечении. Толь кровельный представляет собою картон, пропитанный составом из смеси каменноугольного дегтя (коксового или газового) с пеком.

В зависимости от веса 1 *м*² толевого картона, кровельный толь изготовляется четырех номеров (№ 1, № 2, № 3, № 4) в соответствии с установленной нумерацией и весом толевого картона, согласно ОСТ 798 *.

Технические условия. а) Качество толевого картона—см. ОСТ 798.

б) Наружная поверхность толя должна иметь однородный цвет, без пятен и д. б. равномерно посыпана песком. Разрез толя должен иметь однородный цвет по всей толщине без каких-либо светлых прослоек.

Песок для обсыпки толя д. б. свободен от глинистых пылеобразных частиц и д. б. пропущен сквозь сито со сторонами отверстий в 2 *мм*.

в) Состав для пропитки толя должен состоять из смеси обработанного каменноугольного дегтя (коксового или газового) с пеком. Не допускается присутствие масел, кипящих до темп-ры 230° С, а также применение и добавка к смеси дегтя: древесного, торфяного, сланцевого, буроугольного и др. Темп-ра размягчения смеси для пропитки должна быть не ниже 30° С и не выше 40° С (по методу Крамер-Сарнова).

г) При испытании на разрыв полоса толя шириной в 50 *мм* должна выдерживать:

для толя №	1	2	3	4
не менее *кг*	35	30	25	20

д) При нагревании в течение 7 час. при темп-ре 70° С толь не должен становиться хрупким, т. е. по охлаждении должен выдерживать пробу навиванием.

е) При нагревании в течение 5 час. при 50° С потеря в весе должна быть (на 100 *см*²):

для толя №	1	2	3	4
не более *г*	0,40	0,30	0,25	0,20

ж) Отношение веса пропиточной массы к весу картона должно быть не менее 3 : 2.

з) Толь должен быть водонепроницаемым под давлением столба воды высотой в 20 *мм* в продолжение нижеуказанного периода:

для толя №	1	2	3	4
не менее суток	6	5	4	3

и) Готовый толь выпускается шириной полотна в 1 *м* и длиною в 15 *м*, плотно свернутым в куски (рулоны). В куске полотно толя не должно склеиваться. Допускается не

---

* Вес толевого картона соответственно №№ 1, 2, 3 и 4 в *кг/м*²: 0,60, 0,45, 0,35 и 0,25.

более одного поперечного разрыва полотна на кусок. Продольные разрывы не допускаются *.

Упаковка и маркировка. Куски кровельного толя должны быть обернуты в один слой оберточной бумагой весом не менее 120 *г* в 1 *м*².

Края бумаги вдоль куска должны быть проклеены. По линии склейки наклеивают цветной бумажный ярлык, на к-ром указывают ОСТ 799, номер кровельного толя, наименование и адрес объединения и фабрики.

Цвет ярлыков устанавливается следующий: для № 1—красный, для № 2—синий для № 3—зеленый и для № 4—желтый.

Правила приемки. Отбор проб. От партии отбирают, по усмотрению приемщика, след. количество кусков толя: от партии до 100 кусков 2 куска; от 100 до 500 кусков—3; свыше 500 кусков—на каждые 500 кусков (при чем неполные 500 кусков считаются за полные) по 2 куска.

Отобранные куски раскатываются для внешнего осмотра. Одновременно из каждого куска (примерно из средины) вырезают пробу размером 40 × 50 *см*. Пробы завертывают в плотную оберточную бумагу, вкладывают между двумя гладкими пластинами и хорошо увязывают.

2. Асбесто-цементные плитки из искусственного (асбесто-цементного) шифера— представляют собою твердый материал, полученный специальной обработкой из смеси асбеста и цемента. Ниже даны ТУ из ОСТ 688

а) Плоские кровельные плитки из искусственного шифера должны иметь форму квадрата или прямоугольника с двумя скошенными противоположными обрезами или без них. Плоскости плиток должны быть ровными и гладкими, кромки — прямыми и плотными.

Примечание. Отклонение поверхности кровельных шиферных плиток от плоскости допускается не более 3 *мм*. Отклонение кромки плитки от прямой линии допускается не более 5 *мм*. Общее количество плиток с предельными отклонениями не должно превышать 10%.

б) Отдельные шероховатости и раковины на поверхности плиток из искусственного шифера допускаются, если глубина изъязвлений не превышает 1 *мм*, при условии, что эти места удовлетворяют условиям водонепроницаемости, изложенным в п. «е» настоящего раздела.

в) Размеры и вес шиферных плиток (размеры в *мм*, вес в *кг*):

Форма плиток	Длина	Ширина	Толщина	Длина обреза	Вес
Квадратные без обрезов . . .	400	400	4	—	1,2
» с обрезами . . .	400	400	4	100	1,11
Прямоугольные без обрезов .	400	200	4	—	0,6
» с обрезами .	400	200	4	100	0,555

Примечания. 1. Размеры плиток других форм, а равно коньковых, из искусственного шифера не стандартизуются. 2. Неполные плитки (с отколотыми частями) допускаются, если отколотая часть составляет не более 25% площади плитки, а количество неполных плиток составляет не более 3%.

г) Отклонения от нормальных размеров плитки по длине в сторону уменьшения не допускаются. Отклонения по толщине допускаются не более ±0,5 *мм*. Количество шиферных плиток с предельными отклонениями от нормальных размеров по толщине не должно составлять более 7%.

д) Масса искусственного шифера не должна содержать, кроме цемента и асбеста, каких-либо примесей.

Примечание. По соглашению сторон допускается окраска шифера красящими веществами, не влияющими на асбест и цемент.

е) Плитка из искусственного шифера под давлением водяного столба высотою в 250 *мм* (диам. 25 *мм*) в течение 36 час. не должна давать на нижней своей стороне капель воды.

ж) Высушенная до постоянного веса при темп-ре 100° С кровельная плитка из искусственного шифера после семидневного пребывания в воде не должна поглощать воды более 16% своего веса в высушенном состоянии.

з) Насыщенная водой плитка из искусственного шифера должна выдержать 20-кратное замораживание при темп-ре не менее —17° С с последующим оттаиванием при темп-ре 15°—18° С без каких-либо видимых изменений.

* Для заводов, оборудованных машинами с сетками, ширина коих не кратна метру, допускается временно, впредь до переоборудования, изготовление кусков шириною 0,75 *м* и 0,80 *м*.

н) Через 28 дней после изготовления шиферная плитка должна выдерживать без видимых повреждений нагрузку в 30 *кг*, равномерно приложенную по всей длине пластинки (равномерно распределенное ребро) перпендикулярно к оси главного направления расположения волокон асбеста, и 25 *кг* при расположении нагрузки параллельно главному расположению волокон.

Примечание. Главным направлением волокон считается направление накатывания листа на формовочном барабане папмашины, к-рое м. б. усмотрено на пластине по оттиску ниток сукна папмашины: направление главное—направление основы (прямолинейное), направление перпендикулярное к нему—направление утка (большей частью криволинейное).

Асбоцемент носит еще наименования: асбошифера, террофазерита и этернита.

3. **Рубероид**—выпускается рулонами площадью 1×20 *м* (ОСТ 3037) и представляет собою типичный картон, пропитанный мягкой битумной смесью и покрытый с обеих сторон твердой битумной смесью; одна сторона рубероида покрывается слоем минерального порошка равномерной крупности. Рубероид выпускается трех номеров, определяемых весом 1 *м²* картона и удовлетворяющих след. требованиям:

	№ 1	№ 2	№ 3
Вес картона в *г* на 1 *м²*	700	550	400
Полоса шириною 50 *мм* должна выдержать на разрыв не менее *кг*	40	32	24
Водонепроницаемость под давлением столба воды в 2 *см* в продолжение суток	15	15	15
Отношение веса всей пропиточной и покрывательной массы к весу картона	1,7	1,9	2

Рулоны рубероида обклеиваются бумагой и снабжаются ярлыками след. цветов: для № 1—красный, для № 2—синий и для № 3—зеленый.

4. **Кровельно-сланцевые плиты** (шифер естественный)—изготовляются из сланцевой горной породы глинистого происхождения, состоящей из бесцветных слюдяных чешуек и мельчайших кварцевых зерен. Значительные месторождения: в Криворожье, на Урале у ст. Шиат, на Сев. Кавказе у ст. Ларс на Военно-грузинской дороге, близ г. Кисловодска, по Черноморскому побережью у Красной Поляны, в Туркестане близ Самарканда, в Зап. Сибири у Новосибирска и Усть-Каменогорска.

По форме различаются прямоугольные плитки и косые, в форме параллелограмма.

Прямоугольные плитки изготовляются след. размеров в *см* (ОСТ 2929):

25 × 15	30 × 20	35 × 23	40 × 25	45 × 30	55 × 28
25 × 18	30 × 23	35 × 25	40 × 30	50 × 25	55 × 30
25 × 20	30 × 25	35 × 30	45 × 23	50 × 28	55 × 35
30 × 15	35 × 18	40 × 20	45 × 25	50 × 30	60 × 30
30 × 18	35 × 20	40 × 23	45 × 28	50 × 35	60 × 35

Толщина плиток 5 *мм*, 8 *мм*.

Косые плитки могут иметь различные (шесть) размеры с тем, чтобы площадь кровли, покрываемая 1 000 плиток при напуске в 5 *см*, составляла:

для размера	*А*	*Б*	*В*	*Г*	*Д*	*Е*
площадь кровли в *м²*	30—35	25—30	22—25	20—22	18—20	16—18

В зависимости от качества (твердость, размягчаемость, вредные примеси и т. д.) плитки разделяются на пять сортов, устанавливаемых ОСТ 2931.

Остальные требования, предъявляемые к плиткам: плитка шириною в 10 *см* и толщиною в 5 *мм* при пролете в 30 *см* должна выдержать сосредоточенную в средине пролета и равномерно распределенную по ширине пластинки нагрузку в 10 *кг*; коэф-т водонасыщаемости не должен быть выше 0,8; плитки должны выдерживать без заметных разрушений 25-кратное замораживание при —15° С.

§ 2. Изоляционные материалы.

1. **Фибролитовые плиты** получаются путем прессования древесных стружек или костры конопли, связанных магнезиальным цементом на хлористом магнии или же на извести и трепеле. Согласно ОСТ 2571, ТУ на фибролитовые плиты заключаются в следующем.

Фибролитовые плиты должны иметь правильную прямоугольную форму (без прогибов, впадин и выпуклостей). Отслаивание стружки не должно иметь места как на поверхностях плит, так и на торцах, которые должны сохранять приданную им форму. Плотность плиты во всех ее частях д. б. одинаковой.

Размер плит: $1{,}20 \times 0{,}60 \times 0{,}07$ *м*, $1{,}50 \times 0{,}50 \times 0{,}07$ *м*, $1{,}50 \times 0{,}60 \times 0{,}07$ *м*. Отклонения от размеров допускаются по толщине ± 5 *мм*, а по длине и ширине ± 10 *мм*.

Примечание. Поставка фибролита иных размеров допускается по соглашению между поставщиками и потребителем.

Объемный вес должен быть не более 450 *кг/м*³. Содержание влаги, определяемое на просушенную до постоянного веса навеску фибролита, должно быть не более 23%. Содержание хлора в выщелачиваемых солях в просушенной до постоянного веса навеске фибролита должно быть не более 2,5%. Временное сопротивление на изгиб (среднее) должно быть не менее 4 *кг/см*².

Примечание. Коэф-т теплопроводности фибролитовых плит составляет примерно: 0,085 при объемном весе 300 *кг/м*³, 0,11 при объемном весе 350 *кг/м*³, 0,13 при объемном весе 450 *кг/м*³ и 0,14 при объемном весе 500 *кг/м*³.

Связующие материалы, применяемые для производства фибролита: магнезиальный цемент на хлористом магнии, магнезиальный цемент на сернокислом магнии, известково-трепельный раствор с последующей запаркой в парах воды под повышенным давлением и фуксово стекло силикат-натрия.

Широко распространены первые два из этих связующих, при чем предпочтительнее сернокислый магний, т. к. хлористый магний весьма гигроскопичен, и изготовленный на нем фибролит м. б. причиной отсыревания стены.

Временное сопротивление фибролита составляет:

при объемном весе в *кг/м*³		300	350	400	450
по направлению	⊥ прессованию *кг/см*²	3,5	5	8	11
	∥ прессованию *кг/см*²	2,5	4	5	7

Применение фибролита: перегородки, наружные стены, потолочные и кровельные покрытия; отепление стен жилых домов делается в виде облицовки стен в 1—$1^1/_2$ кирпича на алебастре или известково-цементном растворе; устраивается также заполнение каркасных стен жилых домов из фибролита толщиною 14 *см*; такая стена с оштукатуркой с двух сторон почти на 50% дешевле эквивалентной по теплопроводности стены в $2^1/_2$ кирпича.

2. Торф—является хорошей термоизоляционной засыпкой для каркасных деревянных обшивных стен, междуэтажных перекрытий, для щитов сборных домов и т. п. Торф применяется в нескольких разновидностях.

Волокнистая дробленая засыпка—изготовляется из торфа-сфагнума путем раздробления предварительно высушенной массы. Применяемый для засыпки торф состоит из хорошо различимых волокон и имеет светло-бурую окраску. В засыпку не должен входить верхний, не разложившийся, покров торфяника и ниже лежащие слишком разложившиеся землистые слои залежи.

Из сопутствующих сфагнуму примесей пушица допускается без ограничения количества, прочие же примеси, как-то: остатки клюквы, вереска, осоки и пр., не должны составлять более 25% по весу массы.

Частицы раздробленной засыпки д. б. такого размера, чтобы они проходили через решето с отверстиями в 6 *см*; порошок, проходящий через грохот с отверстиями в 8 *мм*, м. б. отсеваем от засыпки.

Влажность засыпки не должна превышать 40% по отношению к исходному весу образца.

Объемный вес дробленой засыпки в рыхлом состоянии—от 75 до 120 *кг/м*³. Объемный вес нормально утрамбованной волокнистой торфяной засыпки—от 150 до 250 *кг/м*³ Коэф-т теплопроводности ее в таком уплотнении—от 0,05 до 0,07.

Продается засыпка прессованными кипами весом 80 *кг*.

Торфяной порошок из волокнистого торфа—получается отсеиванием дробленого сфагнума через сито с отверстиями в 8 *мм*. В отношении влажности к порошку предъявляются те же требования, что и к дробленой засыпке.

Продается порошок прессованными кипами, обложенными по четырем граням досками или горбылями.

Топливная крошка—изготовляется из торфа верховых мховых болот, не содержащего примеси земли, дерна, ила и пр. посторонних включений. Крошка должна быть отсеянной на грохоте с отверстиями в 20 *мм* для отделения крупных частиц. Влажность ее не д. б. более 40% по отношению к исходному весу образца. Объемный вес уплотненной крошки при влажности в 35%—не более 500 *кг/м*³.

Продается топливная крошка в неупакованном виде и перевозится внавал.

3. Торфоплиты (торфолеум)—прессуются из сфагнума или обычного торфа. Объемный вес колеблется от 200 до 400 *кг/м*³, коэф-т теплопроводности—от 0,0316 до 0,05; влажность = 15—20%; временное сопротивление на сжатие равно приблизительно 4,6 *кг/см*² на изгиб—2,15 *кг/см*².

Размеры торфоплит: $1{,}00$ *м* $\times 0{,}50$ *м* $\times 0{,}03$—$0{,}05$ *м*.

Дефектом является значительная влагоемкость (при неудовлетворительном изготовлении). Торфоплиты, изготовленные из обыкновенного торфа, имеют остаточную деформацию после высыхания. При нахождении их в воде комнатной темп-ры в течение суток плиты не должны поглощать более 2,5 *кг* воды на 1 *м*² плиты, увеличиваться в объеме

более 10%, менять свою форму и ослаблять прочность. Остаточное увеличение объема не должно превышать 3%.

4. Торфофанера (теплая фанера)—изготовляется в виде щитов, состоящих из торфяного прослойка и двух покрышек из фанеры. Подобные щиты склеиваются на горячих прессах. Торфяной прослоек состоит из плиточного не прессованного волокнистого торфа,—сфагнума. На покрышки применяется фанера толщиною от 3 до 5 *мм*. Искривление покрышек допускается в пределах не свыше 1% длины плит.

Сфагнумовый прослоек не должен от тряски и ударов высыпаться, он д. б. однородным и обладать влажностью не больше 15%. Плиты изготовляются толщиною 50 *мм* любой ширины и длины в пределах размеров листа фанеры.

Объемный вес теплой фанеры при 3-миллиметровых покрышках и при общей толщине в 5 *см*—около 250 *кг/м*³, а при толщине плит в 3 *см*—300 *кг/м*³.

При толщине покрышек, составляющих не более 0,2 общей толщины щита, коэф-т теплопроводности не более 0,07.

Торфофанера может применяться в качестве заполнения каркасных конструкций, в качестве щитов сборной конструкции, для междуэтажных теплых перекрытий, теплой подстропильной подшивки и пр.

5. Войлок строительный—представляет собой полости, валяные из коровьей или конской (без грив и хвостов) шерсти, шерстяного овеса и джута. Примесей допускается не более 5% по весу.

Приняты три сорта: № 1, размером 1,42 × 1,06 *м*, весом 0,6 *кг*, с содержанием шерсти 60—70%, № 2—размером 1,42 × 2,13 *м*, весом 2 *кг*, с содержанием шерсти 55—75%, и № 3—размером 1,42 × 2,13 *м*, весом 3,2 *кг*. Допуски по размерам и весу 5%.

Войлок д. б. не более чем с 8% влажностью, одинаковой толщины, без дыр и просвечивающих мест; по составу шерсти однороден. После погружения в воду и намокания войлок при поднятии из воды за два угла не должен рваться.

Упаковка в рогожах кипами по 100, 40 и 25 шт. в кипе, соответственно №№ 1, 2 и 3.

6. Асбестит—представляет собою смесь низших сортов асбеста (30—60% по весу) с каолином или молотым трепелом и с 3—4% алебастра; назначение—изоляция нагреваемых поверхностей (котлов, отопления, труб и т. п.), на к-рые асбестит наносится во врем их нагрева.

7. Асбобумага—содержит в себе 50—95% асбеста низших сортов; выпускается листами толщиною 1 *мм*. Качество бумаги тем выше, чем больше в ней асбеста. Вес 1 *м*²—от 0,9 до 1 *кг*. Бумага служит для тепловой и звуковой изоляции; коэф-т теплопроводности—0,15.

8. Асбокартон и асбовойлок—представляют собою материалы, аналогичные асбобумаге, но имеют толщину более 1 *мм*. Асбовойлок рыхлее асбокартона и изготовляется толщиною от 5 до 50 *мм*; тот и другой выпускаются листами 1 *м* × 1 *м*; служат для изоляции. Коэф-т теплопроводности асбовойлока—0,073 при 30°.

9. Асбофанера—представляет собой строительный материал, вырабатываемый из асбест. цементной массы в виде плоских или волнистых листов толщиною 4 5—5,5 *мм* и весом 1 *м*² 8—10,5 *кг* для плоских листов и 8—11,5 *кг* для волнистой асбофанеры. Размеры плоских листов в *см*: 60 × 120, 120 × 120, 60 × 160, 120 × 160 и 80 × 120, волнистой по гребню волны—120 или 160 *см*, а в поперечном направлении 100—115 *см*, в зависимости от формы волны. Асбофанера для кровли и облицовки наружных стен должна иметь в своем составе лишь асбест и портландцемент, а при ином назначении может содержать инфузорную землю или трепел в количестве не более 30% веса цемента; допускается введение красящих веществ, не влияющих на асбест и портландцемент.

Водонепроницаемость испытывается давлением столба воды высотою в 35 *см* в течение 6 час., после чего на нижней плоскости не должна появляться капля воды.

Механическая прочность определяется временным сопротивлением на изгиб 150—110 *кг/см*² в направлении, перпендикулярном накатке листа при изготовлении.

Плоская асбофанера определяется ОСТ 3720, волнистая—ОСТ 3721.

10. Асбозурит—является хорошей теплоизоляцией и получается смешением 25% асбеста с 75% трепела по весу; применяется в виде теста—как изоляция горячих поверхностей, в порошке—как засыпка и в виде кирпичей при добавке к порошку вяжущих веществ. Коэф-т теплопроводности смазки—0,16 при 200°.

11. Трепел и диатом—применяются для теплоизоляционных засыпок в виде щебенки, размерами до 40—50 *мм* или в виде крупки с зернами около 5—10 *мм* при добавке трепельной мелочи и муки—в количестве, обеспечивающем заполнение пустот. Перед засыпкой материал д. б. хорошо просушен. Коэф-т теплопроводности трепельной засыпки — около 0,08. При весе трепельной породы в сухом состоянии 800—1000 *кг/м*³ щебенка весит 500—700 *кг/м*³.

Трепел употребляется в виде щебенки, как заполнитель теплых бетонов. Предъявляемые к нему в этом случае требования изложены на стр. 115.

12. Морозин—изготовляется из механически очищенной и обработанной едкой щелочью льняной костры в виде прессованных плит размером 0,50 × 0,50 *м* или 0,50 × 1 *м*, при толщине 10, 25, 30 и 40 *мм*. Влажность просушенных плит не должна повышать 10%. Коэф-т теплопроводности 0,043—0,058, в зависимости от плотности прессовки. Путем соответствующей пропитки морозину придается огнестойкость, водонепроницаемость, устойчивость против гниения и грызунов. Употребляется как тепловая и звуковая изоляция стен, переборок, потолков и т. п.; оштукатуривается по драни,

13. Шевелин—изготовляется из отбросов льняного производства и фабричных утаров в виде стеганых полотнищ шириною 1 *м*, длиною 25 и 50 *м* и толщиною 12,5 *мм*; бывает также шириною 3 *м* при длине 20 *м*. Льняные очесы, обработанные механически и химически, разделяются на прослойки двумя промежуточными слоями тонкой шероховатой бумаги и покрываются снаружи двумя листами водонепроницаемой бумаги типа «Джинат» или «Геркулес». Той же бумагой обертываются кромки и прошиваются. Полотнища шевелина прошиваются по длине крепкой пряжей при расстоянии между прошивками 150—160 *мм*. Коэф-т теплопроводности 0,045—0,050 при сжатии шевелина до толщины 10 *мм*. Шевелин негигроскопичен; употребляется в тех же случаях, что и морозин.

14. Соломит—представляет собою плиты из ржаной соломы, переплетенной проволокой в 3—5 рядов. Наиболее употребителен размер 1,00×2,13×0,05 *м*. Для предохранения от грызунов соломит пропитывается антисептиком (4%-й раствор железного купороса). Коэф-т теплопроводности 0,04. Соломит применяется как изоляция для стен и перегородок и штукатурится.

15. Камышит—изготовляется из камыша осенней резки в виде плит, прошитых проволокой в пять рядов; размер плит 3,00 × 0,50 × 0,08 *м*. Во избежание повреждения грызунами камышит подвергается пропитке. Коэф-т теплопроводности 0,06. Камышит употребляется для устройства перегородок, изоляции стен, потолков и т. п.; штукатурится без драни.

16. Пробковые плиты—изготовляются из измельченной пробки на клеевом растворе; существует три марки: № 1—обыкновенной прессовки, № 2—плотной прессовки и № 3—пильщицкой пыли.

Показатели	Марки плит		
Объемный вес . . . . . *кг/м³*	210	227	345
Коэф-т теплопроводности	0 0310	0 0350	0 0385
Толщина плит . . . . . *мм*	80—20	80—10	80 и 40
Размеры плит	1000 × 500 *мм*		

Водопоглощаемость плит не должна превышать 100% по весу для марок № 1 и № 2 после 48-часового пребывания в воде комнатной темп-ры, а для марки № 3—150%; при этом плиты не должны разрушаться.

Водопроницаемость плит определяется след. условием: от напора столба воды высотою в 100 *мм* на плите толщиною 80 *мм* первая капля воды должна появиться не ранее 1,5 мин. при плитах марок № 1 и № 2 и не ранее 30 мин. при марке № 3.

Для изоляции труб изготовляются пробковые скорлупы (полуцилиндры) и сегменты: длина их 500 *мм*, остальные размеры—по заказу.

17. Жидкое стекло—представляет собою раствор кремнекислого натрия в воде; при окрашивании штукатурки, камня, дерева и т. п. быстро высыхает и оставляет на окрашенной поверхности прочную тонкую пленку, служащую хорошей изоляцией от воды и огня.

Жидкое стекло служит основой огнезащитных для дерева красок.

§ 3. Стеновые материалы *.

1. Гипсолитовые плиты и доски—вырабатываются из штукатурного гипса (алебастра) путем отливки или формовки; по составу бывают или из чисто алебастровой массы, или с наполнителями (шлак котельный и доменный, камыш, древесные стружки и опилки, кострa, торф, песок, гравий). При чистом алебастре размеры плит: длина 150 *см*, ширина 22,5 или 44 5 *см*, толщина 5,7 или 9 *см*; допуск по длине ±1.0 *см*. по ширине—0,5 *см* и по толщине ±0,3 *см*; при заполнителях размеры 1,5 *м* × 0,30 *м* × (0,06—0,10 *м*).

Гипсолитовые изделия могут армироваться пачечным железом, проволокой, камышом и бечевкой; в этом случае длина плит м. б. доведена до 3 *м*. Для сопряжения плит друг с другом по их кромкам делаются паз и соответственно гребень или два паза, к-рые при сборке плит заполняются раствором.

При отливке для получения льющейся массы нормальное количество воды—40—60% объема гипса; увеличение количества воды понижает прочность; через два—три часа после отливки нарастание прочности прекращается и изделия можно начать сушить Содержание заполнителей не должно превышать 60% объема изделия.

Согласно ОСТ 3620 на алебастровые плиты для перегородок сред. сопротивление плит на сжатие д. б. не менее 20 *кг/см²*, а на изгиб не менее 15 *кг/см²*; влажность плит, высушенных до постоянного веса при темп-ре 35° С, д. б. не более 10%.

Прочность плит резко понижается при увлажнении (до трех раз при полном насыщении водой).

Гипсолитовые плиты применяются преимущественно в переборках.

2. Гипсо-сфагнумовые блоки—для заполнений в рамных конструкциях—изготовляются путем отливки или легкой набивки, дозируя 150—250 *кг* гипса и в виде раствора

* См. также стр. 77—93.

с 120—150 *кг* волокнистого торфа-сфагнума на 1 $м^3$ изделия; т. о., блоки будут иметь от 15 до 25% гипсовой массы, через $^1/_2$—1 час по изготовлении блоки становятся прочными и поступают в сушку. Объемный вес воздушно-сухого материала—от 300—400 *кг* в $м^3$. Блоки изготовляются размером от 50 × 50 до 70 × 70 *см*, толщиной от 8 до 20 *см*, смотря по назначению. Блоки обладают достаточной прочностью для заполнений в деревянном каркасе, для переброк и т. п. назначения. Возникают нек рые затруднения в производстве, связанные с удалением путем сушки довольно значительного количества воды (от 40 до 60% объема изделий); кроме того блоки влагоемки и требуют поэтому обязательной защиты штукатуркой как с наружной, так и с внутренней стороны.

3. Силикат-органические камни и блоки—изготовляются путем литья или трамбования по способу, разработанному лабораторией фибритных конструкций и материалов Гос. института сооружений, на основе извести, трепела и органического волокна (сфагнума, древесных опилок и т д.), с различными химическими добавками; материалы для стен, возводимых во второй климатической зоне, должны удовлетворять след. условиям:

Объемный вес . . . . . *кг/м³*	1 200—1 500		750—850	350—600	
Толщина стены . . . . . *см*	40—50		25	12—18	
Основные рецептуры (по объему):					
Извести-пушонки	1	1	1	1	1
Портландцемента		1			
Трепела	2	2	2—3	2—3	1—1½
Песка	5	9			
Волокна	3—4	6—8	0,5—1,5	2—3	3—4
Алебастра					1½—2

При изготовлении силикат-органиков имеет существенное значение тщательность перемешивания смеси; полезно при этом подогревание массы до 60°. Импрегнирование изделий производится либо наружным способом,—путем покрытия поверхностей растворами смол, гудронов и т. п. в керосине и скипидаре, либо внутренним способом — добавлением к смеси сфагнума и опилок древесных и каменноугольных смол, продуктов их переработки, а также нек рых нефтепродуктов.

Силикат-органические камни и блоки могут применяться для бескаркасной кладки стен, при чем расчетная нагрузка м. б. принята после 1½-месячного выдерживания камней во влажном виде равной $^1/_8$ временного сопротивления на сжатие; последнее равно примерно 18—20 *кг/см²*, а при незначительной добавке цемента — 20—30 *кг/см²* и выше.

§ 4. Асфальт.

1. Асфальт (асфальтовая мастика) есть твердая масса при нормальной темп-ре, состоящая из природной или искусственной смеси измельченных минералов осадочного происхождения с битумом в количестве не менее 13%. Асфальт должен иметь однообразное строение во всей своей массе.

2. Битум, содержащийся в асфальте, должен нацело извлекаться сероуглеродом (CS_2) или четыреххлористым углеродом (CCl_4). Нерастворимого органического вещества допускается не более 0,1%.

3. Битум, оставшийся при отгоне растворителя, после предварительного его высушивания в течение 2 час. при темп-ре 110° С, не должен давать потери при нагревании в течение 5 час. при 165° С в весе более 0,5%, должен обладать при +25° С тягучестью не менее 10 *см*.

Глубина проникания иглы должна удовлетворять нижеслед. условиям:

Темп-ра	Нагрузка на иглу (в *г*)	Время погружен. иглы (в ск.)	Глуб. проникания—миллиметры в десятых долях
+25	100	5	10—50

Темп-ра размягчения по способу кольца с шаром д. б. не менее 50° С и не выше 80° С, а по методу Кремер-Сармова—не ниже 60° С и не выше 90° С.

Временное сопротивление растяжению при испытании в растворе 1 : 1 при темп-ре 22° С д. б. не менее 30 *кг* на 1 $см^2$.

Примечание. Допускается отклонение в меньшую сторону на 5 *кг* на 1 $см^2$ при условии тягучести битума, т. е. более 10 *см* после нагревания в течение 5 час. до 165° С.

Минералогический состав м. б. известковый, доломитовый и песчаный.

Размер зерен на поверхности излома плиты д. б. не более 4 *мм*. При просеивании через сито в 2 *мм* минеральная часть должна проходить полностью. На сите в 900 отверстий на 1 $см^2$ должно оставаться не более 30%. Через сито в 3600 отверстий должно про-

ходить не менее 40%, через сито в 4 900 отверстий на 1 *см*² должно проходить не менее 30%.

4. Слой асфальта толщиной в 2 *см* не должен под давлением в 3 atm. пропускать воду в течение 3 час.

5. Насыщенный водой асфальт должен выдерживать без каких-либо разрушений 25-кратное замораживание до темп-ры —15° С с последующим оттаиванием.

6. При погружении асфальта в воду на 24 часа увеличение в весе д. б. не более 2%.

2. Битум (извлечение из 933 ТУ 26). § 1. Битум есть твердая или вязко-жидкая смесь углеводородов и их производных, получаемая из битуминозных пород или нефтей. Битумы различаются по происхождению.

Примечание. Битумы, получаемые из битуминозных песчаников, обычно именуются «естественным гудроном», а из нефтей—«искусственным гудроном».

§ 2. Битум должен быть или природный, или экстрагированный из битуминозных пород, или получен из нефтей. В нем не должно содержаться ни кислых остатков от очистки нефтяных продуктов, ни каменноугольных, буроугольных, торфяных, древесных и т. п. дегтей (смол) или варов (пеков), что удостоверяется заводским анализом.

§ 3. Количество битума, определяемое растворением в сероуглероде (CS_2) или четыреххлористом углероде (CCl_4) должно быть не менее 95%.

§ 4. Потеря в весе от высушивания при 100° С в течение 2 часов не должна превышать 0,5%.

§ 5. Потеря в весе от нагревания при 165° С предварительно высушенного битума не должна превышать 3%.

§ 6. Удельный вес при 250° С должен быть не ниже 1.

§ 7. Темп-ра размягчения, определяемая прибором Кремер-Сарнова, должна быть не ниже 50° С.

§ 8. Темп-ра полного плавления, определяемая прибором Кремер-Сарнова, должна быть в пределах 80—130° С.

§ 9. Глубина проникания иглы № 2 с грузом в 100 *г* в течение 5 ск. при темп-ре 250° С должна быть не менее 0,5 *мм* и не более 3 *мм*.

§ 10. После нагревания битума до 165° С в течение 5 часов и последующего охлаждения до 85° С глубина проникания иглы должна быть не менее 50% первоначальной. Подогретый битум должен хорошо вытягиваться в нити.

§ 11. Подогретый битум при 80° должен хорошо расплющиваться под ударами молота, не рассыпаясь, и не должен прилипать к пальцам.

§ 12. Излом битума должен быть раковистый, а не зернистый.

Асбест, каучук, гуттаперча.

§ 1. Асбест.

Асбест—минерал змеевиковой породы (хризотил), обладающий волокнистым строением, способностью расщепляться на тонкие волокна и допускающий, подобно органическому волокну, скручивание в нить и прядение. Уд. в.—2,40—4,55, цвет серебристо-белый, оливково-зеленый, желтовато- или серовато-бурый с шелковистым или жирным блеском. Сопротивление волокна растяжению—30—40 *кг/мм*². Асбест весьма огнестоек, но при 800° волокно становится хрупким, а при 1500° плавится. В СССР асбест добывается на Урале, близ Свердловска. Различаются (ОСТ 2918) в зависимости от длины волокна след. сорта: для кускового асбеста один сорт («АА»), а для фабричного волокна шесть сортов от I до VI, при чем V и V сорта подразделяются в свою очередь на жесткий «ж» (преобладают пучки с параллельным расположением волокон) и мягкий (преобладает тонкораспушенное волокно) «м».

Длина волокна в кусковом асбесте—не менее 19 *мм*, в фабричном волокне—для различных сортов особая, определяемая в зависимости от остатков в ящиках стандартного канадского аппарата (см. ОСТ 2928) для ситового анализа асбеста согласно таблице:

Остаток на ситах в %%	Сорта асбеста							
	I	II	III	IV	V-ж	V-м	VI-ж	VI-м
1-го ящика не менее	30	5	Может не быть					
1-го и 2-го ящика (в сумме) не менее	70	62	35	5	Может не быть			
1-го, 2-го и 3-го ящика (в сумме) не менее	96	93	80	55	47	55	23	28
4-го ящика не более	4	7	20	45	53	45	77	72
В том числе пыли не более .	0	0	4	8	22	22	35	35

На первом верхнем сите остается волокно длиною 12,7 *мм* ($^1/_2$"), на втором—от 4,8 до 12,7 *мм* ($^3/_{16}$"—$^1/_2$"), на третьем—от 1,6 до 4,8 *мм* ($^1/_{16}$"—$^3/_{16}$") и наконец на дне, т. е. в четвертом, волокно короче 1,6 *мм* ($^1/_{16}$").

Из асбеста вырабатываются изделия сл. видов: волокно, текстильные изделия, листовые материалы и составы строительные и изоляционные (теплоизоляционные и электроизоляционные).

Кроме хризотилового асбеста добывается также асбест из роговой обманки, обладающий удельным весом 2,9—3; эта разновидность асбеста кроме перечисленных выше свойств обладает еще кислотоупорностью.

Извлечение из ТУ НКПС на асбестовые изделия. Асбестит представляет собою порошкообразную массу серовато цвета, состоящую из волокон асбеста длиною 1—5 *мм* с примесью связывающих веществ; не должен содержать примесей растительных волокон, мела и веществ, уменьшающих его изолирующую способность; связывающих веществ д. б. не более 30%.

2. Картон асбестовый д. б. изготовлен из волокон асбеста с примесью шпата или др. веществ. Целый лист картона нормальной величины при изгибе по дуге в 90° не должен ломаться, примесь мела не допускается; вырабатывается листами 1250 × 1250 *мм*; вес при толщине 1 *мм*—от 0,9 до 1,1 *кг* на $м^2$; при прокаливании не должен гореть, потеря веса д. б. не более 15%.

Асбестовая набивка д. б. изготовлена из нормального длинноволокнистого асбеста с минимальным количеством хлопка и без подмеси мела, шпата и т. п. Потеря в весе при прокаливании для сухой набивки не должна превышать 25%; при прокаливании набивка не должна гореть и обугливаться.

§ 2. Каучук.

Каучук—растительный продукт, получаемый из соков нек-рых тропических растений; применяется как основной исходный материал при изготовлении резиновых изделий. Самым лучшим сортом каучука считается паракаучук, добываемый в бассейне р. Амазонки и перерабатываемый там в плотные массы. В последнее время экспортируются также жидкие молочные соки для непосредственной обработки их на резиновых фабриках. Молочный сок содержит каучука 30—40%.

Каучук обладает при 15—20° большой эластичностью, при 50° весьма пластичен, при 0° тверд, как дерево, при 100° плавится и образует клейкую массу; в бензоле и бензине растворяется. На основе ацетона вырабатывают искусственный каучук.

Обработка каучука серой (вулканизация), с добавлением 8—10% серы, с последующим давлением при темп-ре 120—150° дает мягкий каучук—резину, обладающую большой упругостью,—в пределах от —20° до +100°, прочностью и неизменяемостью от действия воздуха и большинства щелочей и кислот; пластичность свою каучук при этом теряет. При добавлении приблизительно 30% серы получается твердый каучук, применяемый как изоляционный материал.

Чистый твердый каучук с уд. в. 1,15 обладает при 15° прочностью в 5,8 *кг/мм*^{2} у предела сжатия и 40,6 *кг/мм*^{2} у предела разрыва; уд. электрическое сопротивление составляет 56 × 10^{10} *мегомов/см*.

Т. наз. железная резина, с уд. в. 1,5, дает при 15° С сопротивление в 8,7 *кг/мм*^{2} у предела сжатия и 22,5 *кг/мм*^{2} у предела разрыва; при повышении темп-ры до 90° прочность значительно повышается; электрическое сопротивление—15 × 10^{10} *мегомов/см*.

1. Технические условия на резиновые изделия (общие). 601 ТУ 24 (рекомендуемые). 1. Материал, употребляемый для изготовления резиновых изделий, д. б. однородным и свободным от посторонних примесей, не обусловливаемых самым процессом производства. В изделиях не д. б. пустот, скважин, трещин, пузырьков, светлых и темных пятен, крупинок и т. п. недостатков. Изделия д. б. тщательно вулканизированы; должны выдерживать испытание на перегрузку рабочего напряжения в 50% без порчи, указанную в специальных ту темп-ру в продолжение 1 часа, без следов разрушения и изменения объема, не размягчаясь и не затвердевая (§§ 1, 5 и 6).

2. ТУ на резиновую пластину, резиновые кольца разного назначения и резиновые клапаны (602 ТУ 24) (рекомендуемые). 1. Материал изделий д. б. высокого качества и удовлетворять общим ту на резиновые изделия (§ 1).

2. Резиновая пластина д. б. снабжена указанным в заказе числом прокладок; материал и расположение их также оговариваются заказом. Прокладки должны плотно прилегать к резиновой массе. От пластин отрезаются полоски и опускаются в кипящую воду на 15 мин., после чего охлаждаются до 0° С и производится проба на загиб перегибанием в разные стороны, при чем не должно обнаруживаться никаких повреждений и полоска не должна терять в своей гибкости, эластичности и мягкости и должна сохранять плотность прилегания прокладок (§ 4).

3. Кольца водомерных стенок должны выдерживать, согласно § 6 общих условий на резиновые изделия, темп-ру пара в 180° С; затем испытываются на погружение в кипящую воду на 15 мин. с последующим охлаждением до 0°, при чем не должно обнаруживаться изменения качества колец; испытываются на сжатие до $^1/_2$ их первоначальной высоты, при чем по снятии нагрузки не должно замечаться повреждений и кольца должны возвращаться немедленно по снятии нагрузки к их первоначальному виду (§ 5).

4. Кольца тормозных цилиндров и кранов ускорителей испытываются по § 5, за исключением испытания на стойкость при высокой темп-ре пара (§ 6).

5. Кольца покрышки пропиточных цилиндров на лесопропиточных з-дах также испытываются по условиям § 5, за исключением испытаний на стойкость при высокой темп-ре пара и испытания в кипящей воде (§ 7).

6. Кольца и клапаны для водоемов и водопроводных труб и т. д. испытываются согласно условиям предыдущего параграфа (§ 8).

Примечание. Кольца, работающие в условиях соприкасания со смазкой, кроме этого испытываются на разбухание минеральным маслом уд. в. 0,88—0,89 при темп-ре 15° С в продолжение 24 час., при чем не должно замечаться разбухания и расслоения.

7. Буферные и аппаратные кольца испытываются в продолжение одних суток при темп-ре от —15 до +50° С на эластичность, при чем не должно замечаться затвердевания или размягчения колец. Кольца также должны выдерживать нагрузку в 4 *т* без повреждений и остающихся изменений, кроме изменения высоты на 0,1 первоначальной высоты после первой нагрузки (§ 9).

§ 3. Гуттаперча.

Гуттаперча получается из соков тропических деревьев; уд. в. ее около 1; в чистом виде гуттаперча эластична, мало упруга, легко режется ножом; при 50—60° становится мягкою и очень пластичной, принимает любую форму, при 100° обращается в тесто. При погружении в кипяток на несколько секунд гуттаперча размягчается и легко вытягивается (ленты, трубки). Гуттаперча обладает большой электроизолирующей способностью, хорошо противостоит концентрированным щелочным растворам и разбавленным кислотам; применяется для изоляции кабелей, для рукавов и сосудов, для химических целей, для водонепроницаемых тканей. В соединении с серой гуттаперча приобретает твердость, равную кости.

Ремни.

§ 1. Ремни кожаные приводные растительного дубления (извлечение из ОСТ 232).

а) Изготовление. 1. Ремень д. б. изготовлен из ременного чепрака согласно ОСТ 231 «Чепрак ременный растительного дубления».

2. Ремни изготовляются ординарные и двойные. Ординарный ремень получается сращиванием отдельных полос, вырезанных из ременного чепрака. Двойной ремень представляет собой два ординарных ремня, склеенных и прошитых или только склеенных в одно целое по всей поверхности полос.

Примечание. Место сращивания концов двух полос называется стыком или склейкой.

3. Ординарные ремни шириной от 200 *мм* и выше и двойные ремни от 250 *мм* и выше должны изготовляться исключительно из хребтовых полос. Линия хребта должна всегда проходить посредине полос ремня.

4. Отдельные полосы, из к-рых составлен ремень, должны иметь в длину не более 1500 *мм* и не менее 900 *мм*, включая один стык. Для двойных ремней допускаются также полосы длиной от 500 *мм* до 900 *мм*, но в количестве, не превышающем 10% всего числа полос, при чем такие укороченные полосы не должны следовать в ремне одна за другой.

5. При сращивании концов полос плечевые концы соединяются с плечевыми, а огузочные—с огузочными. В двойных ремнях допускается соединение плечевых концов с огузочными.

6. Подбор полос в двойных ремнях д. б. произведен т. о., чтобы края полос, к-рые были в коже обращены к хребту, были в верхнем и нижнем слое ремня направлены в разные стороны. Сшивки д. б. хорошо затянуты.

7. Склеиваемые части концов полос д. б. правильно состроганы—т. о., чтобы толщина ремня на участке склейки была равна толщине полос.

8. Концы полос д. б. обрезаны под прямым углом к кромке ремня.

9. Все стыки должны итти в одном направлении.

10. Длина участка склейки д. б. для ординарного ремня:

при ширине ремня в *мм*	свыше		25	40	50	70	100	150
	до	25	40	50	70	100	150	
Длина склейки не менее *мм*		100	110	125	140	155	165	175

Для двойного ремня при ширине ремня до 125 *мм*—не менее 100 *мм*, а при ширине свыше 125 *мм*—не менее 125 *мм*.

11. Расстояние между концами стыков верхнего и нижнего слоя у двойных ремней д. б. не менее 200 *мм*.

12. Ремень д. б. растянут под нагрузкой не менее 0,45 *кг/мм²*.

б) Внешний вид и качество готового ремня. 1. На готовом ремне не д. б. дыр, рогожин, тавра, рубцов, безличин, подчисток, ломин, трещин, пятен от загнивания, поперечных и косых подрезей на бахтарме (мелкцевой стороне кожи), налетов и нестираемой плесени.

2. Количество вполне зароспих оспин, разбросанных на площади отдельных полос, не должно превышать трех на одной полосе, при чем оспины не должны находиться внутри участка склейки, а расстояние между оспиной и кромкой ремня д. б. не менее 10 *мм*.

3. Продольные подрези глубиной не более $^1/_4$ толщины ремня, расположенные на бахтарме параллельно кромке ремня, допускаются в количестве не более двух на одной полосе.

4. Число полос с допускаемыми пороками по пп. 2 и 3 не должно превышать 20% всего числа полос в круге.

5. Кромки в развернутом ремне должны представлять собой прямые параллельные линии.

в) Размеры ремня.

1. Ширина ремней.

20 *мм*	40 *мм*	(70) *мм*	90 *мм*	125 *мм*	225 *мм*
25 »	45 »	75 »	(95) »	150 »	250 »
30 »	50 »	(80) »	100 »	175 »	275 »
35 »	60 »	85 »	115 »	200 »	300 »

Допускаемые отклонения: для ширин до 100 *мм* ±1 *мм*, свыше 100 *мм* ±2 *мм*.

Примечания. 1. Размеры, поставленные в скобки, по возможности не применять. 2. Ремни шириной свыше 300 *мм* изготовляются по особым заказам.

2. Толщина ремней.

При ширине ремня	Для ординарного ремня не менее	Для двойного ремня не менее
до 45 *мм*	$3^1/_2$ *мм*	—
свыше 45 до 80 *мм*	4 »	7 *мм*
» 80 » 115 »	$4^1/_2$ »	8 »
» 115 » 150 »	5 »	9 »
» 150 *мм*	$5^1/_2$ »	$9^1/_2$ »

Ремень д. б. равномерным по толщине. Допускаемые отклонения по толщине в отдельных местах ±0,5 *мм*.

3. Длина ремня в круге д. б. 25 *м* или кратной 25 *м*.

Допускаемые отклонения для длины ремня в круге ±0,75 *м*.

г) Механические свойства и химический состав.

1. Лицо ремня не д. б. ломким, т. е. не должно давать трещин и садки при сгибании образца лицом наружу на 180° вокруг валиков нижеслед. диаметров:

для ординарного ремня:

при толщине ремня	до 5 *мм*	диаметр валика . . . . . 25 *мм*
» » »	свыше 5 до 6 *мм*	» » . . . . . 30 »
» » »	» 6 *мм*	» » . . . . . 50 »

для двойного ремня:

при толщине ремня	до 10 *мм*	диаметр валика . . . . . 75 *мм*
» » »	свыше 10 »	» » . . . . . 100 »

Примечание. При сгибании концы склейки не должны расходиться.

2. Лицо ремня не д. б. отдушистым, т. е. не должно образовываться морщин при сгибании образца лицом внутрь на 180° вокруг валиков нижеследующих диаметров: для ординарного ремня—50 *мм* при любой толщине ремня, а для двойного ремня—100 *мм* при толщине ремня до 8 *мм* и 150 *мм* при толщине свыше 8 *мм*.

3. Сопротивление на разрыв для ординарного ремня:

для отдельных полос на участке между склейками не менее	2,4 *кг/мм²*
среднее по партии на участке между склейками не менее	2,7 »
для отдельных полос на месте склейки не менее	2 »
то же для двойного ремня: для отдельных полос не менее	2 »
среднее по партии	2,4 »

Удлинение при напряжении в 1 *кг/мм²*	не более 10%
4. Влажность (в момент отбора проб)	» » 16%
5. Золы не более 1,5%	При пересчете на кожу с содержанием влаги в 18%.
6. Жира—в пределах от 10 до 18%	
7. Веществ, вымываемых водой—не более 12% . . .	

§ 2. Ремни приводные тканые прорезиненные.

Ремни приводные тканые прорезиненные (извлечение из ОСТ 689) изготовляются из нескольких слоев (не менее двух) хлопчатобумажной ткани, связанных между собой вулканизированной массой каучука с примесями.

Технические условия. а) Конструкция ремня.

1. Ремни изготовляются конечные и бесконечные. Как конечные, так и бесконечные ремни изготовляются двух- и многопрокладочные, с резиновой обкладкой и без таковой.

2. Конечные ремни должны изготовляться из несостыкованных проходящих по всей длине полос.

3. Ремни шириной до 250 *мм* включительно, с количеством прокладок до четырех включительно, д. б. изготовлены из одного полотнища путем накладывания слоя на слой. Ремни шириной более 250 *мм*, с любым количеством прокладок, м. б. изготовлены из двух или более продольных полотнищ, при чем в этом случае продольные стыки не должны совпадать со средней линией ремня. При наличии четного числа стыков стыки д. б. расположены симметрично по отношению к средней линии ремня и находиться на расстоянии не менее 30 *мм* от кромок.

б) Внешний вид и качество. 1. Поверхность ремня без резиновой обкладки («необложенного» ремня) не должна иметь трещин, рубцов, вмятин, узлов и торчащих нитей.

2. Поверхность ремня с резиновой обкладкой («обложенного» ремня) д. б. совершенно гладкой, без пузырей, вмятин и изъязвлений.

3. Кромки в развернутом ремне должны представлять собой прямые параллельные линии.

в) Размеры. 1. Толщина ремней д. б. равномерна (вдоль средней линии и перпендикулярно к ней).

2. Толщина одной прокладки—1,25 *мм*. Допускаемые отклонения ±0,20 *мм*.

3. Средняя толщина ремня без обкладки должна равняться произведению средней толщины прокладки на число прокладок плюс двойная толщина обкладки (не менее 0,6 *мм* для каждой стороны ремня).

5. Ширина ремней:

40	*мм*	85	*мм*	175	*мм*	275	*мм*	250	*мм*
50	»	100	»	200	»	300	»	500	»
60	»	125	»	225	»	350	»	550	»
70	»	150	»	250	»	400	»	600	»

Допускаемые отклонения: для ширин до 150 *мм* включ. ±2 *мм*; для ширин свыше 150 до 300 *мм* ±4,5 *мм*; для ширин свыше 300 *мм* ±5 *мм*.

7. Длина бесконечных ремней обусловливается при заказе.

г) Физико-механические свойства. 1. Ремни д. б. изготовлены из отборной хлопчатобумажной ткани весом не менее 700 *г/м*^{2}. Прочность на разрыв, отнесенная к 1 *см* ширины одной прокладки готового ремня, д. б. по основе не менее 50 *кг* и по утку не менее 30 *кг*.

2. Относительное удлинение ремня в момент разрыва д. б. не более 25%.

3. Эластичное удлинение ремня, подвергнутого растяжению грузом, вес к-рого в *кг* равняется произведению, полученному от умножения числа *см* ширины ремня на количество прокладок и на 18, д. б. от 5% до 15% исходной длины образца.

4. Прокладки д. б. прочно спаяны между собой; резиновая обкладка (у «обложенных» ремней) д. б. прочно спаяна со смежной прокладкой.

5. Ремни должны обладать по всей длине равномерной гибкостью и упругостью.

6. «Обложенные» ремни не должны расслаиваться и не должны показывать чувствительной потери гибкости при темп-ре от —15° до +60° С.

7. «Обложенные» ремни д. б. стойкими по отношению к смазочным маслам.

Маркировка. На ремнях не реже, чем через каждые 16 *м*, д. б. указаны: а) место изготовления (наименование завода), б) год и месяц изготовления, в) ОСТ 689.

На бесконечных ремнях на нерабочей стороне д. б. нанесена стрелка, указывающая направление работы ремня (во избежание ослабления стыка).

СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ.

Основные понятия.

§ 1. Основные понятия.

Сопротивление материалов представляет собой первый раздел дисциплины «Строительная механика», излагающей методы расчета сооружений и их деталей.

Первый раздел, «Сопротивление материалов» («Теория отдельного элемента»), трактует о вопросах прочности, жесткости и устойчивости отдельного элемента сооружения, а также простейшего сооружения (балка, колонна и т. п.).

Второй раздел строительной механики, называемый «Статика сооружений» или «Теория сооружений» (сопротивление целого сооружения), занимается определением усилий (внешних и внутренних) и выяснением деформации целых сооружений.

Указанные разделы строительной механики не являются обособленными и вполне самостоятельными частями дисциплины, т. к. они связаны единством отправных гипотез-допущений, одинаковыми пределами их применимости и в значительной части находятся в обоюдной зависимости. Поэтому указанное выше разделение является условным, искусственным и различными авторами делается поразному. Это разделение однако не имеет значения для круга вопросов, разбираемых двумя разделами вместе.

Основными рабочими гипотезами строительной механики являются след.:

1) материал, из к-рого выполняется сооружение, принимается как идеально упругий, и, следовательно, полагают, что по удалении внешних сил с сооружения последнее полностью (без остаточных деформаций) возвращается в первоначальное состояние;

2) вещество тела равномерно и непрерывно распределяется по всему объему тела;

3) тело однородно, т. е. обладает во всех своих точках и во всех направлениях одинаковыми упругими свойствами, одинаковой сопротивляемостью и т. п. При этом допускается, что отдельные бесконечно-малые элементы тела будут иметь все те физические свойства, к-рыми обладает идеально упругое тело в целом;

4) деформации тела малы по сравнению с генеральными размерами сооружения и потому первыми пренебрегают для последних; это обстоятельство делает возможным определять совокупное воздействие нескольких систем сил на тело как сумму воздействий каждой системы в отдельности. Подобное свойство воздействий носит название принципа сложения действия сил, или независимости действия сил. Однако есть ряд вопросов, где этот принцип совершенно невозможно применить (напр., продольный изгиб, совместное действие изгиба и сжатия и т. п.), и в таких случаях задача решается без его применения;

5) между деформациями и возбуждаемыми внутри тела «внутренними» силами существует прямая пропорциональность (закон Гука);

6) плоские сечения, нормальные к оси бруса, остаются плоскими и после деформации (гипотеза Бернули).

Для случая прямых брусьев это допущение имеет следствием распределение внутренних нормальных к сечению сил по закону плоскости (Навье).

Указанные выше допущения находятся в противоречии с современными научными данными о строении твердых тел.

Основной закон Гука о прямой пропорциональной зависимости между внутренними силами и деформациями по своей природе мышления является метафизическим утверждением, не отображающим действительных качественных изменений процесса деформации тела в связи с количественными изменениями воздействий.

Принцип независимости действий, определяющий воздействие сложной группы как простую сумму простых воздействий, представляет собою «сведение» «сложного» с его многообразием к простому. В результате он также не отображает собою закона перехода количества в качество.

В таких же механистических условиях находится основной прием, к к-рому прибегает строительная механика, заменяя действительное сооружение условной расчетной схемой. Как известно, этот прием является основой методики дисциплины и позволяет все разнообразие действительных сооружений подвести под одну из немногочисленных схем, разбираемых в строительной механике.

Однако на сегодняшний день практика вынуждена использовать законы строительной механики, ограничивая задачу определенными рамками или пределами, в к-рых принятые рабочие гипотезы не дают чрезмерного расхождения с действительностью в материалах и сооружениях и когда вызываемые малые деформации не переходят т. н. (условно) «предела упругости», при переходе за к-рый появляются уже заметные остаточные деформации (если конечно существует хотя бы условный предел упругости, т. к. есть материалы, у к-рых его установить почти невозможно, как, напр., чугун, камень).

Научно-исследовательские работы в области сопротивления материалов должны проводиться по линии вскрытия противоречий современного состояния этой дисциплины, особенно в части, где эти противоречия чреваты большими последствиями (перенапряжение и пр.) для практики.

Философия диалектического материализма есть мощное орудие перестройки строительной механики.

Рассмотрение условий прочности, жесткости и устойчивости сооружений, удовлетворяющих требованиям социальной необходимости, экономической целесообразности в их единстве, взаимной зависимости и взаимном противоречии, изучение этих условий на основе диалектических законов жизни и работы сооружения и его частей должны пронизывать и наполнять содержание сопротивления материалов.

§ 2. Деформации и напряжения.

Наложенные на тело силы, представляющие собой то ли воздействие других тел, то ли собственный вес нашего тела, или возмещающие их изменения темп-ры окружающей среды вызывают деформации элементов упругого тела, производят работу. Тело переходит в напряженное состояние. Оно накопило упругую энергию (потенциал-энергия), необходимую для восстановления по снятии нагрузок своей первоначальной формы. Однако последнее будет в том лишь случае, если при нагружении изучаемого тела не были превзойдены его пределы упругости, если работа нагрузок целиком перешла в потенциальную энергию.

Для изучения характеристик напряженного состояния тела прибегаем к мысленному рассечению его и возмещению действия одной части на другую силами. Под напряжением будем понимать равнодействующую этих сил, приложенных к элементарной площадке поверхности сечения (напр.: $n=\frac{dP}{dF}$, где dP—сила, dF—площадка). Отсюда следует, что единицей измерения напряжения будут: *кг/см²*, либо *кг/мм²*, либо *т/см²* и т. д. Равнодействующая сил по всему сечению будет найдена по закону:

$$P=\int_0^F n\,dF.$$

В случае равномерного распределения напряжений по сечению или для нахождения среднего напряжения получаем ф-лу: $n=\frac{P}{F}$. Все напряжения можно разбить на две основные группы: на нормальные и касательные.

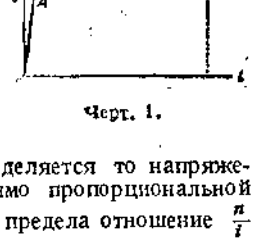
Нормальные напряжения возникают перпендикулярно плоскости сечения: 1) при воздействии на тело продольных, направленных параллельно его оси растягивающих или сжимающих сил, при чем сечение предполагается и не перпендикулярным оси; 2) как одна из компонент полного напряжения при воздействии на тело изгибающих моментов, плоскость действия к-рых проходит через ось тела.

Касательные напряжения возникают: 1) как вторые компоненты в указанном сейчас случае изгиба, действующие в плоскости сечения, взятого и не перпендикулярно оси тела; 2) при воздействии на тело крутящего момента, когда одна плоскость сечения относительно другой поворачивается (закручивается) на нек-рый угол; здесь плоскости сечений и плоскости действия момента перпендикулярны оси тела; 3) при сдвиге; здесь также плоскости сечений, сохраняя неизменным расстояние между собой, перемещаются параллельно одна относительно другой, без вращения, в направлении действия поперечных сил, направленных перпендикулярно к оси тела.

§ 3. Характер роста напряжений и термины.

Зависимость между деформациями и напряжениями для пластических материалов м. б. выражена (в качестве примера) сл. диаграммой растяжения:

По оси абсцисс отложены величины относительных удлинений: $l=\frac{\lambda}{l}$, где λ—абсолютное удлинение в *см* бруса длиной *l см*. По оси ординат отложены напряжения. На диаграмме отмечены пять характерных точек:



Черт. 1.

точка *A*—определяет предел упругости; так называют то предельное напряжение, при к-ром остающаяся деформация стержня меньше заданной, достаточно малой, величины (напр. 0,001%);

точка *B*—есть предел пропорциональности; на диаграмме этой точкой оканчивается отрезок прямой *OB*; физически ею определяется то напряжение, выше к-рого деформация перестает быть прямо пропорциональной нагрузке (линейная функция); взятое до этого предела отношение $\frac{n}{l}$ называется модулем продольной упругости (модуль Юнга) и обозначается *E*; модуль *E* имеет то же измерение, что и напряжение;

точка C—указывает **предел текучести** (критическая точка); он характерен тем, что, начиная от него, происходит растяжение материала без возрастания нагрузок; несколько далее напряжение вновь нарастает на ряду с усиленным ростом деформаций; наконец

в точке D—**временное сопротивление**—напряжение и нагрузка достигают своего максимума, появляется местное сужение (шейка) в образце, напряжения падают, деформация растет и

в точке F наступает разрыв.

Все указанные здесь напряжения отнесены к первоначальной (до опыта) площади сечения образца.

Относительное удлинение при разрыве (см. выше общую ф-лу) является одной из характеристик пластичности материала и поэтому далее приводится в таблицах (выражено в процентах).

Относительное **поперечное сжатие** при разрыве (также в процентах) есть отношение уменьшения площади поперечного сечения в месте разрыва к первоначальной:

$$\frac{F_0 - F_1}{F_0} \cdot 100.$$

Если рассматривать деформацию растяжения в пределах упругости, то поперечные размеры претерпевают также относительное сжатие; для цилиндрического бруса оно выразится: $i_1 = \frac{\Delta d}{d}$, где d—диаметр бруса, i_1 составляет часть относительного удлинения i. Отношение $\frac{i}{i_1} = m$ называется числом Пуассона; оно не может быть меньше 2, для изотропных тел колеблется в пределах 3—4, для металлов—в среднем $\frac{10}{3}$.

В природе не существует вполне твердых (не поддающихся деформациям) и вполне упругих тел, т. е. таких тел, деформации к-рых полностью исчезают по снятии наложенных на них нагрузок: полное удлинение всегда равно **упругому** плюс **остаточное**, к-рое, пока не перейден предел упругости, достаточно мало, чтобы им можно было пока пренебречь. Эта оговорка имеет отношение и к E.

Для хрупких материалов (камень, чугун, бетон и др.) зависимость между напряжениями и деформациями при сжатии выражается степенным законом: $n^k = Ei$, где k—постоянная величина > 1, своя для каждого материала.

Закон упругости при сдвиге имеет выражение, аналогичное приведенному для растяжения.

Отношение $\frac{t}{\theta}$—касательного напряжения к относительной деформации при сдвиге—называется модулем поперечной упругости (или модулем сдвига)—G. Между G и E существует связь:

$$G = \frac{m}{i(m+1)} E,$$

где m—Пуассоново число. θ есть угол сдвига отвлеченной величины.

Под допускаемым напряжением следует понимать то безопасное напряжение, на к-рое д. б. рассчитано сооружение; оно составляет нек-рый процент от того, при к-ром могут появиться в сооружении опасные деформации; этот процент обычно берется от предела текучести, реже от временного сопротивления. На выбор допускаемых напряжений влияют экономика страны, свойства материалов, техника проектирования постройки, характер работы сооружения и уровень наших знаний.

Механические свойства материалов.

§ 1. Железо и сталь.

Табл. 1. Общие данные ($кг/мм^2$).

Сорта	Модули: продольной упругости E	Модули: упругости при сдвиге G	Наименьшие пред.: пропорц. $R_{пр}$	Наименьшие пред.: текучести $R_{тк.}$	Временное сопротивление: растяжению R_+	Временное сопротивление: сжатию R_-	Удельная работа W_1 $\frac{кг.\,мм}{мм^3}$
1. Сварочное железо	20 000	7 700	13	18	от 33 до 40*1	Равно $R_{тк.}$	от 2 до 7
2. Литое железо	21 500	8 300	18	25	» 34 » 44	Равно $R_{тк.}$	» 6 » 8
3. Литая сталь	22 000	8 500	25	28	» 45 » 200	*2	8 и более
4. Рессорная сталь некаленая	22 000	8 500	50	—	» 75 » 100	—	—
5. Рессорная сталь каленая	22 000	8 500	75	—	» 170	—	—
6. Стальное литье	21 500	8 300	20	21	» 35 » 70 и больше	*2	7 и более
7. Чугун	от 7 500 до 10 500	от 2 900 до 4 000	—*3	—	от 12 до 24	от 70 до 85	0,08—0,14*4

*1 Для сварочного железа перпендикулярно волокнам R_+: 28 до 35.
*2 Для мягкой стали равно $R_{тк.}$; для твердой равно R_+.
*3 Относительные удлинение и укорочение: при растяжении $i = \frac{n^{1,1}}{12\,500}$, при сжатии $i = \frac{n^{1,05}}{11\,800}$, где n $кг/мм^2$ — действительное напряжение.
*4 Коэф-ты полноты ξ (из ф-лы $W_1 = \xi \cdot R_+ \cdot \frac{i}{100}$, где i — отн. удлин. в процент.): сварочное железо—0,7—0,8; литое железо (вязкое)—0,63; литая сталь—0,6—0,75; стальное литье—0,7.

Табл. 2. Требования «Единых норм» КомСТО от 1931 г.*1 и ИНОРС.

Материалы	Модуль упруг. E $кг/мм^2$	Наим. предел текуч. $R_{тк.}$ $кг/мм^2$	Врем. сопрот. растяж. R $кг/мм^2$	Относит. удлинение %
Конструкции				
Сталь 3	21 000*2	22*2	38—45	22
» 5 повыш.	21 000	30	50—60	18
» специальн.	21 000	36	48—62	20
Опоры				
Сталь литая Л1	21 000	—	36	16
» » Л2		—	50	10
» » Л2 понижк.		—	48	8
» » Л5		—	50—60	16
Чугун Ч1 сжат.	10 000	—	60	—
Чугун Ч1 растяж.		—	15	—
Заклепки				
Сталь 2	21 000	20*2	34—42	25
» 3		22*2	38—45	22
» 5 повыш.		27	45—55	22
» специальн.		36	45—55	22

*1 Эти требования предъявляются к материалам при допущении установленных КомСТО напряжений.
*2 Определение факультативно.

Временное сопротивление сдвигу $R_{сд.} = \mu_1 \cdot R$.

Для сварочного железа, полосового, поперек волокон $\mu_1 = 0{,}78—0{,}82$; для листового железа $\mu_1 = 0{,}87$ вдоль и $0{,}84$ поперек волокон. Для литого железа и литой стали в полосах поперек волокон $\mu_1 = 0{,}84—0{,}87$. Для чугуна $\mu_1 = 1{,}02—1{,}17$.

Табл. 3. Стали завода Ф. Круппа, Эссен.

Сорт и марки	Пределы: пропорц. $R_{пр.}$ кг/мм²	Пределы: текуч. $R_{тк.}$ кг/мм²	Временн. сопрот. на разрыв R кг/мм²	Относит. удлинение в %	Поперечн. сжатие в %	Примечание
1. Рессорн. С. О.:[*1]						
некаленая . . .	—	45—55	75—85	15—10	62—59	} Закалка в масле
каленая	—	85—90	110—120	6—5	—	
2. Спец. рессорная В.-М.:						
некаленая . .	—	50—60	85—95	14—10	39—37	} То же
каленая	—	120—135	130—150	6—5	42—32	
3. Никелевая сталь для мостов . . .	34	38	56—67	20	55	Ni от 2 до 3,5%
4. Автомоб. А. У. .	33—37	—	54—58	30	68	
5. То же А. О.:						
некаленая . . .	22—25	—	40—43	41—38	75—72	} Закалка в воде
каленая	35—40	—	45—59	30—25	66—61	
6. Отливки литого железа [*2] . . .	—	18	37—44	20	—	
7. Отливки литой стали [*2]	—	25	50—60	14	—	
8. Отливки стальные закаленные [*2] .	—	32	Более 65	6	—	Для крестовин

[*1] Допускаемые напряжения для пружин (закаленных) из стали С. О. на изгиб—100—110 кг/мм², из стали В. М. 120—130 кг/мм².
[*2] Согласно указаниям германского ж.-д. ведомства.

Табл. 4. Технические условия на сталь НКПС (1926 г.).

Сорт стали	Модуль прод. упруг. E кг/мм²	Времен. сопрот. на растяж. R кг/мм²	Относит. удлинение в %	Сводка применений и примечания
Ст. 1.	21 000	33—40	28	Связи, анкерные болты, дымогарные, жаровые трубы.
Ст. 2.	21 000	35—42	26	Заклепки, котельные и топочные листы, буксовые клинья, кулисы, части парораспределителей, валики, упряжные крюки.
Ст. 3.	21 000	37—44	22	Фасонное полосовое железо, кольца сухопарника, листовое железо, золотниковая рамка, рессорные хомуты, тормозные тяги, швеллеры.
Ст. 4.	21 500	40—50	20	Тормозные тяги, не требующие сварки, буксовые вагонные струнки, рессорные подвески и накладки.

Табл. 4 (*продолжение*).

Сорт стали	Модуль продол. упруг. E кг/мм²	Врем. сопрот. на растяж. R кг/мм²	Относит. удлинение в %	Сводка применений и примечания
Ст. 5.	21500	50—60	16	Паровозные оси, дышла, тендерные и вагонные оси, крейцкопфы, пальцы кривошипа, балансиры, упряжные скобы.
Ст. 6.	22000	60—70	12	Бандажи.
Ст. 7.	22000	70—85	8	Рессоры и пружины.
Стальное фасонное литье . .		36 50	16 10	СТЛ 1 СТЛ 2
Сварочн. железо.		34	12	Вдоль прокатки.
		28	3	Поперек прокатки.
Инструмент. быстрореж. . .		60—70	15—12	C—0,55—0,65%, Si—0,1—0,25%, Mn—0,6—0,8%.

Чугунное литье по сопротивлению изгибу разбито на четыре марки: ЧЛ 1—сопротивление изгибу 32 *кг*, стрела прогиба 8 *мм* (l = 600 *мм* образца); ЧЛ 2—сопротивление изгибу 28 *кг*, стрела прогиба 6 *мм*, сопротивление определено: 0,0557P, где P—ломающий груз; ЧЛ 3—соответственно 24 *кг* и 4 *мм*; ЧЛ 4 не прогибается.

Табл. 5. Некоторые сорта сталей заводов СССР.

Сорта и марки	Временное сопротивление R кг/мм²	Относительное удлинение в %	Относительное сжатие в %	Примечание
«В» завода «Большевик» . . .	48—52	22	35	Осевая сталь.
«Г» » » . . .	56—62	16	35	Бандажная сталь.
«Ф» » » . . .	50	15	3	Фасонные отливки.
«КП» » » . . .	135	8	40	Пружины, рессоры; твердость по Бринелю 196.
Сталь Мартена № 6—19 г. Ижевского з-да:				
некаленая	60—70	16	40	Рессоры, пружины; закалка в масле.
каленая	85—100	10	40	
Пружинная К—кремний, Ижевского завода:				
некаленая	75—95	14	40	Кремния 1,4—1,6%
каленая	180—200	4	16	

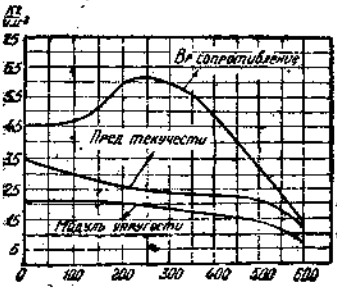
Влияние темп-ры. Повышение темп-ры резко влияет на изменение механических свойств металла (Lea, Bach, Welter).

Бах дал для стального литья (0,18 C, 0,36 Mn, 0,28 Si и 0,29 P, S, As, Cu) сл. таблицу:

Табл. 6. Учет влияния температуры.

Механические свойства стального литья	Температура					
	20°	100°	200°	300°	400°	600°
Временное сопротивление растяжению в (*кг*/*см*²)	4165	4567	5253	5052	4043	2365
Предел текучести	2375	2156	2186	1911	1384	—
Относительное удлинение (в проц.) .	28	16	18	25	36	64

Опытами Вельтера установлено, что упругие свойства сталей с высоким содержанием углерода и специальных сталей по мере увеличения темп-ры в общем понижаются; для стали со средним содержанием углерода в общем подтверждаются данные Баха. Для мягкой стали данные, полученные Ли, приведены на черт. 1-а.



Черт. 1-а.

Для высокосортного чугуна (с $R = 2\,350$ кг/см²) по Баху:

при темп-ре	300°	400°	500°	570°
врем. сопрот. растяж. в % от врем. сопрот. растяж. при 200°	99	92	76	52

Тепловая обработка сталей приводит к повышению качеств упругости и пластичности.

Дж. Лессельс приводит такие данные (в кг/мм²):

Табл. 7. Тепловая обработка сталей.

Сорт стали	Способ обработки	Пределы: пропорцион. $R_{пр.}$	Пределы: текучести $R_{тк.}$	Врем. сопрот. R	Удлинение (в %)	Примечание
1. Углеродистая (0,37% C)	Прокат	19	21,5	52	32	
	Отжиг	25,5	26,5	49	32	При 850° C
	Нормализ.	26,5	29	55,5	29	» 850° C
	Отпуск	45,5	48	73,5	22	» 550° C
2. Никелевая (Ni—3,5%, C—0,35%)	Прокат	33	42	73,5	21	
	Нормализ.	36,5	42	73	22	При 840° C
3. Хромо-никелевая (Ni—4,3%, Cr—1,44%)	Отпуск	64,5	99	110	18	Закал 800°, отпуск 600° C

Холодная обработка увеличивает временное сопротивление, но понижает пластичность металла. Надо напомнить, что преимущества, полученные холодной обработкой, могут исчезнуть, если материал подвергается действию высокой темп-ры (опыты Этчисона, Риза, Лессельс).

Табл. 8. Пределы выносливости для сталей.

Сорта сталей	Предел выносливости $R_в$ кг/мм²	Времен. сопротивление R кг/мм²	Характерист. выносливости $\frac{R_в}{R}$	Примечание
1 Углеродистая, C 0,37%	19,6	52	0,38	Прокат.
2 Углеродистая, C 0,37%	35,7	73,5	0,49	Закал 850° отпуск 550°
3 Сорбитовая, C 1,2%	64 5	126	0.51	
4. Никелевая, Ni 3.5%	28,7	73,5	0,39	Прокат.

Усталость металлов. Велер установил, что при напряжениях, меньших временного сопротивления, материал способен разрушаться, если будет достигнуто достаточное число колебаний нагрузки. Наименьшее напряжение, при к-ром число колебаний следовало бы довести до бесконечности, чтобы материал разрушился, называется пределом выносливости.

§ 2. Красная медь и ее сплавы.

Табл. 9.

Сорт металла	Модуль упругости E кг/мм²	Предел пропорцион. $R_{пр.}$ кг/мм²	Врем. сопротивление R кг/мм²	Удлинение (в %)	Поперечное сжатие (в %)	Удельная работа кг/мм мм³	Примечание
1. Листы красной меди прокат. . .	11 500	Почти 0	20—23	35—38	45—50	7	По Баху
2. Твердая прокаленная медь . .			> 23	> 38	> 45	—	По Гекману
3. Специальная для паровозн. топок			> 27	> 35	> 60	—	» »
4. Желтая медь, литая	8 000	6,5	15	13	17,5	—	По Баху
5. Желтая медь прокат.	—	—	45	14—24	45	—	» »
6. Красная латунь .	9 000	3	20	6—20	10,5	1,1 — 4,6	» »
7. Пушечная бронза	11 000	3	30	—	—	—	» »
8. То же плотная. .	11 000	9	32	—	—	—	» »
9. Фосфористая бронза	—	—	38,5	71	66	—	» »
10. Эрликоновская бронза № А, кованая	—	28	44—56	15—25	—	—	» »
11. Марка Б на трубы.	—	—	21	25	—	—	НКПС
12. Болтовая медь марки В . . .	—	—	22—23	36—38	—	—	»
13. Листы красн. меди марки В . .	—	—	21—22	35—37	—	—	»
14. Бронз. отливки м. № 1 (на атм. давл. > 10 атм.)	—	—	22	12	—	—	»
15. То же м. № 2 (на атм. давление < 10 атм.) . .	—	—	18	12	—	—	»
16. То же м. № 3 (на золотники) . .	—	—	23	5	—	—	»

Влияние т-ры на сплавы меди характеризованы в таблице 10.

Табл. 10. Влияние температуры.

1. Кр. медь лист. $t°$ . . .	50	100	150	200	250	367	556	Сравн. с сопротивл. при 10°.
Врем. сопротивл. %. . .	98	95	91	85	79	66	33	
2. Дюрана металл $t°$ . . .	24	95	148	170	214	320	542	58,7 Cu, 39,6 Zn, 1,0 Sn, 0,4 Pb, 0,3 Fe.
Врем. сопрот. R кг/мм².	41	34	31	28	18	6	0,5	
Пр. пропорц. $R_{пр.}$ кг/мм².	18	17	17	16	12	4	—	
3. Бронза $t°$		100	200	300	400	500		91,4 Cu, 2,8 Zn, 5,5 Sn.
Врем. сопротивл. %. .		101	94	57	26	18		За 100% прин. соотв. велич. при 20°
Относ. удлинение %. .		98	96	32	0	0		
4. Марганцовая бронза $t°$.	20	295	340	410	500			
Врем. сопротивл. кг/мм²	46	23	15	7	0			

§ 3. Другие металлы и материалы.

Алюминий и его сплавы.

Табл. 11 (*кг/мм*²).

Сорт	Модуль упругости: продольн. E	Модуль упругости: сдвига G	Временное сопротивл. растяжению R	Относительное удлин. (в %)	Примечание
1. Алюминий чистый (от 98,5%)	6 750	2 600	7—10	3	Литой
» » прокат	7 260	—	10—15 *1	30	С отжигом
2. Сплав D (10% Zn, 2% Cu)*2	—	—	12—17	2—4	Литой
» D (10% Zn, 2% Cu)*2	—	—	30	10	Механ. обраб.
3. Магналий (3—25% Mg)*2	—	—	30—45	—	Литой
» (3—25% Mg)*2	—	—	20—25	5—10	Катаный
4. Дюралюминий 681A (0,5% Mg, 3—5% Cu, 1% Mn)*2	—	—	41,8	21	Облагорож. жесть.
Дюралюминий 681A (0,5% Mg, 3—5% Cu, 1% Mn)*2	—	—	56	4	Прокат до 2 *мм*
5. Кольчугалюминий (4—5% Cu, 0,2—0,6 Ni, 0,5 Mg, 0,6 Mn, 0,4% Si)*2	6 400	—	28—38	25—10	
6. Алюмин. бронза 10% Al	1 200	—	62	0,5	Литая
7. Силумин 11—14% Si	—	—	20	5—10	

*1 Вдоль волокон верхний предел; при холодной прокатке $R = 20—25$ *кг/мм*², при удлинении 5%. *2 Остальное—алюминий.

Табл. 12. Сравнение прочности тяжелых и легких сплавов.

Сплав	Обработка	Удельное сопротивление *
Мягкая сталь	Отжиг	995
Бронза	Прокат	755
Медь	»	470
Алюминиевые сплавы	Прокат с теплов. обработкой	2 530

Отсюда видно, насколько легкие сплавы выше по своим механическим свойствам с точки зрения удельного сопротивления сравнительно с тяжелыми.

Табл. 13. Свойства некоторых металлов и материалов.

Сорт	Модуль упругости E *кг/мм*²	Предел пропорцион. $R_{пр.}$ *кг/мм*²	Временное сопротивл. растяжен. R *кг/мм*²	Относительное удлинен. (в %)	Примечание
1. Магний чистый	—	—	12	4—5	Литой
2. ЭлектронMg>75%	4 500	22	35	7—8	Прессованн. PV1
3. Цинк Zn>98%	8 700	Нет	19—25	15—18	Прокат
4. Томпак (Zn 28%, Cu 72%)	—	—	40	15	Листы, прокат.
5. Листовая латунь (Zn 37%, Cu 63%)	—	—	45	10	» »

* Отношение временного сопротивления в *кг/см*² к весу 1 *см*³ материала.

Табл. 13 (*продолжение*).

Сорт	Модуль упругости E кг/мм²	Предел пропорцион. $R_{пр.}$ кг/мм²	Временное сопротивл. растяжен. R кг/мм²	Относительное удлинен. (в %)	Примечание
6. Свинец	500	—	1,25	—	
7. Гартблей (Pb > 90%)	—	—	3,5	—	До 10% сурьмы.
8. Олово	4 000	—	3,5—4		
9. Белый металл	2 670	—	5	0,8	90% Pb, 10% Sb.
10. » »	2 750	—	4	0,5	80% Pb, 15% Sb, 5% Sn.
11. Серебро	—	3	16	—	Отпуск.
12. Золото	—	14	27	—	Тянутое.
13. Платина	—	26	34	—	То же.
14. Стекло	7 000	—	2,5	—	
15. Кронглас	6 500	—	6—8	—	
16. Флинтглас	5 500	—	4—6	—	
17. Зеркальное стекло	6 000	—	7	—	
18. Бумага	—	—	0,4—1,8	—	
19. Эбонит	26	—	6,5	—	

Табл. 14. Влияние температуры на металлы (П. Людвиг) *.

t°C	Врем. сопр. R кг/см²	Относ. удлин. l (в %)	Относ. сжатие (в %)	t°C	Врем. сопр. R кг/см²	Относ. удлин. l (в %)	Относ. сжатие (в %)	t°C	Врем. сопр. R кг/см²	Относ. удлин. l (в %)	Относ. сжатие (в %)
Алюминий отжиг 350°				Цинк отжиг 200°				Литое железо отжиг 900°			
20	1160	19	79	20	1130	5	7	20	3 340	21	68
75	1000	24	83	112	725	8	15	225	4 300	4	57
135	765	32	88	150	500	7	10	275	4 450	7	51
310	260	39	97	247	225	6	11	407	2 700	21	68
403	125	42	99	330	125	8	15	617	760	45	95
510	55	45	99	405	3	2	2	835	220	39	88
Свинец отжиг 100°				Олово отжиг 50°				Желтая медь отжиг 500°			
20	135	31	100	20	275	40	74	20	3 340	34	70
82	80	24	100	53	175	45	72	200	2 690	35	70
150	50	33	100	100	105	45	82	400	1 180	19	27
195	40	20	100	153	65	41	97	600	260	14	17
265	20	20	100	180	45	10	12	800	50	7	9

* При испытаниях удлинения росли по 4% в мин.

§ 4. Гибкие тела.

Проволока тянутая имеет временное сопротивление, зависящее от диаметра. По Крамаржу $R = \frac{c}{d} + R_0$, где c и R_0—постоянные—в табл. 15, d—диам. в *мм*, R—временное сопротивление в *кг/см²*.

Табл. 15. Значения c и R_0 по Крамаржу.

Сорт проволоки	Не обожженная		Обожженная		Сорт проволоки	Не обожженная		Обожженная	
	c	R_0	c	R_0		c	R_0	c	R_0
Лучш. жел. проволока	1 590	6 370	380	3 310	Тверд. свинц. проволока	0	220	—	—
Обыкновенная проволока	2 290	4 580	640	2 870	Мягкая свинц. проволока	0	170	—	—
Стальная проволока	2 670	6 370	380	5 730	Платиновая проволока	1 210	2 230	960	1 850
Цинковая »	220	1 270	—	—	Бронзовая проволока	1 860	5 030	—	—
Медная »	960	3 500	0	2 360					
Латунная проволока	1 020	5 480	700	2 870					

В табл. 16 даны средние значения характеристик проволоки независимо от ее диаметра; при этом необходимо помнить, что для одностренговых проволочных канатов $E_1 = 0{,}6E$, для двустренговых $E_2 = 0{,}6^2E$ и для трехстренговых $E_3 = 0{,}6^3E$, где E—модуль упругости соответствующей проволоки.

Табл. 16. Данные для проволоки (кг/мм²).

Сорт	Модуль упругости E	Предел пропорционал. $R_{пр.}$	Времени. сопротивл. R
1. Железная белая	—	42*1	56—70*1
2. » отожженная	20 000*2	20*2	40*2
3. Бессемер. белая	—	52	65
4. » отожженная	21 500	22,5	40—60
5. Тигельной стали	21 500*3	100*3	90—190*3
6. Хромо-никелевая	—	—	90
7. Цинковая	1 500	—	19
8. Красной меди	13 000	12	40—45
9. Бронзовая	—	—	46—71
10. Кремнистой бронзы	—	—	65—85
11. Латунная	10 000	13	50—61
12. Никелевая	—	—	48—53
13. Металла «дельта»	—	—	до 98
14. Алюминиевая	—	—	23—27*4
15. Алюминиев. бронзы	—	—	65*5
16. Свинцовая	700	—	1,7—2,2
17. Танталовая	—	—	170*6
18. Вольфрамовая	—	—	600—700*7
19. Молибденовая	—	—	220*8

*1 Тянутая. *2 Оцинкованная телеграфная 40—43. *3 Оцинкованная телеграфная—135; для подъемных канатов—115—130 и даже 200. *4 Холодная проковка. *5 Литая. *6 $d = 0{,}035$ мм. *7 $d = 0{,}015$ мм. *8 $d = 0{,}04$ мм.

Табл. 17. Данные о ремнях.

Сорт	Вес $г/см^3$	Модуль упругости E $кг/см^2$	Предел текучести ($кг/см^2$)			Примечание
			хребет	спина	бока	
Кожаные: сыпн. дубл. дуб. корой	0,85—0,95	2 500	125	115	150	Чепрак.
» дубление лучш.	0,95—1,04	3 500—5 000	80	70	90	
» хромом.	0,80	2 500—3 000	115	130	175	
Кожаный новый	—	1 250	—	160*1	—	По Баху.
» бывший в употребл.	—	2 250	—	—*1	—	» »
Валяные ремни	1,10	8 500	—	80	—	Шитые.
Плетеные »	1,00	15 500—25 000	130	100	80	«Эпата».
Тканые: хлопч.-бум.	1,16	10 000—14 000	49	—	—	
Тканые: верблюж. шерсти	1,05	2 500— 6 000	50	37	22	
Пеньковый канат*2		6 000 –15 000				

*1 Временное сопротивление 250—450 $кг/см^2$. *2 Временное сопротивление 1 200—1 350 $кг/см^2$ для новых канатов и 500 $кг/см^2$ для старых.

§ 5. Дерево

Технические качества древесины стоят в зависимости от степени ее влажности. Нормальной влажностью признается от 10 до 17%. Повышение влажности ведет за собой понижение механических характеристик.

В табл. 18 приведены данные, касающиеся всего сечения (сердцевины и заболони вместе).

Табл. 18. Характеристика отдельных пород.

Вид деформации	Род нагрузки	Влажность (в %)	Модуль упруг. E $кг/мм^2$	Предел пропорц. $R_{пр.}$ $кг/мм^2$	Врем. сопрот. R $кг/мм^2$
Сосна					
Растяжение	Параллельно волокнам	13	900	—	7,9
Сжатие		18	960	1,55	2,8
Изгиб		23	1080	2	4,7
Сдвиг*		25			
Дуб					
Растяжение	Параллельно волокнам	—	—	4,75	9,65
Сжатие		—	1080	1,6	3,45
Изгиб		24	1030	2,15	6,00
Сдвиг*		—	1000	—	0,75
Пихта					
Растяжение	Параллельно волокнам	16	920	—	7,5
Сжатие		19	990	1,5	2,45
Изгиб		29	1100	2,3	4,2
Сдвиг*		38	—	—	0,4
Бук					
Растяжение	Параллельно волокнам	—	1800	5,8	13,4
Сжатие		—	1690	1,0	3,2
Изгиб		17	1280	2,4	6,7
Сдвиг *		—	—	—	0,85

* Сдвиг параллельно направлению волокон в плоскости, проходящей через ось ствола.

Для временного сопротивления сдвигу Винклер дает след. зависимость:

$$R_{сд.} = \mu_1 \cdot R,$$

где: $\mu_1 = 0{,}064$ для хвойного дерева ($\parallel$ волокнам); $\mu_1 = 0{,}32$ ($\perp$ волокнам) для хвойного дерева; для дуба $\mu_1 = 0{,}084$ ($\parallel$ волокнам) и $\mu_1 = 0{,}27$ ($\perp$ волокнам).

По Мелану $R_{сд.}$ имеет следующие значения (в *кг/см²*):

	Сосна	Пихта	Ель	Дуб	Лиственница	Бук
$\parallel$ волокнам .	61	67	63	75	72	84
$\perp$ волокнам .	210	219	273	270	247	290

Техническими условиями КомСТО (1931 г.) и ИНОРС'а ВСНХ даются указания: а) в расчетах деформаций модуль упругости при сжатии и растяжении вдоль волокон, а также при изгибе принимается независимо от породы по табл. 19; б) временные сопротивления при 15% влажности должны быть по табл. 19.

Табл. 19 (в *кг/мм²*).

Породы	Модуль E			Временное сопротивл. *		
	сухой лес	полусухой лес	сырой лес	сжатие	изгиб	прод. скалыв.
Сосна	1100	1000	800	3—3,5	5—6	0,5—0,6
Дуб				3,5—4	6—7	0,7—0,9

* Меньший предел—2-я марка дерева, больший—1-я марка.

Бамбуковое дерево—вереднем $E = 2000$; $R_+ = 20$; $R_- = 6{,}5$; $R_{изг.} = 15$ все в *кг/мм²*).

§ 6. Камни и растворы.

Табл. 20. Общие характеристики.

Материалы	Врем. сопротивление в долях врем. сопротивления сжатию		
	На растяжение R_+	на изгиб $R_{изг.}$	на сдвиг $R_{сд.}$
Камни	$\frac{1}{26} R_-$	$\frac{1}{6} R_-$	$\frac{1}{13} R_-$
Цементный раствор	$\left(\frac{1}{6} - \frac{1}{12}\right) R_-$	$\frac{1}{4} R_-$	$\frac{1}{6} R_-$
Известковый »	$\left(\frac{1}{5} - \frac{1}{8}\right) R_-$	—	—
Бетон.	$\left(\frac{1}{10} - \frac{1}{12}\right) R_-$	$(1{,}8 - 2) R_-$	$> R_-$

Модули упругости каменных материалов (E *кг/мм²*): гранит—1300, кирпич машинного производства—1100—1200, клинкер—1400—1700, песчаник (красный крупнозернистый)—2300—2400; бутовая кладка—600; кирпичная кладка на известковом растворе—240—360; клинкер на цементном растворе—1000—1200; трамбованный бетон—2700—3500

пластичный бетон—2000—2800; бетонные камни—1650—3500; искусственное дерево (тектоновая масса): смесь 1—164, смесь 2—100.

Едиными нормами КомСТО (1930 г.) предложено считать: модуль упругости кладки из естественных камней—600 *кг/мм²*, кирпичной кладки—300 *кг/мм²*, для бетона (при расчете напряжений)—1400 *кг/мм²*, для бетона (при расчете деформаций)—2100 *кг/мм²*. Фёппль предлагает модуль упругости бетона на сдвиг принимать в 1130—1380 *кг/мм²* $\left(G \cong \frac{1}{2} E\right)$.

В табл. 21 приведены временные сопротивления не-рых пород, пользоваться к-рыми в виду трудности дать средние значения надо с известным ограничением.

Табл. 21. Временные сопротивления (*кг/мм²*).

Материалы	Врем. сопротивл. сжатию R_-	Материалы	Врем. сопротивл. сжатию R_-
Граниты		20. Кирпич из дом. шлака	0,5—2,0
1. Очень твердый, полируется	12—35	21. Известк.-песч. клинкер.	2
2. Твердый, полируется	8—12	22. Клинкер-кирпич	3—9
3. Не полируется	4—8	23. Кирпич-железняк	2—3
4. Сиенит	10—25	24. » обыкн. 1-го сорта	⩾ 1,5
5. Порфир	19—35	25. » » 2-го сорта	⩾ 1,0
6. Базальт	25—50	26. » пористый	1,5
7. Базальтовая лава	3—15	27. Цементный раствор 1 : 3: через 7 дней	1,2
Известняки		через 28 »	2,5—5
8 Мрамор	10—18	28. Извест. раствор хорош. через 28 дней	0,15
9. Плотный известняк	10—15	29. Цементн. бетон, трамбов.: через 7 дней	0,6—3
10. Пористый известняк	2—6	через 28 »	0,9—3,5
11. Глинист. сланец (бут)	6—17	30. Кладка клинкера извест. раств., через 28 дней	1,3
Песчаники		31. То же на цем. растворе, через 28 дней	2,6
12. Очень твердый	15—20	32. Кладка кирп. на извест. растворе, через 28 дней	0,5
13. Твердый	10—15	33. То же на цем. раств., через 28 дней	1,3
14. Средней твердости	6—10	34. Кладка изв.-песч. кирпича на изв. раств., через 28 дней	0,8
15 Нетвердый	4—6	35. То же на цем. раств., через 28 дней	1,8
Туфы			
16. Твердый	3—15		
17. Малотвердый	2—3		
18. Искусственный песчаник	1,5—4,5		
19. Кирпич из шлака	0,2—1,0		

По техническим условиям и нормам ИНОРС'а, утвержденным ВСНХ (1931 г.), от бетонов через 28 дней требуется след. временные сопротивления:

Табл. 22. Временное сопротивление сжатию (*кг/см²*).

Применение	Форма образца	Марки						
1. В бетонных сооруж.	Куб со стороной 20 или 30 *см*	—	—	130	110	90	65	45
2. В жел.-бетонных сооруж.	То же или балка 15 × 15 × 120 *см*	210	170	130	110	90	—	—

Допускаемые напряжения и веса.

§ 1. Металлы.

а) Допускаемые напряжения в машиностроении даются в табл. 23 для трех видов нагрузки: I—спокойная, II—нагрузка меняется от нуля до максимума и обратно, III—нагрузка меняется от $+max$ до $-max$.

Табл. 23. Допускаемые напряжения для железа и стали ($кг/мм^2$).

Вид сопротивления и нагрузки		Сварн. железо	Литое железо	Литая сталь	Стальное литье	Чугун	Красная медь в листах, прокат.
Растяжение $[n+]$	I	9	9—15	12—18	6—12	3	6
	II	5,4	5,4—9	7,2—10,8	3,6—7,2	1,8	3,6
	III	4,5	4,5—7,5	6—9	3—6	1,5	
Сжатие $[n-]$	I	9	9—15	12—18	9—15	9	
	II	5,4	5,4—9	7,2—10,8	5,4—9	5,4	
Изгиб $[n_и]$	I	9	9—15	12—18	7,5—12	—	
	II	5,4	5,4—9	7,2—10,8	4,5—7,2	—*	
	III	4,5	4,5—7,5	6—9	3,75—6	—	
Сдвиг $[t]$	I	7,2	7,2—12	9,6—14,4	4,8—9,6	3	
	II	4,3	4,3—7,2	5,8—8,6	2,9—5,6	1,8	
	III	3,6	3,6—6	4,8—7,2	2,4—4,8	1,8	
Кручение $[t_к]$	I	3,6	6—12	9—14,4	4,8—9,6		
	II	2,2	3,6—7,2	5,4—8,6	2,9—5,8		
	III	1,8	3—6	4,5—7,2	2,4—4,8		

* Допускаем напряжения на изгиб чугуна: для прямоугольного сечения—1,7 $[n+]$, для круглого—2,05 $[n+]$, для I—1,45 $[n+]$, где $[n+]$—допускаемое напряжение на растяжение чугуна.

Для рессорной стали (закаленной, лучшего качества) Бах рекомендует: $[n_и]=75$ $кг/мм^2$, $[t_к]=60$ для I вида нагрузки; для II вида: $[n_и]=50$ и $[t_к]=40$; при применении специальной рессорной стали можно доводить $[t_к]$ до 100 $кг/мм^2$; для ж.-д. рессор (с закалом) в среднем $[n_и]=65$ при спокойной нагрузке; для спиральных пружин при сильно меняющейся нагрузке $[t_к]=30$ $кг/мм^2$.

б) На германских ж. д. имеются след. нормы (1925 г.).

Табл. 24. Допускаемые напряжения в Германии ($кг/мм^2$).

Сорт металла	Средний предел текучести	Допускаемые напряжения при действии главн. сил: изгиб.	главн. сил: растяжение	главн. сил: сжатие	главн. сил и дополн.: изгиб.	главн. сил и дополн.: растяжение	главн. сил и дополн.: сжатие
Литая сталь St 37	24	14	14	*	16	16	*
Высокосортная St 48	31,2	18,2	18,2	*	20,8	20,8	*
Стальное литье St 52—81	—	18	—	18	20	—	20
Прокованная сталь St. G 35—61	—	20	—	20	22	—	22
Чугун C_g 15—90	растяж.	4,5		10	5 раст.	—	11
	сжатие	9			10 сжат.		

* Допускаемые напряжения на сжатие выражены через допускаемые напряжения на растяжение умножением его на коэф-т уменьшения на продольный изгиб.

в) Едиными нормами строит. проектирования КомСТО (1930 г.) все сооружения разбиты на пять классов; допускаемые напряжения указаны для II класса; для остальных классов даны коэф-ты изменения допускаемых напряжений сравнительно со II классом.

Классы сооружений	Относит. коэф-т
Монументальные сооружения, памятники и т. п., вне классов	По особому соглашению с высшими органами
Особо ответственные капитальные сооружения, в том числе и на транспорте I	0,8 — 1,0
Обычные капитальные сооружения на транспорте, в промышленности, коллективном хозяйстве. II	1,0
Сооружения облегченного типа, в том числе и на транспорте III	1,0 — 1,20
Сооружения временного характера, на 5—10 лет службы IV	1,20—1,67

В дальнейшем приводятся допускаемые напряжения только для II класса.

Табл. 25. Основные допускаемые напряжения (*кг/мм²*).

Напряжения	Материалы							
	прокатный			литой				
	ст. 3	ст. 5 пов.	ст. спец.	ст. Л 1	ст. Л 2 пов.	ст. Л 2	ст. Л 5	чугун Ч 1
1. Основные напряжения при действии основных нагрузок	14	17,5	21	12	15	18	20	10
2. Основные напряжения при совместном действии основных и случайных нагрузок . . .	17	21	25	15	18	21	25	11

Основными напряжениями считаются:

Для проката — статическое напряжение на растяжение;
» литой стали » » » изгиб;
» чугуна » » » сжатие.

Табл. 26. Производные допускаемые напряжения для проката (*кг/мм²*) *.

Напряжения		Материалы и основн. доп. напряж.						Объект
		сталь 3		сталь 5 повыш.		сталь спец.		
		14	17	17,5	21	21	25	
1. На скалывание . .		10,5	12,7	13	15,7	15,7	18,8	Осн. конструкции
2. » срезывание (*f*)	*A*	12,5	15,5	16	19	19	22,5	Осн. конструкции
	B	11	13,0	14	16,8	16,8	20	Осн. конструкции
	C	9,5	11,8	—	—	—	—	Осн. конструкции
3. » смятие n_0	*A*	35	42,5	43	52	52	62	Заклепки
	B	28	34	35	42	42	50	Заклепки
	C	24	29	—	—	—	—	Заклепки
4. » отрыв	*A*	11	13,6	—	—	—	—	Заклепки
	B и *C*	8,4	10,2	10,5	12,6	12,6	15	Заклепки
5. » срезывание . .		11(8,4)	13,6(10,2)	14	16,8	16,8	20	Точеные болты (в скобках для неточеных)
6. » смятие		28(17)	34, (20,5)	35	42	42	50	Точеные болты (в скобках для неточеных)
7. » растяжение . .		10,5	12,7	13,0	15,7	15	18	Анкерные болты

Заклепки *A*—прессовая клепка с рассверленными дырами в стержнях с гибкостью $\leqslant 100$; *C*—заклепки в продавленных дырах, не рассверленных; *B*—заклепки в рассверленных дырах.

* Согласовано с ТУ и н ИНОРС'а ВСНХ (1931 г.).

Табл. 27. Производные допускаемые напряжения для стального литья и чугуна (*кг/мм²*).

Напряжения	Материал и осн. доп. напряжения									
	сталь Л 1		сталь Л 2 пониж.		сталь Л 2		сталь Л 5		чугун Ч 1	
	12	15	15	18	18	21	20	25	10	12
1. На перерезывание	9	11,5	11,5	13,5	13,5	16	15	18,5	2,5	3
2. » сжатие	12	15	15	18	18	21	20	25	10	12
3. » растяжение	12	15	15	18	18	21	20	25	2,5	3
4. » изгиб	12	15	15	18	18	21	20	25	{—10 {+4	—11 +4,8
5. » местное смятие:										
плотное касание	8,5	11	11	13	13	15	14	18	6,5	7,8
своб. касание *А*	50	60	60	70	70	80	80	100	35	42
» » *В*	35	43	40	50	50	60	55	70	25	30
6. На раздробление катков	0,45	0,55	0,55	0,65	0,65	0,75	0,90	0,90	—	—

При применении электросварки размеры соединяющихся элементов в стыке определяются, исходя из допускаемых напряжений по Ед. норм. КомСТО, табл. 28.

Табл. 28. Допускаемые напряжения при электросварке (*кг/мм²*).

Род напряжений	При действии осн. нагрузок	При совмест. действии всех нагрузок
1. Сжатие	10	12
2. Растяжение	9	11
3. Срезывание	7,2	8,7

г) По ТУ НКПС 1929 г. допускаются след. основные напряжения (в *кг/мм²*):

	Ст. 3	Ст. 5	Спец. сталь
При действии основных нагрузок	13	16,5	19,5
» » основн. и дополн. нагрузок	16,5	20,5	24

На заклепки НКПС предлагается допускать: на срез 0,8 указанных основных, на отрыв головок 0,6 указанных основных, причем за рабочую площадь следует считать площадь стержня заклепки; на смятие при односрезных заклепках—1,75 основных допускаемых напряжений и 2,0 при двухсрезных заклепках.

В опорных частях допускаются НКПС след. напряжения (в *кг/мм²*):

		Л. ст. 2	Л. ст. 5
1. Изгиб и непосредств. сжатие		18	20
2. Перерезывание		13,5	15
3. Смятие	свободн. касание	70	80
	плотное касание	13	20

На изнашивание можно принять сл. допускаемые напряжения (в *кг/см²*):

Шарниры	сталь по стали	120—150
	сталь по бронзе	80—110
Шипы	закал. сталь по закал. стали	150—170
	закал. сталь по бронзе	80—100
	железо по бронзе	50—35
	» » чугуну	30—25
Ползуны	бронза по стали	3—10
	чугун по стали	2—5

§ 2. Камни, кирпич, бетонная кладка, растворы и грунт.

а) Единые нормы строит. проект. КомСТО (1930 г.) дают нормы (табл. 29, стр. 198) для сооружений II класса; допускаемые напряжения для сооружений прочих классов—см. предыдущий раздел (стр. 17). За основное напряжение принято напряжение сжатия крайней фибры от изгиба при действии основных сил, к-рые следует увеличить на 30% при введении в расчет также и случайных сил. Для производных допускаемых напряжений вводятся коэф-ты: осевое сжатие—0,8 основного, растяжение—0,12 (при максимальном абсолютном значении 5 *кг/см*²), скалывание—0,10.

б) По германским нормам допускаемые напряжения для камней указаны в табл. 30.

Табл. 30. Германские нормы (*кг/см*²).

Род камня	Доп. напряжения сжатия: подферм. камней	столбов и сводов	тонких столбов и колонн	Род камня	Доп. напряжения сжатия: подферм. камней	столбов и сводов	тонких столбов и колонн
1. Базальт . . .	65	45	30	6. Базальтовая лава и песчаник	20	15	10
2. Гранит . . .	60	40	25	7. Туф	—	10	7
3. Сиенит . . .	55	40	25	8. Бут	—	5—7	—
4. Порфир . . .	40	30	20				
5. Мрамор . . .	30	20	15				

в) По нормам НКПС (1929 г.) допускаются напряжения сжатия на подферменный камень (*кг/см*²):

из жел.-бетона. . — по нормам ж.-б.
из естеств. камня — 30—50
на прокладной ряд:
бетонный . . . . — 30 при врем. сопротивл. 150
из гранита . . . . — 30
из известняка . . — 20
из бута . . . . . — 12—15
на скалывание . . . . . — 0,3 этих величин.

Табл. 31. Допускаемые напряжения на бетон (в *кг/см*²) по ТУ и н — ИНОРС'а ВСНХ (1931 г.).

Род напряжений	Марка: 170	130	110	90	65	45
а) В бетонных сооружениях:						
1. Сжатие осевое и при изгибе:						
основное	60	45	38	31	23	16
с учетом температуры	70	55	46	38	27	19
с учетом температуры и ветра	84	64	54	44	32	22
с учетом темп., ветра и усадки	95	73	62	50	37	25
2. Растяжение при изгибе:						
основное	7	5	4,5	3,5	2,5	2
с учетом температуры	8,5	6,5	5,5	4,5	3,5	2,5
» » темп-ры и ветра	10	8	6,5	5,5	4	2,5
» » темпер., ветра и усадки . . .	12	9	7,5	6,5	4,5	3
3. Скалывание и гл. растягивающие при изгибе	7	5	4,5	3,5	2,5	2
4. Срез непосредственный	12	9	7,5	6	4,5	3

Табл. 29. Основные допускаемые напряжения.

Материал	Раствор	Доп. напряжения в *кг/см²*
а) Кладка из штучных камней.		
1. Камень пород ср. тверд., грубо околот., врем. сопротивл. > 450 *кг/см²*	П.-цемент 1 3	50
2. Камень твердый, получистый, врем. сопротивл. > 600 *кг/см²*		65
3. Камень очень твердый, получистый, врем. сопротивл. > 800 *кг/см²*		80
б) Бутовая кладка.		
4. Камень мягкий, врем. сопрот. 200 *кг/см²*	Известковый	8
	Ром.-цемент 1 : 3 Сложный 1 : 1 : 9	10
	П.-цемент 1 : 6	
	П.-цемент 1 : 4	15
	П.-цемент 1 : 3	20
5. Камень ср. тверд., врем. сопротивл. 350 *кг/см²*	Известковый	10
	Ром.-цемент 1 : 3 Сложный 1 : 1 : 9	15
	П.-цемент 1 : 6	
	» 1 : 4	25
	» 1 : 3	30
6. Отборный постелистый ср. тверд., вприкол, временное сопротивление 350 *кг/см²*	П.-цемент 1 : 6	25
	» 1 : 5	30
	» 1 : 4	35
	» 1 : 3	40
в) Искусственные камни.		
7. Пористый кирпич, врем. сопротивл. 40 *кг/см²*	Известковый	7
	Ром.-цемент 1 : 3 Сложный 1 : 1 : 9	8
	П.-цемент 1 : 6	
	» 1 : 4	9
8. Пустотелый кирпич, времен. сопротивл. 60 *кг/см²*	Известковый	8
	П.-цемент 1 : 7	9
	Ром.-цемент 1 : 3 Сложный 1 : 1 : 9	10
	П.-цемент 1 : 6	
	» 1 : 4	11
9. Кирпич ОСТ 101 с врем. сопротивлением 60—80 *кг/см²* и бетонитовые камни с врем. сопротивл. 70 *кг/см²*	Известковый	9
	П.-цемент 1 : 7	11
	Ром.-цемент 1 : 3 Сложный 1 : 1 : 9	12
	П.-цемент 1 : 6	
	» 1 : 4	13
10. Кирпич ОСТ 101 (железняк) с врем. сопротивл. > 120 *кг/см²* и силикатный кирпич ОСТ 416 с врем. сопротивл. > 120 *кг/см²*	Известковый	11
	П.-цемент 1 : 7	14
	Ром.-цемент 1 : 3 Сложный 1 : 1 : 9	16
	П.-цемент 1 : 6	
	» 1 : 4	18
	» 1 : 3	20
11. Клинкер с врем. сопротивл. 250 *кг/см²*	П.-цемент 1 : 6	25
	» 1 : 4	30
	» 1 : 3	35

Примечание. Временное сопротивление камней сжатию определяется по кубикам с ребрами: для мягких камней 10 *см*, средней твердости—7 *см*, твердых—5 *см*; применяемые в кладке растворы должны через 28 дней в кубиках с ребрами 7 *см* давать след. временные сопротивления сжатию: портландцемент: 1 : 2—125 *кг/см²*, 1 : 3—100, 1 : 4—75, 1 : 5—60, 1 : 6—50, 1 : 7—45; ром.-цемент: 1 : 3—50 *кг/см²*; известковый 13—16 *кг/см²* и сложный 1 : 1 : 9—50 *кг/см²*.

Табл. 31 (*продолжение*).

Род напряжений	Марка					
	210	170	130	110	90	
б) В железобетонных сооружениях [3]						
1. Сжатие осевое ($l/h < 14$) [*1]	85	68	52	45	35	—
2. Сжатие при изгибе:						
основное	95	75	60	50	40	—
» с учетом температуры	115	95	70	60	50	—
» » » темп-ры и ветра	135	110	85	70	60	—
» » » темп-ры, ветра и усадки	145	120	90	75	65	—
3. Скалывание (гл. растягив.), когда не треб. хомутов и косых стержней	8,4	6,8	5,2	4,4	3,6	—
4. Предельн. скалывающие (гл. растяг.)	21	17	13	11	9	
5. Скалывающие (гл. растяг.), передаваемые на бетон	5	4	3	2,5	2	
6. Срез между полкой и ребром	12,5	10	7,5	6,5	5,5	
7. Растяжение осевое (в резервуаре)	25	20	15	13	11	
8. Смятие местное при $h > d$ [*2], где:	85	68	52	45	35	
$n_1 = n\sqrt[3]{\frac{F_1}{F}}$						

[*1] l — длина элемента, h — наименьшая сторона поперечного сечения. [*2] F — вся площадь, F_1 — пл. давления.

Табл. 32. Допускаемые напряжения на грунт (в *кг/см²*) по Ед. нормам (при заложении фундамента на глуб. 2 *м*).

Род грунта	Мощность слоя ниже подошвы фундамента	Доп. напряжения при очень влажном грунте	Доп. напряжения при сухом грунте
Глинистые			
1. Слабый, суглинок с орг. примес.	—	1	1,5
2. Средней плотности	2	2	2,5
3. Плотный	2—4	2,5—3	3—3,5
4. Мергель средней плотности	3	3,5	4,5
5. Юрская глина (с камен. подпочвой)	4	4,5	5
Песчаные и гравелистые			
6. Мелкий с илом	1	0,75	1
7. Мелкий чистый	1	1—1,5	1,5—2
8. Средний	1—2	2—2,5	2,5—3
9. Крупный	4	3,5	4,5
10. Гравелистый	2	3	3,5
11. Гравий средний	4	4	5
12. » крупный	5	5	5
Скальные			
13. Мягкая скала		от 8 до 12	
14. Песчаники и известняки (средн.)		от 12 до 18	
15. Особо твердые сплошные		от 20 до 40	

При заложении более чем на 2 *м* нормы повышаются на $\frac{g}{10\,000}$, где g — вес 1 *м³* грунта (в *кг*).

г) Для стекла допускаемое напряжение на сжатие — 25 *кг/см²*, для дутого стекла — $[n_д] = 125$ *кг/см²*.

§ 3. Дерево.

а) Едиными нормами КомСТО (1931 г.) и ИНОРС'а ВСНХ установлены допускаемые напряжения (табл. 33) для дерева влажностью 18%.

Табл. 33. Основные дополн. напряжения (кг/см²).

Род напряжения	Направл. усилия относит. волокон *1	Допуск. напряж. для сосны *4	Допуск. напряж. для дуба *4	Род напряжения	Направл. усилия относит. волокон *1	Допуск. напряж. для сосны *4	Допуск. напряж. для дуба *4
1. Растяжение равномерное	0°	110	130	8. Смятие первого рода *2	90°	25	50
	90°	2	6	9. Смятие второго рода *3	90°	35	65
2. Сжатие равномерное	0°	100	120	10. Смятие металл. вкладышами и шпонками	0°	85	110
	90°	15	25		90°	35	65
3. Скалывание равномерное	0°	12	18	11. Бортовое смятие в отверстиях болтов, гвоздей и т. п.	0°	120	140
	90°	6	9		90°	50	80
4. Изгиб	0°	110	130	12. Перерезывание волокон	90°	45	60
5. Скалывание при изгибе	0°	22	32	13. Смятие под шайбами болтов	90°	45	85
6. Смятие торца торцом	0°	70	100				
7. То же через металлич. прокл.	0°	80	110				

*1 0 —вдоль волокон; 90°—поперек. *2 По всей ширине на части длины. *3 На части длины и ширины. *4 Для других пород доп. напряжения получаются умнож. на коэф-т: лиственница—1,1 сосны, ель, пихта, кедр—0,9 сосны, ясень—0,9 дуба, бук и граб—0,8 дуба, береза—0,7 дуба; тополь, осина, ольха, липа—0,5—0,6 дуба.

Напряжения смятия и скалывания под углом (α) выражаются через те же напряжения под 0° (k_0) и напряжения под 90° (k_1) след. обр.:

$$k_\alpha = \frac{k_0}{1 + \left(\frac{k_0}{k_1} - 1\right) \cdot \sin^3 \alpha}.$$

Поправка на класс сооружения указана в след. табл.

Табл. 34. Поправочные коэф-ты на класс.

Класс сооружения	Сорт леса 1	2	3
II	1	0,8	—
III	1,2	1,0	0,8
IV	—	1,2	1,0

б) ТУ НКПС на мостовые деревянные поперечины допускаются напряжения по табл. 35.

Табл. 35. Допускаемые напряжения на мостовые брусья (кг/см²).

Показатели	Сосна		Дуб	
	лучшего качества	среднего качества	лучшего качества	среднего качества
1. Изгиб	130	110	170	140
2. Перерезывание	34	28	42	35
3. Смятие	40	35	55	45

§ 4. Веса и коэф-ты линейного расширения строительных материалов.

а) В расчетах рекомендуется пользоваться след. весами строительных материалов ($m/м^3$): сталь—7,85; свинец—11,4; сосна—0,75; дуб—0,9; бетон—2,2; железобетон—2,4; щебень—1,9; песок—1,8.

б) Коэф-ты линейного расширения (относительное удлинение при нагревании на 1° С в пределах от 0 до 100°), увеличенные в 100 раз:

Алюминий	0,0024	Никель	0,0013	Стекло	0,0008
Латунь	0,0018	Олово	0,0027	Эбонит	0,0007
Литое железо	0,0012	Свинец	0,0029	Дерево	0,0006
Литая сталь	0,0012	Цинк	0,0029	Бетон	0,001
Медь красная	0,0016	Чугун	0,001		

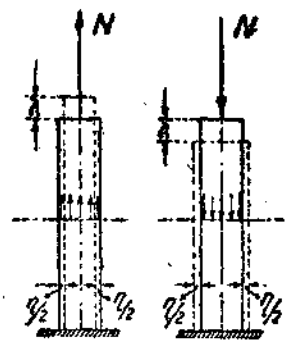
Растяжение и сжатие.

§ 1. Напряжение.

При растяжении или сжатии внутренние силы, возникающие в любом поперечном сечении бруска, приводятся к силе, действующей в центре тяжести сечения нормально к сечению. Если на однородный призматический брусок площадью поперечного сечения ω действует внешняя сила N, направленная вдоль его оси и приложенная в центре тяжести сечения, напряжения (интенсивность внутренних сил) распределяются равномерно и по величине равны (черт. 2):

$$n = \pm \frac{N}{\omega}, \qquad (1)$$

где знак + соответствует растяжению и — соответствует сжатию.



Черт. 2.

Равномерность распределения напряжений достигается при таком способе приложения осевой силы, при к-ром происходит одинаковое изменение длины всех продольных волокон, параллельных оси бруса. При сжатии призматических брусков между досками пресса трение в концевых поперечных сечениях вызывает неравномерное распределение напряжений у концов и распределение можно считать равномерным только в нек-ром расстоянии от поверхностей передачи силы.

О распределении напряжений в составных телах, напр., в железобетонных колоннах, см. «Основы железобетона». Если длина сжимаемого бруска (черт. 2) значительно превосходит поперечные размеры, т. е. если сжимаемый брусок обладает большой «гибкостью», то разрушение его происходит не вследствие сжатия, а в виду продольного изгиба (см. далее).

Твердые, хрупкие материалы, как, напр., камни, чугун, дерево, при испытании на раздробление разрушаются по плоскостям, наклоненным к оси бруска, что является следствием сдвигов, возникающих в плоскости излома. Причиной излома этих материалов являются сдвигающие напряжения (см. «Касательное напряжение при растяжении и сжатии»). Пластические материалы при сжатии выпучиваются в сторону и расплющиваются: тела увеличиваются в поперечном сечении, вследствие чего возрастает их сопротивление.

Если заданы осевая сила N и допускаемое напряжение на сжатие или растяжение, то требуемая рабочая площадь:

$$\omega = \frac{N}{n}. \tag{2}$$

§ 2. Закон Гука и модуль упругости.

До предела пропорциональности (см. стр. 181, § 3) относительные деформации и напряжения для нек-рых тел следуют т. наз. закону Гука, открытому им в 1676 г. Закон Гука теоретически действителен для изотропных тел, но до сего времени он является основной рабочей гипотезой, применяемой для большинства расчетов статики сооружений и проектирования машин. Он применим при этом только тогда, когда напряжение не превосходит предела пропорциональности. По этому закону «деформация пропорциональна упругой силе», или: «напряжение пропорционально относительному удлинению».

Если λ—полное удлинение бруска (черт. 2) и l—первоначальная его длина, то относительное удлинение:

$$i = \frac{\lambda}{l}. \tag{3}$$

Если n — нормальное напряжение, то закон Гука сформулируется так:

$$n = Ei, \tag{4}$$

где E—постоянная, характеризующая данный материал, и называется модулем продольной упругости.

Так как i—отвлеченное число, E имеет то же измерение, что и n, т. е. $кг/см^2$ или $т/см^2$. Величина E приведена на стр. 183.

Для одного и того же материала модуль упругости не представляется совершенно постоянной величиной и колеблется в зависимости от различных примесей, первоначальной обработки. Мало того: модуль продольной упругости зависит от повторного нагружения и даже от формы сечения.

Полное удлинение бруска длиною l по ур-иям (3), (4) и (1):

$$\lambda = il = \frac{n}{E} l = \frac{Nl}{E\omega} = kN, \tag{5}$$

где $k = \frac{l}{E\omega}$ зависит только от размеров и материала бруска.

§ 3. Степенный закон.

Ряд материалов, как камень, цемент, чугун, ремни, имеет заметные отклонения от закона Гука, т. е. уже при сравнительно небольших напряжениях удлинения не пропорциональны напряжениям и кроме того отношения $\frac{i}{n}$ различны для растяжения и для сжатия, различны модули.

Зависимость между напряжением и удлинением в этом случае м. б. выражена степенным законом:

$$i = \frac{1}{E} n^m, \tag{6}$$

Закон этот предложен в 1897 г. Бахом и Шюле.

Для чугуна при растяжении по Баху:

$$i = \frac{1}{E_p} n^{1,07}; \tag{7}$$

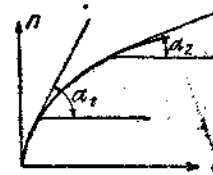
При сжатии чугуна:

$$i = \frac{1}{E_{сж.}} n^{1,18}; \tag{8}$$

при чем модули упругости для растяжения и сжатия различны (см. гл. I)

Для бетона в ф-ле (6) $m = 1{,}11$ до $1{,}16$, т. е. > 1.

Вообще при $m > 1$ удлинения растут быстрее, нежели соответствующие напряжения, и кривая зависимости между относительным удлинением и напряжением обращена выпуклостью вверх (черт. 3). При $m < 1$ кривая обращена выпуклостью вниз,—напряжения растут быстрее деформаций: $E = \operatorname{tg}\alpha$ также уменьшается.



Черт. 3.

Последний случай имеет место для ремней (по Баху):

$$i = \frac{1}{E} n^{0,7}, \qquad (9)$$

где $E = 415$ *кг/см²*.

Необходимо подчеркнуть второе отступление от закона упругости,—что при замене растяжения сжатием или перемене направления изгиба и кручения деформации неодинаковы по величине, т. е. модули упругости различны. Так, напр., принимают для бетона: при сжатии $E = 210\,000$ *кг/см²*, при растяжении $E = 140\,000$ *кг/см²*.

Риттер предложил другую функциональную зависимость, лучше отвечающую опытам:

$$n = R_{сж.}(1 - e^{-mE}), \qquad (10)$$

где $R_{сж.}$—временное сопротивление сжатию, m—постоянная для данного материала, e—основание натуральных логарифмов.

§ 4. Изменение поперечных размеров при растяжении.

Растяжение бруска сопровождается уменьшением поперечных размеров его; обратно: сжатие бруска сопровождается увеличением поперечных размеров (черт. 2).

Если через i обозначить относительное удлинение при растяжении, то относительное поперечное сжатие выразится по ф-ле:

$$i_n = \sigma i, \qquad (11)$$

где σ—правильная дробь, меняющаяся, в зависимости от материала, от 0 до 0,5 и называемая П у а с с о н о в ы м о т н о ш е н и е м.

Вычисления Пуассона дали для всех изотропных тел 0,25. Многочисленные опыты не подтвердили заключения Пуассона и показали, что σ для различных материалов различно (для самой твердой стали $\sigma = 0{,}25$). Т. о., σ является второй постоянной (кроме E), характеризующей упругие свойства материала.

Табл. значений σ.

Материал	σ	Материал	σ	Материал	σ
Бетон (сжат.) . .	0,17	Алюминий	0,26	Пробка	0,00
Сталь 3	0,28	Гранит	0,20	Каучук	0,47
Сталь 2	0,29	Бетон (растяж. *).	0,09—0,12	Парафин	0,50
Медь	0,34	Цинк	0,27	Стекло	0,23
Никель	0,33	Бронза	0,36		

* По Голлеру Танабе.

Изменение объема при растяжении призматического бруска: длина бруска увеличивается в отношении $(1+i):1$; поперечные размеры уменьшаются в отношении $(1-\sigma i):1$. Отсюда объем бруска увеличится в отношении:

$$(1+i)(1-\sigma i)^2 : 1.$$

Отношение приращения объема при растяжении к первоначальному объему:

$$\frac{\Delta V}{V} = i(1-2\sigma). \tag{12}$$

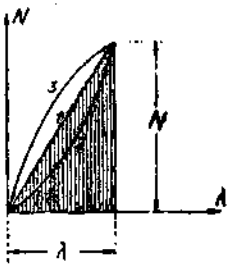
Если σ близка к 0,5, изменение объема весьма мало. Т. к. σ всегда меньше 0,5, то при растяжении имеет место увеличение объема (V); обратно: при сжатии—уменьшение объема.

Если требуется (черт. 2) подсчитать полное уменьшение поперечного размера h бруска при растяжении η, то:

$$\eta = l_n \cdot h = \sigma i h. \tag{13}$$

§ 5. Энергия деформации при растяжении.

Под действием растягивающей силы брусок изменяет свою форму, при этом точки приложения растягивающих сил перемещаются и внешние силы совершают работу, обращающуюся в потенциальную энергию деформированного тела. Если вся затраченная на деформацию работа возвращается назад и тело вполне восстанавливает первоначальную форму, то его называют совершенно упругим, при чем «упругостью» называют свойство тел возвращаться к первоначальной форме или накоплять потенциальную энергию в обратимой форме.



Черт. 4.

Совершенно упругих тел в природе не существует, поэтому надо иметь в виду условность всех ф-л сопротивления материалов, данных для совершенно упругих тел.

Если растягивающая сила N приложена к бруску статически, т. е. медленно возрастает от нуля до конечного значения, и если удлинение бруска, соответствующее значению силы N, λ, то при условии прямой пропорциональности между силой N и деформацией λ:

$$\lambda = \frac{Nl}{E\omega},$$

выраженной черт. 4, работа внешней силы выразится:

$$F = \frac{N\lambda}{2}, \tag{14}$$

при чем очевидно, если зависимость между N и λ не по закону Гука (линия *1* черт. 4), то коэф-т при произведении $N\lambda$ изменится. Для линии *2* он будет $< \frac{1}{2}$, для линии *3* он будет $> \frac{1}{2}$, т. к. работу внешней силы можно подсчитать по площади диаграммы черт. 4.

Потенциальная энергия деформированного бруска при пренебрежении потери энергии, затрачиваемой на изменение термических, электромагнитных и механических свойств материала, будет равна работе внешней силы при деформации:

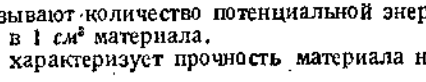
$$W = \frac{N\lambda}{2} = \frac{N^2 l}{2E\omega} = \frac{\lambda^2 E\omega}{2l}. \tag{15}$$

Чтобы получить величину, не зависящую от размеров бруска, находят «удельную работу»:

$$\psi = \frac{W}{\omega l} = \frac{1}{2}\frac{N\lambda}{\omega l} = \frac{n^2}{2E}. \qquad (16)$$

Удельной работой называют количество потенциальной энергии, накопляемой при деформации в 1 $см^3$ материала.

Удельная работа при разрыве характеризует прочность материала не только на статическую нагрузку, но и на сопротивляемость его ударам; материал будет тем лучше, чем больше соответствующая ему удельная работа.



Черт. 5.

§ 6. Нормальное и тангенциальное напряжения при простом растяжении по косой площадке.

Нормальное напряжение по косой площадке, угол наклона к-рой с осью бруса α:

$$n = n_x \cdot \sin^2 \alpha. \qquad (17)$$

Тангенциальное напряжение по косой площадке:

$$t = \frac{n_x \cdot \sin 2\alpha}{2}, \qquad (18)$$

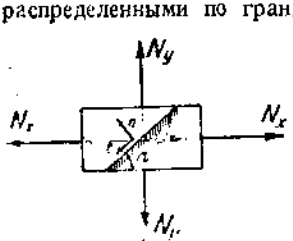
где $n_x = \frac{N_x}{\omega}$ —нормальное напряжение для нормальной площадки.

Максимальное нормальное напряжение будет для нормальной площадки.

Максимальное тангенциальное напряжение по площадкам, наклонным оси бруса под углом $\alpha = 45°$.

§ 7. Напряжения и деформации при растяжении по двум взаимно перпендикулярным осям.

Прямоугольный параллелепипед растягивается усилиями, равномерно распределенными по граням, перпендикулярным осям X и Y (черт. 6). N_x и N_y—равнодействующие усилий, параллельных осям, ω_x и ω_y—площади граней, перпендикулярных осям X и Y.



Черт. 6.

Нормальные напряжения по осям X и Y:

$$n_x = \frac{N_x}{\omega_x}\ ;\ n_y = \frac{N_y}{\omega_y}.$$

Нормальное напряжение по косой площадке под углом α к оси X:

$$n = n_x \cdot \sin^2 \alpha + n_y \cdot \cos^2 \alpha. \qquad (19)$$

Тангенциальное напряжение по косой площадке:

$$t = \frac{n_x - n_y}{2} \cdot \sin 2\alpha. \qquad (20)$$

Относительное удлинение по оси X и по оси Y:

$$\left.\begin{aligned} i_x &= \frac{n_x}{E} - \sigma\frac{n_y}{E} \\ i_y &= \frac{n_y}{E} - \sigma\frac{n_x}{E} \end{aligned}\right\} \qquad (21)$$

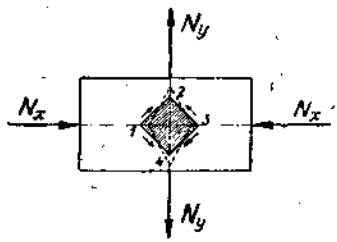
Пример. Каковы должно быть напряжения n_y, чтобы удлинений по оси Y не было?

$$l_y = \frac{n_y}{E} - \sigma\frac{n_x}{E} = 0,$$

откуда:

$$n_y = \sigma n_x.$$

Случай чистого сдвига. Если прямоугольный параллелепипед сжимается по оси X и растягивается по оси Y, при чем $n_x = n_y = n_0$, то ф-лы для нормального и тангенциального напряжений по косой площадке принимают вид:



Черт. 7.

$$\left.\begin{aligned} n &= n_0 \cdot \cos 2\alpha \\ t &= n_0 \cdot \sin 2\alpha \end{aligned}\right\} \qquad (22)$$

Элементик бруса, выделенный сечениями, наклоненными под углом 45° к осям (черт. 7), будет находиться под действием только касательных усилий, т. к. $\cos 2\alpha = 0$; тангенциальное напряжение $t = n_0$. Элементик *1-2-3-4* перекосится и из квадрата обратится в ромб без поворота диагоналей.

§ 8. Напряжения и деформации при растяжении по трем взаимно перпендикулярным осям.

Прямоугольный параллелепипед растягивается в направлении осей X, Y, Z усилиями, равномерно распределенными по граням бруска.

Нормальные напряжения по осям X, Y, Z:

$$n_x = \frac{N_x}{\omega_x};\ n_y = \frac{N_y}{\omega_y};\ n_z = \frac{N_z}{\omega_z}. \qquad (23)$$

Нормальные напряжения по площадкам, параллельным оси Z, Y, X, соответственно:

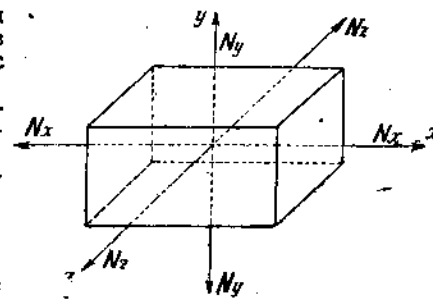
$$\left.\begin{aligned} n_{xy} &= n_x \cdot \sin^2\alpha + n_y \cdot \cos^2\alpha \\ n_{xz} &= n_x \cdot \sin^2\alpha + n_z \cdot \cos^2\alpha \\ n_{yz} &= n_z \cdot \sin^2\alpha + n_y \cdot \cos^2\alpha \end{aligned}\right\} \qquad (24)$$

где в первых двух ф-лах α—угол наклона площадки с осью X, в третьей ф-ле α—угол наклона с осью Z.

Если $n_x > n_y > n_z$, то наибольшее нормальное напряжение будет n_x.

Наибольшее касательное напряжение будет:

$$t_{max} = \frac{n_x - n_y}{2}.$$



Черт. 8.

В частном случае, если $n_z = n_y = n_x$,—касательное напряжение для любой площадки обращается в нуль, нормальное напряжение равно n, —равномерное всестороннее растяжение.

Относительное удлинение по оси X (черт. 8):

$$i_x = \frac{n_x}{E} - \sigma\left(\frac{n_y}{E} + \frac{n_z}{E}\right), \tag{25}$$

где σ—коэф-т Пуассона.

Соответственно относительные удлинения по оси Y и Z:

$$\left.\begin{aligned} i_y &= \frac{n_y}{E} - \sigma\left(\frac{n_x}{E} + \frac{n_z}{E}\right) \\ i_z &= \frac{n_z}{E} - \sigma\left(\frac{n_x}{E} + \frac{n_y}{E}\right) \end{aligned}\right\} \tag{26}$$

В случае равномерного всестороннего растяжения:

$$\left.\begin{aligned} n_x &= n_y = n_z = n \\ i &= i_x = i_y = i_z = \frac{n}{E}(1 - 2\sigma) \end{aligned}\right\} \tag{27}$$

Приращение объема тела при растяжении:

$$\Delta V = 3iV = \frac{3n}{E}(1 - 2\sigma)V. \tag{28}$$

В общем случае изменение объема:

$$\Delta V = V(i_x + i_y + i_z). \tag{29}$$

Относительное изменение объема:

$$v = \frac{\Delta V}{V} = i_x + i_y + i_z. \tag{30}$$

В случае простого растяжения по одной оси:

$$i_x = \frac{n_x}{E};\ i_y = i_z = -\sigma\frac{n_x}{E}$$

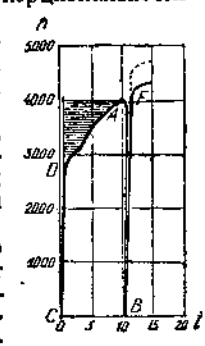
и

$$v = \frac{n_x}{E}(1 - 2\sigma). \tag{31}$$

Если $v = 0$, то $\sigma = 0{,}5$—верхний предел Пуассонова коэф-та (вода, масло,—несжимаемые тела). При $\sigma = 0$ отпадает влияние поперечных деформаций.

§ 9. Влияние повторного нагружения (самозакаливание).

Если брусок из мягкой стали будет растянут до состояния выше критической точки, то при немедленной повторной нагрузке окажется, что материал перестанет подчиняться закону Гука: предел пропорциональности или будет совершенно отсутствовать, или сделается очень низким. При этом, если после разгрузки дать бруску «отдохнуть»,—пролежать нек-рый период времени, а затем снова его нагрузить, то упругие свойства возвращаются материалу: он снова следует закону Гука и будет иметь значительно повышенный предел пропорциональности (черт. 9). Брусок, растянутый до точки A, при обратном ходе деформации даст прямую AB, параллельную первоначальной DC; при новом нагружении получим прямую BF; F—новый предел пропорциональности.



Черт. 9.

Продолжительное растяжение бруска за критическую точку, повышая предел пропорциональности, уменьшает растяжимость, или пластичность, материала,—закаливает его. Материалу, получившему остаточные деформации, можно вернуть первоначальные пластические свойства путем отжига.

§ 10. Линии Людерса. Аморфная теория.

Если отполированную поверхность бруска из мягкой стали рассматривать под микроскопом, то при растяжении бруска в пределах упругих деформаций («Материалы», «Основные понятия») никаких изменений на поверхности бруска не заметно. Как только будет превзойден предел пропорциональности, на полированной поверхности образца выявляются тонкие черные линии, при увеличении нагрузки образующие мелкую сетку (глубина этих линий $^1/_{80\,000}$ *см*). При приближении к критической точке наблюдается новое явление—в виде линий Людерса, видимых уже невооруженным глазом. При этом замечаются сильное повышение темп-ры бруска и изменение его магнитно-электрических свойств.

Линии Людерса по Розенгайну суть полосы скольжения материала по кристаллографическим поверхностям. Для объяснения явления самозакаливания и потери упругих свойств при повторном немедленном нагружении Бейбли и Розенгайн предложили аморфную теорию. Подобно образованию при трении полируемых поверхностей тонкого слоя аморфного вещества, при скольжении частей материала происходит нарушение в распределении молекул на прилегающих плоскостях скольжения, т. е. аморфный материал. Первоначально он обладает подвижностью, но с течением времени (отдых материала перед новым нагружением) сдвинутые молекулы придут к установившемуся состоянию, и на каждой плоскости скольжения образуется слой твердого аморфного вещества, к-рый, подобно цементу, с течением времени как бы затвердевает, что объясняет восстановление упругости в материале, растянутом за критическую точку.

§ 11. Влияние времени на деформацию.

При растяжении материалов, особенно за пределом пропорциональности, удлинение при данной нагрузке растет со временем. Явление это называется упругим последействием, при чем в пределах допускаемых в практике напряжений роль упругого последействия для металлов ничтожна. Оно играет значительную роль для материалов органического происхождения,—канатов, ремней, дерева.

§ 12. Гистерезис. Напряжение при динамическом действии силы.

При обратном ходе опытов на растяжение и сжатие, т. е. при разгрузке испытуемого бруска, затраченная работа внешних сил не возвращается полностью.

Разность между затраченной механической энергией и упругой характеризует поглощение энергии (гистерезис), происходящее вследствие преодоления первоначальных напряжений—сил внутреннего трения, обусловленных несовершенной упругостью материала. Поглощение энергии происходит и вследствие совершения процессов необратимого вида—превращения части механической энергии в тепловую. Аналогичная потеря энергии наблюдается при затухании колебаний, вызванном наличием сил внутреннего трения. Планк показал, что при динамическом действии нагрузки предел текучести заметно повышается (для стали вместо 3 000 *кг/см*^{2}—4 000 *кг/см*^{2}). Планк пришел к выводу, что растягивающее напряжение при динамическом действии нагрузки можно представить в виде суммы двух напряжений:

$$n_{\partial.} = n_{cm.} + \Phi \frac{dx}{dt}, \qquad (32)$$

где $n_{cm.}$—напряжение статическое, $\Phi \frac{dx}{dt}$—влияние внутреннего трения, зависящее от скорости деформации, при чем: Φ—постоянная, зависящая от свойств материала, t—время.

§ 13. Влияние темп-ры на сопротивление.

Влияние высокой темп-ры на временное сопротивление сталей в общем выражается сначала в нек-ром увеличении по мере повышения темп-ры до нек-рого предела (200—250° С), затем, при дальнейшем повышении темп-ры, следует понижение временного сопротивления. Если принять для темп-ры 20° временное сопротивление сварочного железа за единицу, то для темп-р:

$t =$	100°	200°	300°	400°	500°	600°	700°	800°
врем. сопротивл. =	1,04;	1,12;	1,16;	0,96;	0,76;	0,42;	0,25;	0,15 раз.

При темп-ре в 700° железные конструкции разрушаются при напряжении, равном $^1/_4$ временного сопротивления. Покрытые бетоном железные части защищаются от сильного нагревания, т. к. бетон мало восприимчив к высоким темп-рам и плохой проводник тепла.

Для литого железа по опытам Мартенса и Рауха:

	Врем. сопрот. разрыву	Удлинение	Попер. сжатие
В неотожженном состоянии	$K_p = 4100$ кг/см²	$\delta = 26{,}9\%$	$\psi = 48{,}3\%$
отожженном »	$K_p = 3850$ »	$\delta = 30{,}4\%$	$\psi = 58{,}6\%$

Для температур $t =$	— 20°	+ 20°	100°	200°	300°	400°	500°	600°
Врем. сопротив. при разрыве K_p.	4 100	3 850	3 950	5 100	4 750	3 300	1 900	1070
Модуль упругости $E =$	2070000	$2{,}07 \cdot 10^6$	$2{,}01 \cdot 10^6$	$1{,}95 \cdot 10^6$	$1{,}83 \cdot 10^6$	$1{,}79 \cdot 10^6$	$1{,}51 \cdot 10^6$	$1{,}34 \cdot 10^6$
Удлинение $\delta\% =$	37	37	22	19	23	45	66	99
Поперечное сжатие $\psi\% =$ . . .	57	58	51	41	23	56	78	90,5

$K_{p.\,min} = 3800$ при $t = 50°$; $K_{p.\,max} = 5150$ при $t = 240°$;
$\delta_{min} = 19\%$ при $t = 160°$; $\psi_{min} = 23\%$ при $t = 280°$.

§ 14. Сопротивление сжатию.

Вид диаграммы сжатия и раздробления материала в зависимости от пластических свойств его бывает различен. Для материалов хрупких, — чугун, камень, цемент и дерево, — диаграмма представляется кривой, имеющей выпуклость вверх. При этом характер разрушения при раздавливании (излом по наклонным плоскостям) указывает, что причиной разрушения являются сдвигающие напряжения.

При испытании пластических материалов (стали) диаграмма имеет точку перегиба; при этом сжимаемый брусок раздается в стороны, а раздробление имеет характер раздавливания и расплющивания.

Временное сопротивление при сжатии камня, бетона, латуни, бронзы м. б. вычислено по ф-лам Баушингера и Баха, установивших, что временное сопротивление сжатию призмы уменьшается с увеличением ее длины и кроме того оно зависит от формы сечения:

$$K_{сж.} = 2(a + b)\frac{\sqrt{\omega}}{l}\sqrt{\frac{\sqrt{\omega}}{a}}. \qquad (33)$$

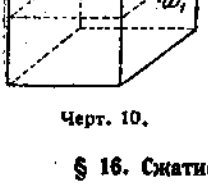
Здесь: a, b—постоянные, зависящие от рода материала, ω—площадь поперечного сечения, l—длина образца; u—периметр поперечного сечения

Табл. 36. Значение постоянных a и b.

Материал	Направление сжатия	a	b	По опытам
Швейцарский песчаник	Перпендикулярно основанию	310	346	Баушингера
	Параллельно основанию	262	320	»
Гейльбронский пестрый песчаник	Параллельно основанию	358	118	Баха
Чугун	Параллельно основанию	6 480	895	»

§ 15. Сопротивление сжатию при передаче давления не на всю площадь основания, а лишь на часть ее.

Если временное сопротивление сжатию при нагружении всей площади поперечного сечения ω_1 будет: $K_{сж.} = \frac{P}{\omega}$, то при нагружении (черт. 10) части площади ω_2 временное сопротивление по опытам Баушингера и Баха с песчаниками $K'_{сж.}$ будет:



Черт. 10.

$$K'_{сж.} = K_{сж.} \sqrt[3]{\frac{\omega_1}{\omega_2}}. \qquad (34)$$

Ту же ф-лу можно применить для допускаемого напряжения в подферменных камнях, каменных шарнирах и т. д., если нагружена только их средняя часть:

$$n' = n \sqrt[3]{\frac{\omega_1}{\omega_2}}. \qquad (35)$$

где n — основное допускаемое напряжение.

§ 16. Сжатие тел с криволинейным очертанием поверхности.

С сжатием шаров и цилиндров при соприкосновении их друг с другом или с плоскостью встречаемся при расчете подшипников, подъемных механизмов, шарниров цилиндрических и др., катков опорных частей инженерных сооружений. Закон распределения напряжений вблизи приложения давления очень сложен. Герц в 1881 г. в «Journal für reine und angewande Mathematik», S. 156, дал решение рассматриваемого вопроса, приняв след. допущения:

1) поверхности соприкасания малы по сравнению с общей поверхностью тел;

2) в поверхностях соприкасания возникают только нормальные напряжения;

3) материалы обоих тел однородны и изотропны;

4) материал обладает пределом пропорциональности и деформации упругие;

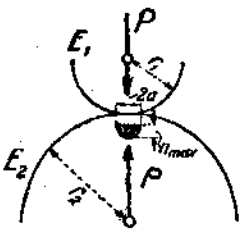
5) давление действует в направлении, определяемом положением центров тяжести обоих соприкасающихся тел.

Допуская эллипсоидальное распределение напряжений в поверхностях соприкасания при Пуассоновом отношении $m = \frac{10}{3}$, Герц дает след. ф-лы.

А. Давление двух шаров.

При сжатии двух шаров вследствие деформаций получается соприкасание по поверхности, ограниченной круговым контуром радиуса (черт. 11):

$$a = 0{,}88 \sqrt[3]{P \frac{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}}. \qquad (36)$$



Черт 11.

По поверхности соприкасания давление распределяется неравномерно и наибольшее напряжение в центре:

$$p_{max} = 1{,}5 \frac{P}{\pi a^2}. \qquad (37)$$

Центры шаров при этом сближаются на:

$$\lambda = 0{,}77 \sqrt[3]{P^2 \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}\right)^2 \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}\right)}. \qquad (38)$$

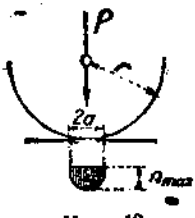
Если оба шара из одного и того же материала, $E_1 = E_2$, и если радиусы их одинаковы и равны r, то:

$$a = 0{,}88 \sqrt[3]{\frac{Pr}{E}}; \qquad p_{max} = 0{,}62 \sqrt[3]{\frac{PE^2}{r^2}};$$

$$\lambda = 1{,}54 \sqrt[3]{\frac{P^2}{E^2 r}}. \qquad (39)$$

Если выпуклая поверхность нажимается на вогнутую, то радиус последней r_2 подставляется в приведенные ф-лы с отрицательным знаком. Легко видеть, что по поверхности соприкасания шары в этом случае выдерживают большие давления.

Б. Давление шара на плоскую плиту.



Черт. 12.

От ф-л (36), (37) и (38) переходим к случаю сжатия шара и плоскости (черт. 12), полагая $r_1 = r$ и $r_2 = \infty$. Отсюда:

$$\left.\begin{aligned} a &= 1{,}11 \sqrt[3]{\frac{Pr}{E}} \\ p_{max} &= 0{,}39 \sqrt[3]{\frac{PE^2}{r^2}} \\ \lambda &= 1{,}23 \sqrt[3]{\frac{P^2}{E^2 r}} \end{aligned}\right\} \qquad (40)$$

При этом, как видно из ф-л, напряжение не является линейной функцией от внешней силы P. При увеличении силы P вдвое напряжения возрастут в $1 : \sqrt[3]{2}$, т. е. они растут медленнее силы.

В. Давление цилиндра на цилиндр (черт. 11).

При касании двух цилиндров радиусов r_1 и r_2 и модулей упругости E_1 и E_2, касающихся вдоль образующей по длине l, половина ширины полоски соприкасания определяется по ф-ле:

$$a = 1{,}08 \sqrt{\frac{\frac{P}{l} \frac{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}}}. \qquad (41)$$

Наибольшее напряжение:

$$n_{max} = 0{,}59 \sqrt{\frac{\frac{P}{l}\left(\frac{1}{r_1}+\frac{1}{r_2}\right)}{\frac{1}{E_1}+\frac{1}{E_2}}}. \qquad (42)$$

Г. Давление цилиндра на плоскую плиту (черт. 12).

Подставляя в ур-ия (41) и (42) $r_1 = r$ и $r_2 = \infty$:

$$\left.\begin{aligned} a &= 1{,}08 \sqrt{\frac{P}{l} r \left(\frac{1}{E_1}+\frac{1}{E_2}\right)}; \\ n_{max} &= 0{,}59 \sqrt{\frac{P}{lr\left(\frac{1}{E_1}+\frac{1}{E_2}\right)}}. \end{aligned}\right\} \qquad (43)$$

Если плита и цилиндр состоят из одного и того же материала, то:

$$a = 1{,}52 \sqrt{\frac{Pr}{lE}} \text{ и } n_{max} = 0{,}418 \sqrt{\frac{PE}{lr}}. \qquad (44)$$

§ 17. Влияние формы, величины и резких изменений поперечного сечения на временное сопротивление при растяжении.

А. Влияние формы и величины.

Сопротивление тонких проволок и проволочных канатов зависит от диаметра проволоки, при чем сопротивление разрыву их принимает довольно большое значение. Временное сопротивление для проволоки диаметром d *мм*:

$$K_{p.} = \frac{c}{d} + K_0, \qquad (45)$$

где c и K_0—постоянные.

Удлинение при разрыве растет при увеличении поперечных размеров брусков.

Заметим, что модуль упругости E зависит от формы поперечного сечения бруска; напр., для проволоки модуль выше, чем для проволочных канатов. Нижеследующие данные это иллюстрируют.

Для проволочных канатов модуль упругости E понижается по сравнению с модулем упругости железной проволоки:

для одностренговых канатов—$E_1 = 0{,}6E$;
» двустренговых » —$E_1 = 0{,}36E$;
» трехстренговых » —$E_1 = 0{,}22E$.

Табл. 37. Среднее значение модуля упругости E, предела пропорциональности и временного сопротивления разрыву K_p.

Сорт проволоки	E	n_p	K_p.
Железная проволока белая	—	4 200	6 000
» » отожженная	2 000 000	2 000	4 000
Проволока бессемеров. стали	—	5 200	6 500
» отожженная	2 150 000	2 250	4 000 — 60 000
» тигельной стали	2 150 000	10 000	9 000 — 19 000

Табл. 38. Значение постоянных c и K_0 в ф-ле $K_p = \frac{c}{d} + K_0$ по Крамарму.

Сорт проволоки	Неотожжен. проволока		Отожжен. проволока	
	c	K_0	c	K_0
Лучшая железная	1 590	6 370	370	3 310
Обыкновен. железная	2 290	4 580	640	2 870
Стальная	2 670	6 370	380	5 730
Цинковая	220	1 270	—	—
Красной меди	960	3 500	0	2 360

Б. Влияние резких изменений сечения на сопротивление разрыву.

Это влияние различно в зависимости от способности материала получать пластические деформации.

Для материалов, имеющих большие удлинения (железо, медь, сталь), резкие уменьшения сечения повышают временное сопротивление, т. к. сужение сечения (образование шейки) затрудняется наличием у места разрыва утолщенных частей бруска. При этом вследствие пластических свойств материала неравномерность в распределении напряжений в ослабленном сечении постоянно сглаживается.

Табл. 39. Результаты опытов Баха с железными брусками с выточками.

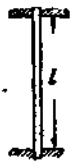
Форма бруска	Врем. сопрот. кг/см²	Сужение попер. сечения в %
а)	4 250	66
б)	4 420	63
в)	5 020	55
г)	5 890	50

При разрыве брусков из хрупких материалов при наличии резких изменений в поперечном сечении временное сопротивление уменьшается, т. к. материал не получает значительных остающихся деформаций и неравномерность в распределении напряжений сохраняется до момента разрушения. Если брусок подвергается действию переменных усилий, то резкие изменения сечений значительно уменьшают сопротивление.

§ 18. Напряжения, вызываемые изменением темп-ры.

Пока изменение формы тела, вызываемое нагреванием или охлаждением, происходит беспрепятственно, никаких напряжений не возникает. Если деформация тела встретит внешнее сопротивление, междучастичные силы производят внешнюю работу и возникают температурные напряжения. Зная деформацию, к-рую создаст в теле внешнее сопротивление, препятствующее свободной температурной деформации тела, можно определить температурные напряжения,

Брусок заделан обоими концами в стены (черт. 13). Тогда при понижении т-ры на t° в нем возникает напряжение, вычисленное по закону Гука:



Черт. 13.

$$n = El = E\frac{\Delta l_t}{l} = E\alpha t. \qquad (46)$$

Напряжение не зависит от длины бруска. α—коэф-т линейного расширения. При понижении темп-ры на 40° и $E = 2100\ т/см^2$ растягивающее напряжение:

$$n = \alpha t E = 0{,}000012 \cdot 40 \cdot 2100 = 1{,}008\ т/см^2.$$

Примеры. 1. Каков должен быть зазор между двумя 12-метровыми ж.-д. рельсами при темп-ре $t = 15°$, если при $t = 60°$ они касаются без давления и $\alpha = 0{,}0000115$?

При нагреве на темп-ру $t_1 - t_0 = 60 - 15 = 45°$ зазор равен:

$$\Delta l = l\alpha(t_1 - t_0) = 12 \cdot 0{,}0000115 \cdot 45 = 6{,}22\ мм.$$

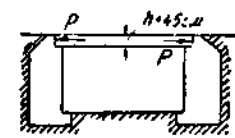
2. Как велико возникающее напряжение, если в предыдущем примере темп-ра поднимется до $t_2 = 80°$, при чем $E = 2100\ т/см^2$?

$$n = \alpha(t_2 - t_1)E = 0{,}0000115 \cdot 20 \cdot 2100 = 483\ кг/см^2.$$

3. Для балочного моста определить распор, оказываемый при повышении темп-ры на 30° на неподвижные устои плотно соприкасающейся с ними железобетонной плиты (черт. 14).

Принимая коэф-т линейного расширения железобетона $\alpha = 0{,}00001$, получим:

$$n = \alpha t E = \frac{1}{100\,000} \cdot 30 \cdot 210\,000 = 63\ кг/см^2.$$



Черт. 14.

Распор на каждый *пог. м* ширины устоя при толщине плиты $h = 45\ см$ равен:

$$n = n\omega = 63 \cdot 45 \cdot 100 = 284\ т.$$

Изменение темп-ры бетонных частей t зависит от изменения темп-ры воздуха t' и от действия солнечных лучей, при чем по опытам Гелера t бетонного массива м. б. принято от $0{,}5t'$ до $0{,}8t'$. Но т. к. бетон, как и всякий камень, является аккумулятором тепла, то от действия солнечных лучей темп-ра массива на внешней его стороне бывает и выше темп-ры воздуха, поэтому расчетная темп-ра при наличии обсыпки или каменной одежды может понижаться; наоборот, при отсутствии последних для сооружений, не защищенных от действия жары, расчетная темп-ра должна повышаться.

При твердении железобетона возникают первоначальные внутренние напряжения, при этом при твердении бетона на воздухе в волокнах бетона вследствие препятствия ему в сжатии со стороны железной арматуры, сцепленной с бетоном, возникают растягивающие напряжения, в то время как в железе, вынужденном подчиняться деформации бетона, вызываются сжимающие напряжения. Обратное явление возникает при твердении железобетона под водой, т. к. бетон имеет при этом стремление расширяться.

§ 19. Влияние собственного веса. Брус равного сопротивления.

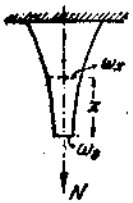
Влияние собственного веса велико для длинных брусков, как-то: штанг рудничных насосов, подъемных канатов, достигающих длины в несколько сотен метров. Чтобы уменьшить это влияние, канаты или штанги утолщаются кверху по ступенчатому закону.

Можно найти такую форму бруска, при к-рой напряжение в каждом сечении равно допускаемому; при этом брусок будет иметь наименьший вес,

Такая форма бруска называется формой бруска равного сопротивления (черт. 15). Площадь поперечного сечения бруска на расстоянии x от свободного конца меняется по закону:

$$\omega_x = \omega_0 e^{\frac{\gamma}{n_0} x}; \qquad (47)$$

где ω_0—площадь поперечного сечения у свободного конца $= \frac{N}{n}$, γ—уд. в. материала, e—основание натуральных логарифмов, n_0—допускаемое напряжение.



Черт. 15.

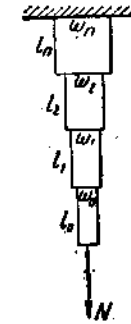
Для простоты выполнения форму бруска равного сопротивления заменяют ступенчатой (черт. 16). Тогда площади сечений отдельных ступеней:

$$\omega_0 = \frac{N}{n_0 - l_0\gamma}; \quad \omega_1 = \frac{\omega_0 n_0}{n_0 - l_1\gamma}.$$

Для n-й ступени:

$$\omega_n = \frac{\omega_{n-1} n_0}{n_0 - l_n\gamma}, \qquad (48)$$

где n_0—допускаемое напряжение.



Черт. 16.

§ 20. Расчет гибких нитей.

А. Нить нагружена сплошной нагрузкой, распределенной по горизонтальной проекции нити.

Рассматривая часть нити (черт. 17) от точки, где касательная параллельна оси X (здесь $X = 0$), до произвольной точки x, y, найдем из условия $\Sigma X = 0$:

$$H = S \cdot \cos\alpha, \qquad (49)$$

при чем вертикальная сплошная нагрузка дает в проекции ноль.

Из ур-ия $\Sigma Y = 0$ получим:

$$V = \int p dx = S \cdot \sin\alpha. \qquad (50)$$

Деля ур-ие (50) на (49), получим:

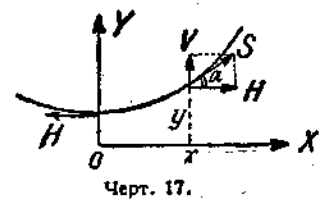
$$\frac{dy}{dx} = \operatorname{tg}\alpha = \frac{\int p dx}{H},$$

или:

$$H\frac{dy}{dx} = \int p dx.$$

Отсюда диференциальное ур-ие нити:

$$H\frac{d^2y}{dx^2} = p, \qquad (51)$$



Черт. 17.

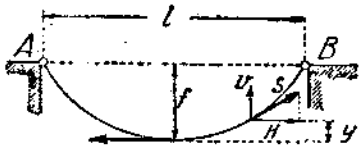
где p—интенсивность сплошной нагрузки, приходящейся на единицу длины горизонтальной проекции нити.

Равномерно распределенная нагрузка. Если нить (цепь), подвешенная в точках A и B (черт. 18), несет равномерно распределенную нагрузку по пролету $l = AB$, интенсивностью q, то ур-ие кривой цепи—парабола:

$$y = \frac{qx^2}{2H} + C, \qquad (52)$$

Произвольная постоянная C определится из условия, что при $x=0$, $y=0$, откуда:

$$y=\frac{qx^2}{2H}. \qquad (53)$$



Черт. 18.

При $x=\frac{l}{2}$ $y=f$; т. е.:

$$f=\frac{ql^2}{8H}.$$

Натяжение цепи в низшей точке:

$$H=\frac{ql^2}{8f}. \qquad (54)$$

Длина цепи при пологой кривой:

$$L=l+\frac{8f}{3l}. \qquad (55)$$

Влияние температуры Пусть при темп-ре t_1 стрелка провисания f_1; требуется найти натяжение и провисание при новой темп-ре $t_2>t_1$.

При повышении темп-ры удлинение нити:

$$\delta L_1=L_1\alpha(t_2-t_1)=L_1\alpha\Delta t,$$

где L_1 — первоначальная длина нити при т-ре t_1.

Новая длина нити L_2 выразится так, если пренебречь деформацией нити от уменьшения натяжения:

$$L_2=L_1+L_1\alpha\Delta t=L_1(1+\alpha\Delta t),$$

где α—коэф-т расширения, или, иначе, по ур-ию (55):

$$l+\frac{8}{3}\frac{f_2^2}{l}=\left(l+\frac{8}{3}\frac{f_1^2}{l}\right)(1+\alpha\Delta t);$$

окончательно получим:

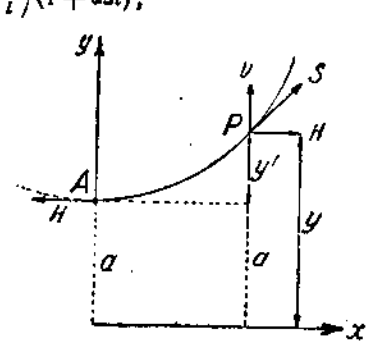
$$f_2=\sqrt{f_1^2(1+\alpha t)+\frac{3}{8}l^2\alpha t}. \qquad (56)$$

Новое натяжение найдется так:

$$H_2=\frac{ql^2}{8f_2}.$$

6. Нить нагружена равномерно распределенной нагрузкой по длине цепи (собственный вес).

Если интенсивность нагрузки q, то ур-ие кривой нити получится в таком виде (черт. 19):



Черт. 19.

$$y=y'+a=\frac{a}{2}\left(e^{\frac{x}{a}}+e^{-\frac{x}{a}}\right)=a\,ch\left(\frac{x}{a}\right). \qquad (57)$$

Нить провиснет по цепной линии.

Далее:

$$\left.\begin{aligned} H&=qa=q\sqrt{y^2-s^2}\\ V&=qs;\ \ S=qy\end{aligned}\right\} \qquad (58)$$

где s—длина дуги AP.

$$s=\frac{a}{2}\left(e^{\frac{x}{a}}-e^{-\frac{x}{a}}\right)=ash\left(\frac{x}{a}\right). \qquad (59)$$

Здесь $sh\left(\frac{x}{a}\right)$ и $ch\left(\frac{x}{a}\right)$—гиперболические функции.

Пологие нити рассчитываются с достаточной точностью как парабола.

Ур-ие цепной линии, отнесенное к оси симметрии и к касательной, проведенной через вершину:

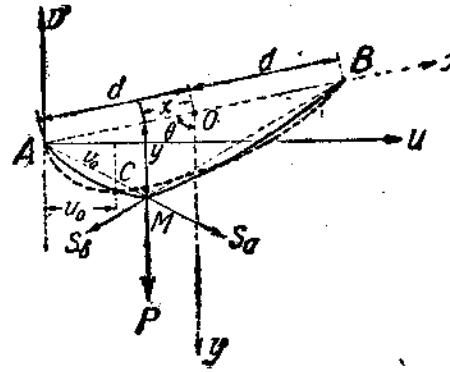
$$y=ach\frac{x}{a}-a. \qquad (60)$$

Если учтем, что по ур-ию (58):

$$a=\frac{H}{q},$$

то:

$$y=\frac{H}{q}ch\frac{xq}{H}-\frac{H}{q}. \qquad (61)$$



Черт. 20.

В. Нить нагружена сосредоточенным грузом.

Канат часто применяется при подаче материалов на постройке, при чем в этом случае он поддерживает вес передвигающейся каретки с подаваемым грузом. Весом каната можно пренебречь по сравнению с сосредоточенным грузом P, передвигающимся от одного конца до другого (черт. 20). Когда груз находится в точке M, натяжения в частях MA и MB определяются, принимая ветви за прямые и разлагая P по двум указанным направлениям. Если длина $AB=2d$, угол ее с вертикалью θ, координаты точки M относительно осей, проходящих через O, суть x, y, то натяжения:

$$\left.\begin{aligned}S_b&=\frac{P}{2y}\frac{d-x}{l}\sqrt{y^2+(d+x)^2+2y(d+x)\cdot\cos\theta}\\ S_a&=\frac{P}{2y}\frac{d+x}{l}\sqrt{y^2+(d+x)^2-2y(d-v)\cdot\cos\theta}\end{aligned}\right\} \qquad (62)$$

Если груз P находится на средине пролета AB, натяжение:

$$S_b=\frac{P}{2}\sqrt{1+2\frac{d}{y}\cdot\cos\theta+\frac{d^2}{y^2}}.$$

При этом y определяется ф-лой:

$$y=\frac{l}{2}\sqrt{\frac{l^2-d^2}{l^2-d^2\cdot\cos^2\theta}}.$$

Вообще y определяется из ур-ия перемещения точки приложения груза M, к-рая описывает эллипсис. Для осей OX и OY:

$$\frac{(x+y\cdot\cos\theta)^2}{l^2}+\frac{y^2\cdot\sin^2\theta}{l^2-d^2}=1, \qquad (63)$$

где $2l$—длина нити. Если заданы координаты u_0, v_0 точки C свободной (не нагруженной) цепи ACB, то длина нити:

$$2l=2d\cdot\sin\theta\cdot\sqrt{\frac{4}{3}d\frac{v_0^2\cdot\sin\theta+2du_0\cdot\cos^2\theta-2u_0v_0\cdot\cos\theta}{u_0(2d\cdot\sin\theta-u_0)}}. \qquad (64)$$

Если точки A и B на одном уровне, то $\theta = 90°$ и ф-лы принимают вид:

$$S_b = \frac{P}{2d}\frac{d-x}{y}\sqrt{y^2+(d+x)^2}; \tag{65}$$

$$S_a = \frac{P}{2d}\frac{d+x}{y}\sqrt{y^2+(d-x)^2}. \tag{66}$$

При:

$$\frac{x^2}{l^2}+\frac{y^2}{l^2-d^2}=1 \tag{67}$$

длина нити:

$$2l = 2d\left(1+\frac{2}{3}\frac{f^2}{d^2}\right). \tag{68}$$

Здесь f—стрела нити в ненагруженном состоянии.

Наибольшее натяжение при $x=0$:

$$S_{max} = \frac{P}{2}\sqrt{1+\frac{1}{\frac{16}{3n^2}\left(1+\frac{4}{3n^2}\right)}}, \tag{69}$$

где $n = \frac{2d}{f}$.

Горизонтальные и вертикальные составляющие этого натяжения:

$$S_x = \frac{P}{2}\frac{1}{\sqrt{\frac{16}{3n^2}\left(1+\frac{4}{3n^2}\right)}}.$$

$$S_y = \frac{P}{2}.$$

Здесь P—вес подаваемого груза, вес каретки и половина веса каната.

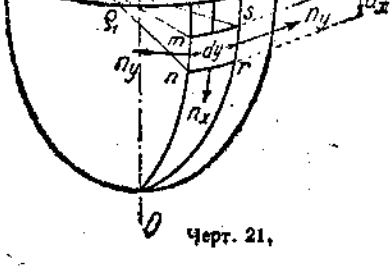
В практике принимают:

$$n = 20,\ 25 \text{ и } 30$$

Тогда:

	Сосредоточенный груз	Равномерно распр. груз
$n=20$	$S_{max}=4{,}357P$	$2{,}55P$
$n=25$	$S_{max}=5{,}43P$	$3{,}16P$
$n=30$	$S_{max}=6{,}493P$	$3{,}78P$

§ 21. Тонкостенные сосуды, подверженные внутреннему давлению.



Черт. 21.

Тонкостенный сосуд, имеющий форму тела вращения, подвержен внутреннему давлению, распределенному симметрично относительно оси (черт. 21). Пренебрегая изменениями кривизны стенок, их изгибом, будем считать, что деформация состоит из растяжений, при чем примем, что напряжения распределяются по толщине стенки равномерно. Выделим бесконечно-малый элемент стенки $mnrs$ двумя меридиональными сечениями mn и rs и двумя сечениями ms и nr, нормальными к меридиану.

Если растягивающие напряжения по меридиану—n_x, по нормали к меридиану—n_y, толщина стенки—δ,

размеры элементика—dx, dy, радиусы кривизны меридиана и сечения, нормального к меридиану,—ρ_1 и ρ_2, внутреннее давление—q, усилия, приложенные к граням элемента:

$$n_y \cdot dx\delta \text{ и } n_x \cdot dy\delta.$$

Проекции их на нормаль к элементу:

$$n_y \cdot \delta dx \frac{dy}{\rho_2} \text{ и } n_x \cdot \delta dy \frac{dx}{\rho_1}.$$

Условие равновесия (проекция всех сил, действующих на элемент, на нормаль) даст:

$$n_y \delta dx \frac{dy}{\rho_2} + n_x \delta dy \frac{dx}{\rho_1} = q\,dx\,dy,$$

откуда:

$$\frac{q}{\delta} = \frac{n_x}{\rho_1} + \frac{n_y}{\rho_2}. \tag{70}$$

а) Цилиндрический котел с шаровыми днищами (черт. 22). Подставляя в ф-лу (70) $\frac{1}{\rho_1} = 0$ и $\frac{1}{\rho_2} = \frac{2}{d}$, получим:

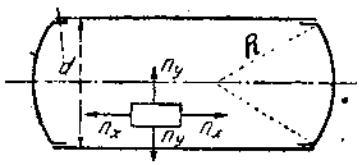
$$n_y = \frac{qd}{2\delta}. \tag{71}$$

Из условия уравновешения давления по концам растягивающими усилиями, распределенными по поперечному сечению котла:

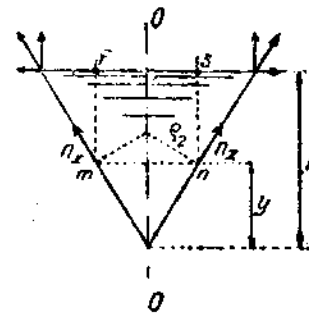
$$n_x \pi d\delta = \frac{\pi d^2}{4} q$$

получим:

$$n_x = \frac{qd}{4\delta}. \tag{72}$$



Черт. 22.



Черт. 23.

Напряжения в сферическом днище (черт. 22). Полагая: $\rho_1 = \rho_2 = R$ и $n_x = n_y = n$, получим из ф-лы (70):

$$n = \frac{qR}{2\delta}. \tag{73}$$

б) Конический сосуд (черт. 23). Для определения напряжения по нормали к меридиану положим в ф-ле (70) $\frac{1}{\rho_1} = 0$. Тогда получим:

$$n_y = \frac{q\rho_2}{\delta}.$$

Так как $\rho_2 = \frac{y \cdot \operatorname{tg}\alpha}{\cos\alpha}$, а $q = (h-y)\gamma$, где γ—уд. в. жидкости в сосуде, то:

$$n_y = \frac{(h-y)\gamma}{\delta} \frac{y \cdot \operatorname{tg}\alpha}{\cos\alpha}. \tag{74}$$

Максимальное напряжение будет при $y=\frac{h}{2}$:

$$n_y^{max}=\frac{h^2\gamma\cdot\operatorname{tg}\alpha}{4\delta\cdot\cos\alpha}. \qquad (75)$$

Для определения напряжений n_x напишем условие уравновешивания их объемом жидкости *rmons*:

$$2\pi y\cdot\operatorname{tg}\alpha\cdot\delta n_x\cdot\cos\alpha=\pi y^2\cdot\operatorname{tg}^2\alpha\cdot\left(h-y+\frac{4}{3}\right)\gamma,$$

откуда:

$$n_x=\frac{y\gamma\cdot\operatorname{tg}\alpha}{2\delta\cdot\cos\alpha}\left(h-\frac{2}{3}y\right). \qquad (76)$$

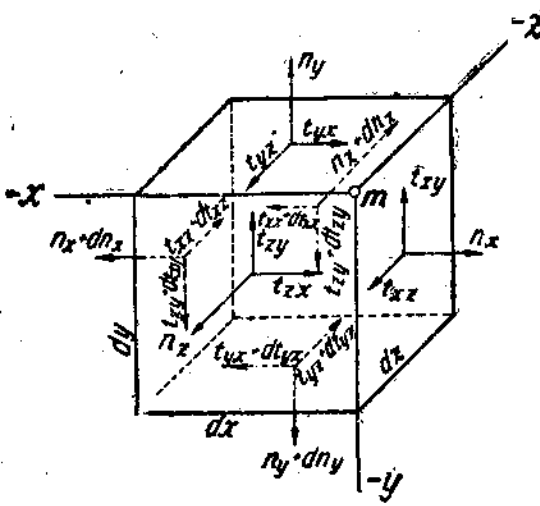
Максимальное напряжение будет при $y=\frac{3}{4}h$:

$$n_x^{max}=\frac{3}{16}\frac{h^2\gamma\cdot\operatorname{tg}\alpha}{\delta\cdot\cos\alpha}. \qquad (77)$$

Основные уравнения упругости.

§ 1. Условия равновесия напряжений по граням параллелепипеда.

Для исследования напряжений, возникающих внутри тела в точке m (черт. 24), выделяется бесконечно-малый параллелепипед, грани к-рого параллельны координатным осям —X, —Y, —Z. На выделенный параллелепипед действует объемная сила частицы (в частном случае—вес), составляющие к-рой по координатным осям обозначим: $X\,dx\,dy\,dz$, $Y dxdydz$ и $Zdxdydz$, где X, Y и Z—объемные силы частицы на единицу объема.



Черт. 24.

Воздействие всего окружающего и связанного с гранями параллелепипеда упругого тела представится напряжениями, указанными на черт. 24. Напряжения, действующие на любой грани, представлены в виде трех составляющих: нормальных и двух тангенциальных. Всего по шести граням параллелепипеда получается: $6\cdot 3=18$ напряжений.

Нормальные напряжения обозначены по направлению осей координат, касательные напряжения обозначены двумя индексами: первый индекс—по названию нормального напряжения, действующего на соответствующей грани, второй индекс—по направлению координатной оси, к-рой тангенциальное напряжение параллельно. Т. к. напряжение—функция положения точки, то нормальные и тангенциальные напряжения на гранях, па-

раллельных обращенным к читателю, разнятся на диференциал; напр., по вертикальной грани, параллельной оси $У$:

$$\left.\begin{matrix} n_x + dn_x \text{—нормальное,} \\ t_{xy} + dt_{xy} \\ t_{xz} + dt_{xz} \end{matrix}\right\} \text{—тангенциальные.}$$

Так как $n = f(x, y, z)$, то по вышеуказанной грани будем иметь:

$$n_x + \frac{\partial n_x}{\partial x} dx,$$

$$t_{xy} + \frac{\partial t_{xy}}{\partial x} dx,$$

и

$$t_{xz} + \frac{\partial t_{xz}}{\partial x} dx.$$

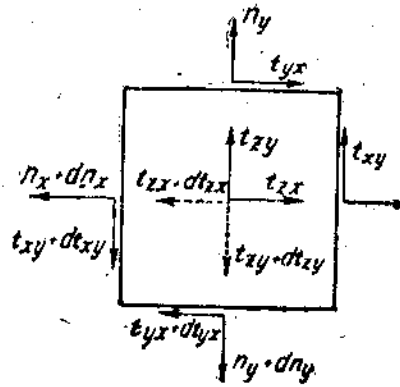
Проектируя силы, действующие на параллелепипед, на координатные оси, напр., на ось x'ов силы: $\left(\frac{\partial n_x}{\partial x} dx\right) dy dx$, $\left(\frac{\partial t_{yx}}{\partial y} dy\right) dx dz$, $\left(\frac{\partial t_{xz}}{\partial z} dz\right) dx dz$ и $X\, dx dy dz$, получим основные ур-ия упругости Навье:

$$\frac{\partial n_x}{\partial x} + \frac{\partial t_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial t_{zx}}{\partial z} + X = 0 \quad (78)$$

и аналогично ур-ия проекций по другим осям:

$$\left.\begin{matrix} \frac{\partial n_y}{\partial y} + \frac{\partial t_{zy}}{\partial z} + \frac{\partial t_{xy}}{\partial x} + Y = 0 \\ \frac{\partial n_z}{\partial z} + \frac{\partial t_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial t_{yz}}{\partial y} + Z = 0 \end{matrix}\right\} \quad (79)$$

Если бесконечно-малый параллелепипед занимает такое положение, что по его граням или все t, или все n равны нулю, то n называют главными нормальными, а t—главными тангенциальными напряжениями.



Черт. 25.

§ 2. Закон парности тангенциальных напряжений.

Спроектируем все напряжения, действующие на параллелепипед (черт. 24), на вертикальную плоскость (черт. 25). Т. к. параллелепипед находится в равновесии, то вращение его относительно оси Z не должно имет места.

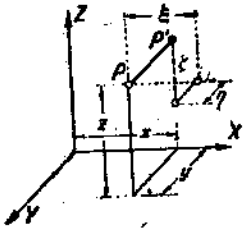
Пренебрегая малыми высших порядков, получим:

$$\left.\begin{matrix} t_{xy} = t_{yx} \\ t_{xz} = t_{zx} \\ t_{yz} = t_{zy} \end{matrix}\right\} \quad (80)$$

Шесть ур-ий (80), (79) и (78) содержат девять неизвестных: три нормальных и шесть тангенциальных напряжений. Задача определения их получается трижды статически неопределимой.

§ 3. Условия решения уравнений упругости.

Для практических целей при нахождении напряжений пользуются различными гипотезами, облегчающими решение статически неопределимой задачи по нахождению напряжений. Так, принимаются гипотезы о распределении напряжений (при изгибе), при чем это предположение сокращает неизвестные. Применение закона упругости Гука позволяет разрешить задачу. Под влиянием усилий, приложенных к точке P, с координатами x, y, z (черт. 26), она получит перемещение PP', составляющие к-рого по координатным осям—ξ, η, ζ.



Черт. 26.

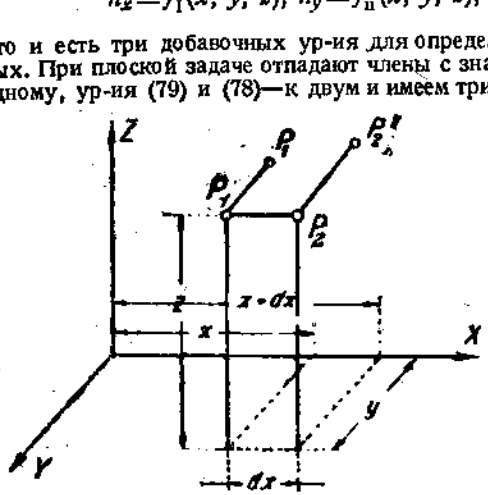
Координатная система X, Y и Z неизменно связана с телом в трех точках, не лежащих на одной прямой. Если тело свободно движется в пространстве, не испытывая действия нагрузки, в нем не возникнет ни напряжения, ни удлинения, а потому $\xi=\eta=\zeta=0$.

Если каким-либо образом известны функциональные зависимости между ξ, η и ζ и координатами x, y и z точки P, то, применяя закон упругости, можно найти составляющие напряжений для каждой точки.

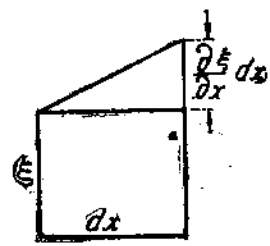
Итак, если известны $\xi=f_1(x, y, z)$, $\eta=f_2(x, y, z)$ и $\zeta=f_3(x, y, z)$ и закон упругости, определяющий n как функцию перемещения точки, то известно:

$$n_x=f_1(x, y, z),\ n_y=f_{II}(x, y, z),\ n_z=f_{III}(x, y, z). \qquad (81)$$

Это и есть три добавочных ур-ия для определения трех лишних неизвестных. При плоской задаче отпадают члены с знаком z, ур-ия (80) сводятся к одному, ур-ия (79) и (78)—к двум и имеем три ур-ия с четырьмя неизвестными; для определения лишней неизвестной служит ур-ие (81), приводящееся к $n=f(x, y)$.



Черт. 27.



Черт. 28.

§ 4. Относительные удлинения.

Упругие перемещения ξ, η, ζ весьма малы по сравнению с размерами тела. Две точки P_1 и P_2 (черт. 27) с расстоянием между ними dx и координатами x, y, z и $(x+dx)$, y, z имеют после деформации координ-

наты: $x+\xi$, $y+\eta$, $z+\zeta$ (точка P_1') и $x+\xi+dx+\frac{\partial\xi}{\partial x}dx$, $y+\eta+\frac{\partial\eta}{\partial x}dx$ и $z+\zeta+\frac{\partial\zeta}{\partial x}dx$ (точка P_2'). При этом, как это видно из координат точки P_2' (черт. 28), при переходе к смежному пункту ξ, η и ζ изменяются на величину указанных диференциалов.

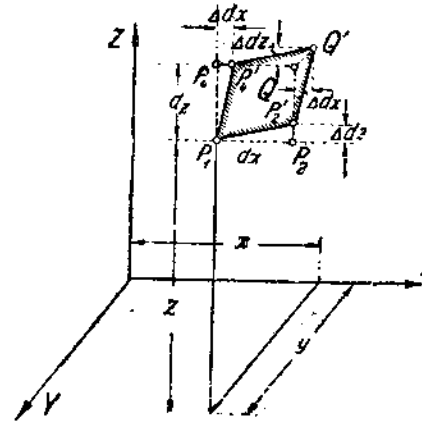
Расстояние $\overline{P_1P_2}=dx$ после деформации составляет: $dx+\frac{\partial\xi}{\partial x}dx$ и приращение расстояния будет: $\Delta dx=\frac{\partial\xi}{\partial x}dx$, а относительное удлинение:

$$l_x=\frac{\partial\xi}{\partial x};\quad l_y=\frac{\partial\eta}{\partial y}\quad\text{и}\quad l_z=\frac{\partial\zeta}{\partial z}. \tag{82}$$

§ 5. Изменение прямых углов α_{xy}, α_{yz}, α_{zx}.

Касательные напряжения t изменяют прямой угол $P_3P_1P_4$ (черт. 29). Проекция dx расстояния между двумя точками P_1 и Q на ось X (соответственно черт. с dz вместо dx) изменяется на $\Delta dx=\frac{\partial\xi}{\partial z}dz$ и на ось Z—на $\Delta dz=\frac{\partial\zeta}{\partial x}dx$. Точка Q перемещается горизонтально на Δdx и вертикально на Δdz и переходит в положение Q'. Общее изменение угла:

$$\alpha_{xz}=\sphericalangle P_4P_1P_1'+\sphericalangle P_2P_1P_2'=$$
$$=\frac{\Delta dx}{dz}+\frac{\Delta dz}{dx}=\frac{\partial\xi}{\partial z}+\frac{\partial\zeta}{\partial x}.$$



Черт. 29.

Т. обр.

$$\left.\begin{aligned}\alpha_{xy}&=\frac{\partial\xi}{\partial y}+\frac{\partial\eta}{\partial x}\\ \alpha_{xz}&=\frac{\partial\xi}{\partial z}+\frac{\partial\zeta}{\partial x}\\ \alpha_{yz}&=\frac{\partial\eta}{\partial z}+\frac{\partial\zeta}{\partial y}\end{aligned}\right\} \tag{83}$$

§ 6. Изменение объема.

Изменение объема (см. стр. 205) равно сумме линейных удлинений:

$$v=l_x+l_y+l_z=\frac{\partial\xi}{\partial x}+\frac{\partial\eta}{\partial y}+\frac{\partial\zeta}{\partial z}. \tag{84}$$

Влияние углов сдвига α исчезает, если α бесконечно-мало по сравнению с x, y, z и площади граней параллелепипеда равновелики.

§ 7. Составляющие напряжений как функции перемещений ξ, η и ζ.

а) Касательные напряжения. Закон Гука напишется для угла сдвига так:

$$\alpha=\frac{t}{G},$$

где G—модуль сдвига, т. е.:

$$\alpha_{xy}=\frac{t_{xy}}{G};\quad \alpha_{xz}=\frac{t_{xz}}{G};\quad \alpha_{yz}=\frac{t_{yz}}{G}. \tag{85}$$

По ур-иям (83):

$$\left.\begin{aligned} t_{xy} &= t_{yx} = G\alpha_{xy} = G\left(\frac{\partial\xi}{\partial y} + \frac{\partial\eta}{\partial x}\right) \\ t_{xz} &= t_{zx} = G\alpha_{xz} = G\left(\frac{\partial\xi}{\partial z} + \frac{\partial\zeta}{\partial x}\right) \\ t_{yz} &= t_{zy} = G\alpha_{yz} = G\left(\frac{\partial\eta}{\partial z} + \frac{\partial\zeta}{\partial\eta}\right) \end{aligned}\right\} \qquad (86)$$

b) **Нормальные напряжения.** Складывая три ур-ия (25), (26) и обозначая $\frac{1}{\sigma} = m$,— Пуассоново число, получим:

$$(n_x + n_y + n_z) - \frac{2}{m}(n_x + n_y + n_z) = E(i_x + i_y + i_z) = Ev,$$

и согласно ур-ию: $v = i_x + i_y + i_z$:

$$n_x + n_y + n_z = \frac{m}{m-2} Ev. \qquad (87)$$

Ур-ие (25) можно переписать так:

$$Ei_x = n_x + \frac{1}{m} n_x - \frac{1}{m}(n_x + n_y + n_z) = n_x \frac{m+1}{m} - \frac{Ev}{m-2}.$$

Имея в виду (см. «Сдвиг»), что

$$G = \frac{E}{2} \frac{m}{m+1},$$

и учтя ур-ия (82), получим:

$$\left.\begin{aligned} n_x &= 2G\left(i_x + \frac{v}{m-2}\right) = 2G\left(\frac{\partial\xi}{\partial x} + \frac{v}{m-2}\right) \\ n_y &= 2G\left(i_y + \frac{v}{m-2}\right) = 2G\left(\frac{\partial\eta}{\partial y} + \frac{v}{m-2}\right) \\ n_z &= 2G\left(i_z + \frac{v}{m-2}\right) = 2G\left(\frac{\partial\zeta}{\partial z} + \frac{v}{m-2}\right) \end{aligned}\right\}. \qquad (88)$$

Задача определения неизвестных напряжений n и t, как функций деформаций и координат точки, разрешается при помощи ур-ий (88) и (86).

§ 8. Преобразование условий равновесия.

Подставляя ур-ия (88) и (86) в ур-ие (78), получим:

$$2G\left(\frac{\partial^2\xi}{\partial x^2} + \frac{1}{m-2}\frac{\partial v}{\partial x}\right) + G\left(\frac{\partial^2\xi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2\eta}{\partial x\partial y}\right) + G\left(\frac{\partial^2\xi}{\partial z^2} + \frac{\partial^2\zeta}{\partial x\partial z}\right) + X = 0,$$

или:

$$\left(\frac{\partial^2\xi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\xi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2\xi}{\partial z^2}\right) + \left(\frac{\partial^2\xi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\eta}{\partial x\partial y} + \frac{\partial^2\zeta}{\partial x\partial z}\right) + \frac{2}{m-2}\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{X}{G} = 0. \qquad (78')$$

Выражение в первых скобках обозначается $\Delta^2\xi$ и называется «оператором» Лапласа:

$$\Delta^2\xi = \frac{\partial^2\xi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\xi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2\xi}{\partial z^2}. \qquad (89)$$

Составляющие перемещения ξ два раза диференцируются по x, y, z и полученные величины складываются. Второй член в ур-ии (78'), согласно (84):

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\partial\xi}{\partial x} + \frac{\partial\eta}{\partial y} + \frac{\partial\zeta}{\partial z}\right) = \frac{\partial v}{\partial x},$$

составляет вместе с третьим членом в (78') величину $\frac{\partial v}{\partial x} \cdot \frac{m}{m-2}$.

Окончательно три условия равновесия (78) и (79) перепишутся так:

$$\left.\begin{aligned}\Delta^2\xi+\frac{m}{m-2}\frac{\partial v}{\partial x}+\frac{X}{G}&=0\\ \Delta^2\eta+\frac{m}{m-2}\frac{\partial v}{\partial y}+\frac{Y}{G}&=0\\ \Delta^2\zeta+\frac{m}{m-2}\frac{\partial v}{\partial z}+\frac{Z}{G}&=0\end{aligned}\right\}\qquad(90)$$

Эти ур-ия упругости при учете особых условий на поверхности дают возможность найти три неизвестных функции ξ, η, ζ; ими проверяют решения различных вопросов сопротивления материалов.

§ 9. Частные случаи определения напряжений.

а) Если пренебрегаем поперечным растяжением $m=\infty$, то имеем упрощенную форму закона упругости. Для определения трех лишних неизвестных служат три ур-ия:

$$\left.\begin{aligned}\frac{\partial^2 l_{xy}}{\partial x\,\partial y}&=\frac{1}{2}\left(\frac{\partial^2 n_x}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 n_y}{\partial x^2}\right);\\ \frac{\partial^2 l_{yz}}{\partial y\,\partial z}&=\frac{1}{2}\left(\frac{\partial^2 n_y}{\partial z^2}+\frac{\partial^2 n_z}{\partial y^2}\right);\\ \frac{\partial^2 l_{zx}}{\partial z\,\partial x}&=\frac{1}{2}\left(\frac{\partial^2 n_z}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 n_x}{\partial z^2}\right).\end{aligned}\right\}\qquad(91)$$

б) Если $m=2$ (гидростатическое давление), то увеличение объема по (88):

$$v=\frac{m-2}{mE}(l_x+l_y+l_z)=0.$$

Ур-ия (90) сильно упрощаются, ибо тело не испытывает никаких деформаций. Имеем четыре ур-ия с четырьмя неизвестными ξ, η, ζ и гидростатическое давление:

$$p=n_x=n_y=n_z.\qquad(92)$$

§ 10. Предельные условия на поверхности.

Ур-ия (90) имеют различные решения и необходимо выбрать те из них, к-рые удовлетворяют предельным условиям на поверхности. В каждой точке поверхности три слагающие напряжений должны совпадать с тремя слагающими приложенного в этой точке внешнего усилия и кроме того, если имеются связи в данной точке с другим телом, перемещения должны удовлетворять условиям связности.

§ 11. Уравнения совместимости.

Ур-ия совместимости есть следующее ограничение решений ур-ний (90). Если разложить тело на прямоугольные параллелепипеды (черт. 24), к-рые подвергаются деформациям l и α, то, т. к. после деформации отдельных элементов они полностью, без промежутков, заполняют тело, то перемещения их д. б. совместимы.

Составляющие перемещений из ур-ий (83) и (82) исключаются сл. обр.:

$$\left.\begin{aligned}\frac{\partial^2\alpha_{xy}}{\partial x\,\partial y}&=\frac{\partial^2\xi}{\partial x\,\partial y^2}+\frac{\partial^2\eta}{\partial x^2\,\partial y}=\frac{\partial^2 l_x}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 l_y}{\partial x^2}\\ \frac{\partial^2\alpha_{yz}}{\partial y\,\partial z}&=\frac{\partial^2 l_y}{\partial z^2}+\frac{\partial^2 l_z}{\partial y^2}\\ \frac{\partial^2\alpha_{zx}}{\partial z\,\partial x}&=\frac{\partial^2 l_z}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 l_x}{\partial z^2}\end{aligned}\right\}\qquad(93)$$

и аналогично:

$$\left.\begin{aligned} 2\frac{\partial^2 i_x}{\partial y\,\partial z} &= \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\partial \alpha_{xy}}{\partial z}+\frac{\partial \alpha_{xz}}{\partial y}-\frac{\partial \alpha_{yz}}{\partial x}\right)\\ 2\frac{\partial^2 i_y}{\partial z\,\partial x} &= \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{\partial \alpha_{yz}}{\partial x}+\frac{\partial \alpha_{yz}}{\partial z}-\frac{\partial \alpha_{zx}}{\partial y}\right)\\ 2\frac{\partial i_z}{\partial x\,\partial y} &= \frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{\partial \alpha_{zx}}{\partial y}+\frac{\partial \alpha_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial \alpha_{zy}}{\partial z}\right)\end{aligned}\right\} \qquad (94)$$

Ур-ия совместимости (94) и (93) не могут быть применимы к деформациям, возникающим под влиянием собственных напряжений, но только к деформациям, возникающим от внешних усилий.

§ 12. Работа деформации при объемном напряженном состоянии тела.

Согласно черт. 24, при удлинении по оси X на $l_x dx$ работа деформации, имея в виду действующие силы $n_x dy dz$, выразится так:

$$dT_1 = \frac{1}{2} n_x dy\,dz \cdot i_x dx = \frac{1}{2E}\left(n_x^2 - \frac{n_y n_x + n_y n_x}{m}\right) dx\,dy\,dz.$$

Если прибавить работу главных напряжений n_y и n_z, то получим:

$$T = \frac{1}{2E}\int [(n_x^2 + n_y^2 + n_z^2) - \frac{2}{m}(n_x n_y + n_x n_z + n_y n_z)]\, dV. \qquad (95)$$

Работа деформаций, отнесенных к единице объема:

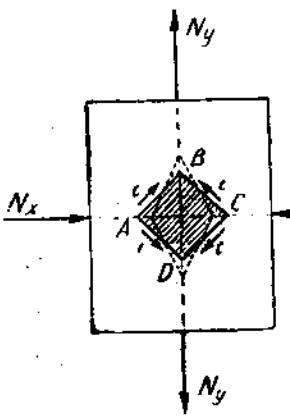
$$\psi = \frac{1}{2E}[(n_x^2 + n_y^2 + n_z^2) - \frac{2}{m}(n_x n_y + n_x n_z + n_y n_z)]. \qquad (96)$$

Сдвиг.

§ 1. Угол сдвига и модуль упругости при сдвиге.

Явление чистого сдвига можно наблюдать в случае растяжения и сжатия по двум взаимно перпендикулярным осям при выделении из бруса элементика, ограниченного плоскостями, наклоненными под углом 45° к осям (черт. 30); при этом:

$$n_x = -n_y = n.$$



Черт. 30.

По граням выделенного элементика действуют только касательные напряжения:

$$t = \frac{n_x - n_y}{2} = n; \qquad (97)$$

при этом нормальные напряжения равны нулю.

Под действием касательных напряжений прямые углы элементика $ABCD$ искажаются и квадрат принимает форму ромба: вертикальная диагональ квадрата удлинится, горизонтальная диагональ укоротится. Повернем ромб на чертеже т. о., чтобы одна из его сторон совпала со стороной AB квадрата (черт. 31-а).

Абсолютным сдвигом $\Delta = CC'$ называется смещение одного сечения по его направлению относительно соседнего, находящегося на расстоянии dx.

Относительный сдвиг—отношение абсолютного сдвига к первоначальной длине элементика:

$$\operatorname{tg}\alpha = \alpha = \frac{CC'}{BC} = \frac{\Delta}{dx}. \tag{98}$$

Относительный сдвиг есть угол сдвига α. Угол сдвига есть мера деформации при сдвиге, определяющая изменение формы,—искажение углов параллелепипеда (см. «Основные уравнения упругости»).

Зависимость между углом сдвига и относительным удлинением.

Имея в виду, что $BD = \sqrt{2}\,dx$, а $DD' = \alpha\,dx$, по ф-ле из тригонометрии:

$$(BD')^2 = 2dx^2 + 2dx^2\alpha + \alpha^2 dx^2.$$

Отбрасывая бесконечно-малую второго порядка:

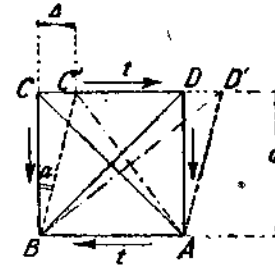
$$BD' = dx\sqrt{2}\sqrt{1+\alpha};$$

беря два члена разложения бинома:

$$BD' = dx\sqrt{2}\left(1+\frac{\alpha}{2}\right) = BD\left(1+\frac{\alpha}{2}\right).$$

Относительное удлинение диагонали BD (чертеж 31-а):

$$l = \frac{BD'-BD}{BD} = \frac{\alpha}{2}. \tag{99}$$



Черт. 31-а.

Если α—угол сдвига (в радианах) бесконечно-малого куба, то удлинение и укорочение обеих диагоналей равны $\frac{\alpha}{2}$.

Закон Гука при сдвиге является следствием из того же закона при растяжении и сжатии, поскольку установлена зависимость между α и l.

Из рассмотрения растяжения по двум взаимно перпендикулярным осям получено:

$$l_x = \frac{n_x}{E} - \sigma\frac{n_y}{E};\quad l_y = \frac{n_y}{E} - \sigma\frac{n_x}{E}.$$

При чистом сдвиге:

$$n_x = -n_y = t,$$

откуда:

$$l_x = -l_y = l = \frac{t}{E}(1+\sigma).$$

Заменяя в последнем равенстве $l = \frac{\alpha}{2}$, получим:

$$\frac{\alpha}{2} = t\frac{2(1+\sigma)}{E},$$

откуда:

$$t = \frac{E}{2(1+\sigma)}\alpha. \tag{100}$$

Это и есть закон упругости для сдвига: тангенциальное напряжение прямо пропорционально относительному сдвигу. Обозначая:

$$\frac{E}{2(1+\sigma)} = G,$$

получим:

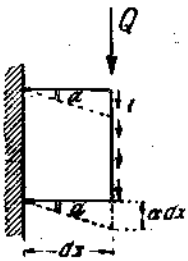
$$t = G\alpha, \tag{101}$$

где G — модуль сдвига; для $\sigma = \frac{1}{3}$ (близко к железу) $G = \frac{3}{8} E$, для $\sigma = 0{,}25$ $G = \frac{2}{5} E$; для $\sigma = 0$ $G = 0{,}5E$.

Для твердых тел G можно принимать от $0{,}37E$ до $0{,}40E$.

§ 2. Тангенциальные напряжения при действии поперечной силы.

Возникновение только касательных напряжений по какой-либо площадке бруса возможно только в поперечном сечении закручиваемого вала. При действии поперечной силы всегда кроме касательных напряжений возникают и изгибающие усилия. Выделяя из бруска малой длины (при этом можно положить $M = 0$) элементик у заделки длиною dx (черт. 31-б), представим воздействие правой части в виде поперечной силы Q—равнодействующей внутренних тангенциальных сил.



Черт. 31-б.

Если предположить, что тангенциальные напряжения распределяются по сечению равномерно, то они определятся по ф-ле:

$$t = \frac{Q}{\omega}. \qquad (102)$$

где ω—площадь поперечного сечения.

Ф-ла (102) применяется при расчете болтовых и заклепочных соединений и деревянных врубок.

§ 3. Работа деформации при сдвиге.

а) **Плоскостное напряженное состояние.** На элементик бруса действуют (черт. 31-б) непрерывно возрастающие от нуля до конечного значения касательные усилия, равнодействующая к-рых в конце процесса приложения усилий есть Q—поперечная сила. Вследствие приложения касательных усилий элементик бруса перекашивается, при чем внутренние усилия интенсивностью t совершают работу. Элементарная работа при статическом действии сил:

$$\frac{1}{2} t\, d\omega \cdot a\, dx = \frac{1}{2G} t^2\, dx\, dy\, dz.$$

Полная работа деформации:

$$W = \frac{1}{2G} \int t^2\, dV. \qquad (103)$$

Удельная работа:

$$\psi = \frac{1}{2G} t^2. \qquad (104)$$

В случае равномерного распределения напряжений:

$$W = \frac{1}{2G} Q a\, dx = \frac{Q^2\, dx}{2G\omega} = \frac{a^2 \omega G\, dx}{2}. \qquad (105)$$

б) **Объемное состояние напряжения** (черт. 24). Удельная элементарная работа:

$$\psi = \frac{1}{2G} (t_{xy}^2 + t_{yz}^2 + t_{zx}^2). \qquad (106)$$

Общая работа:

$$W = \frac{1}{2G} \int (t_{xy}^2 + t_{yz}^2 + t_{zx}^2)\, dV. \qquad (107)$$

в) Общее напряженное состояние.

$$\psi = \frac{1}{2E}(n_x^2 + n_y^2 + n_z^2) - \frac{1}{mE}(n_x n_y + n_y n_z + n_z n_x) + \frac{1}{2G}(t_{xy}^2 + t_{yz}^2 + t_{zx}^2) \quad (108)$$

или

$$\psi = G\left[(i_x^2 + i_y^2 + i_z^2) + \frac{(i_x + i_y + i_z)^2}{m-2} + \frac{(\alpha_{xy}^2 + \alpha_{yz}^2 + \alpha_{zx}^2)}{2}\right]. \quad (109)$$

Последнее выражение получим, если подставим в первое:

$$n_x = 2G\left(i_x + \frac{v}{m-2}\right) \text{ и т. д.;}$$

$$t_{xy} = G\alpha_{xy} \text{ и т. д.}$$

Удельную работу можно представить в случае общего напряженного состояния так:

$$\psi = \psi_p + \psi_g,$$

где ψ_p—работа деформации вследствие изменения объема, ψ_g—работа деформации вследствие изменения формы тела. Первая соответствует случаю, когда тело получает равномерное удлинение $\frac{v}{3}$ в направлении каждого из ребер, оставаясь подобным и не меняя своей формы: шар остается шаром. Вторая часть работы получается тогда, когда тело деформируется, при чем объем остается постоянным: шар превращается в равнообъемный эллипсоид. Тогда:

$$\psi_p = \frac{3(m-2)}{2mE}\left[\frac{1}{3}(n_x + n_y + n_z)\right]^2; \quad (110)$$

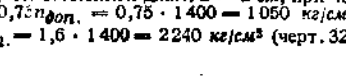
$$\psi_g = \frac{1}{12G}[(n_x - n_y)^2 + (n_y - n_z)^2 + (n_z - n_x)^2] + \frac{1}{2G}(t_{xy}^2 + t_{yz}^2 + t_{zx}^2). \quad (111)$$

§ 4. Примеры расчета на сдвиг.

Пример 1. Определить необходимую толщину листа δ и ширину b, если лист передаст усилие, воспринимаемое в соединении одной заклепкой диам. $d = 2$ *см*, при чем допускаемое напряжение на срез заклепки $t = 0{,}75 n_{доп.} = 0{,}75 \cdot 1400 = 1050$ *кг/см*^{2}, допускаемое напряжение на смятие: $n_{см.} = 1{,}6 n_{доп.} = 1{,}6 \cdot 1400 = 2240$ *кг/см*^{2} (черт. 32).

Сопротивление заклепки двойному срезу:

$$P = 2\pi \frac{d^2}{4} t = 6594 \text{ кг}.$$



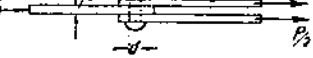
Черт. 32.

Т. к. сопротивление заклепки смятию не должно превосходить P, то:

$$n_{см.} = \frac{P}{d\delta},$$

откуда:

$$\delta = \frac{P}{dn_{см.}} = \frac{6594}{2 \cdot 2240} = 1{,}48 \text{ см}.$$



Черт. 33

Напряжение в листе, учитывая ослабление:

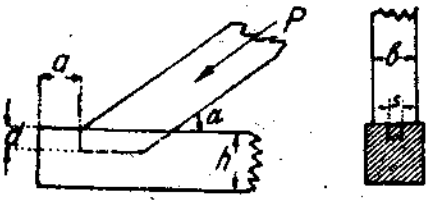
$$n = \frac{P}{\delta(b-d)},$$

откуда:

$$b = \frac{P}{n\delta} + d = \frac{6594}{1400 \cdot 1{,}5} + 2 = 5{,}2 \text{ см}.$$

Пример 2. Определить количество однорезных заклепок $d = 2$ *см*, потребных для соединения двух листов толщиною $\delta = 1{,}2$ *см* внахлестку, передающих усилие $P = 9900$ *кг* (черт. 33).

Сопротивление одной заклепки срезу $\frac{\pi d^2}{4} t$.



Черт. 34.

Количество заклепок определится из равенства:

$$k\frac{\pi d^2}{4}t = P,$$

откуда:

$$k = \frac{P}{\frac{\pi d^2}{4}t} = \frac{9\,900}{\frac{3{,}14\cdot 2^2}{4}\cdot 1050} = 3.$$

Пример 3. Подкос шириною 15 *см* (черт. 34), нагруженный в направлении своей оси силою $P = 3$ *т*, врублен под углом $\alpha = 30°$ в балку высотой 24 *см*, при чем ширина шипа составляет 5 *см* и его высота 8 *см*. Каково должно быть расстояние врубки от конца балки, если при временном сопротивлении скалыванию $K_s = 50$ *кг/см²* допускаемое напряжение $t = 10$ *кг/см²*. Искомое расстояние определится из равенства:

$$a(s + 2d)t = P \cdot \cos\alpha,$$

где $a(s + 2d)$—площадь скалывания.

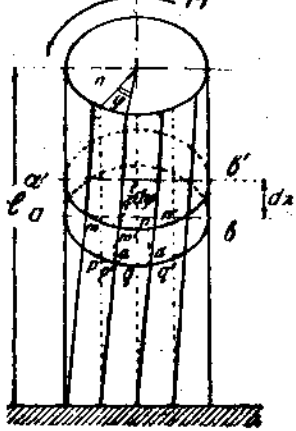
Отсюда:

$$a = \frac{P\cdot\cos\alpha}{(s+2d)t} = \frac{3\,000\cdot 0{,}86}{(5+16)\cdot 10} = 13\ см.$$

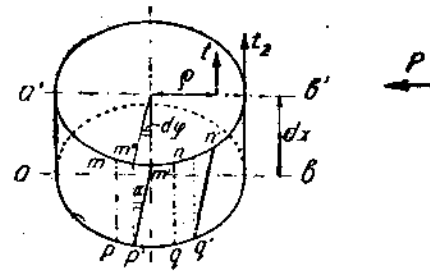
Кручение.

§ 1. Кручение круглого стержня.

При определении напряжений при кручении, а также угла закручивания в основу выводов кладутся предположения: 1) что поперечные сечения стержня остаются плоскими (см. «Гипотеза Навье при изгибе», стр. 237) и сохраняют между собою первоначальные расстояния; 2) радиусы, проведенные в поперечном сечении, не искривляются. При скручивании стержня все продольные волокна стержня (черт. 35) располагаются по винтовым линиям, в любом месте равноотстающим друг



Черт. 35.



Черт. 36.

от друга. Элементик бруса $mnpq$, ограниченный двумя соседними сечениями ab и $a'b'$ и соседними образующими, находится в состоянии чистого сдвига, перекашиваясь в $m'n'p'q'$. Абсолютный сдвиг элементика $m'm'' = adx$, где α—угол сдвига элементика $m'n'p'q'$ (черт. 36). Т. к. $m'm'' = d\varphi\cdot r$, где $d\varphi$—угол закручивания сечения $a'b'$ относительно ab, то:

$$\alpha = \frac{d\varphi\cdot r}{dx}. \qquad (112)$$

Направление перемещения точки m' перпендикулярно радиусу, поэтому возникают тангенциальные напряжения того же направления:

$$t_r = G\alpha = G\frac{d\varphi \cdot r}{dx}. \qquad (113)$$

Аналогично на расстоянии ρ от центра (т. к. радиусы не искривляются):

$$t = G\frac{d\varphi \cdot \rho}{dx}. \qquad (114)$$

Тангенциальные напряжения при кручении пропорциональны расстоянию до центра сечения. По закону парности тангенциальных напряжений они действуют и по плоскостям, проходящим через ось бруса.

По условию равновесия внутренних и внешних сил:

$$M = \int_0^\omega t\,d\omega \cdot \rho = \frac{Gd\varphi}{dx}\int_0^\omega \varphi\,d\omega = \frac{Gd\varphi}{dx} I_0, \qquad (115)$$

где I_0—полярный момент инерции (см. «Теоретическая механика»). Отсюда:

$$d\varphi = \frac{M\,dx}{GI_0}. \qquad (116)$$

Угол закручивания свободного конца:

$$\varphi = \frac{Ml}{GI_0} = \frac{2Ml}{G\pi r^4}. \qquad (117)$$

Подставляя ф-лу (116) в ф-лу (114), получим:

$$t = \frac{M\rho}{I_0} \text{ и } t_r = \frac{Mr}{I_0} = \frac{2M}{\pi r^3}. \qquad (118)$$

Полые круглые валы при внешнем радиусе r_1 и внутреннем r_0:

$$t_r = \frac{2Mr_1}{\pi(r_1^4 - r_0^4)}; \qquad (119)$$

$$\varphi = \frac{2Ml}{G\pi(r_1^4 - r_0^4)}. \qquad (120)$$

§ 2. Кручение стержней овального и прямоугольного поперечного сечения.

В этом случае гипотеза плоских сечений неприменима: первоначально плоские поперечные сечения искривляются и не во всех точках напряжения t перпендикулярны к лучам, проведенным из центра тяжести сечения.

Для сплошного эллиптического сечения наибольшие касательные напряжения получаются в точках, лежащих на контуре, на концах малой полуоси.

По Сен-Венану и Баху:

$$t_{max} = \frac{2M}{\pi ab^2}, \qquad (121)$$

где a и b—большая и малая полуоси эллипса.

Угол закручивания:

$$\varphi = \frac{Ml(a^2 + b^2)}{G\pi a^3 b^3} = \frac{4\pi MI_0}{\omega^4 G}, \qquad (122)$$

где $\omega = \pi ab$—площадь поперечного сечения, $I_0 = \frac{\pi ba^3}{4} + \frac{\pi ab^3}{4}$ —полярный момент инерции.

Сен-Венан показал, что для целого ряда других контуров сечения угол закручивания можно вычислить по ф-ле:

$$\varphi = \frac{Ml}{C}, \tag{123}$$

где C—постоянная, зависящая от свойств материала и от размеров и формы поперечного сечения. C получается с достаточной для практики точностью, если заданное сечение заменить эллипсом, имеющим ту же площадь и момент инерции I_0. Тогда угол закручивания можно вычислить по ф-ле для эллиптического стержня (в случае сплошных стержней).



Черт. 37.

Для прямоугольного поперечного сечения сдвиги ребер стержня и тангенциальные напряжения равны нулю. Наибольшие касательные напряжения соответствуют средним точкам длинных сторон A и B прямоугольника (черт. 37):

$$t_{max} = \frac{M}{\mu b a^2}, \tag{124}$$

где μ—коэф-т, зависящий от соотношения между сторонами прямоугольного сечения.

Угол закручивания вычисляется по ф-ле:

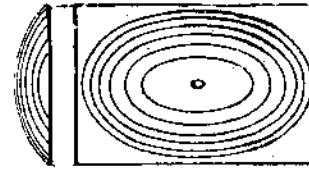
$$\varphi = \frac{Ml}{G\alpha b a^3}. \tag{125}$$

Табл. значений α и μ по ф-лам Сен-Венана.

$\frac{b}{a}$	1	1,5	1,75	2	2,5	3	4	10	∞
μ	0,208	0,231	0 239	0,246	0,258	0 267	0 282	0,312	0,333
α	0,141	0,196	0,214	0,229	0,249	0,263	0,281	0,312	0,333

§ 3. Аналогия Prandtl'я.

Картины распределения тангенциальных напряжений при кручении различного контура сечений легко представить при помощи аналогии, предложенной проф. Prandtl'ем. В отверстие пластинки, вырезанной по данному контуру поперечного сечения, затягивается равномерно растянутая мембрана, к-рая подвергается равномерному гидростатическому давлению. Если поверхность выпученной мембраны (черт. 38) рассечь системой равно удаленных плоскостей, то полученные горизонтали обладают след. свойствами:


Черт. 38.

1) направление тангенциального напряжения в соответствующей точке поперечного сечения определяется направлением касательной к горизонтали;

2) величина тангенциального напряжения пропорциональна густоте горизонталей;

3) жесткость стержня при кручении C характеризуется объемом V, заключенным между плоскостью контура и поверхностью мембраны, т. е.:

$$C = \frac{4GS}{p} V, \tag{126}$$

где: p—давление на единицу поверхности мембраны, S—натяжение мембраны.

§ 4. Результаты новейших работ Вебера.

Вебер установил аналитически зависимость между M и t для целого ряда поперечных сечений, выражая M и t через угол закручивания единицы длины $l=1$ *см*. Здесь M—крутящий момент, t—тангенциальное напряжение. Обозначим угол закручивания стержня длиною $l=1$ через φ_1; тогда крутящий момент и тангенциальное напряжение для след. форм поперечного сечения будут (черт. 39):



Черт. 39.

1-й случай. Сплошной круг. При $l=1$ *см*:

$$\varphi_1=\frac{2M}{\pi r^4 G};$$

тогда:

$$\left.\begin{aligned} t_r &= rG\varphi_1 \text{ и } t=\rho G\varphi_1 \\ M &= \frac{\pi}{2} r^4 G\varphi_1 \end{aligned}\right\} \qquad (127)$$

2-й случай. Круговое кольцо:

$$\left.\begin{aligned} t &= r_1 G\varphi_1 \text{ и } t=\rho G\varphi_1 \\ M &= \frac{\pi}{2}(r_1^4-r_0^4)G\varphi_1 \end{aligned}\right\} \qquad (128)$$

Здесь ρ—расстояние от центра до исследуемой точки.

3-й случай. Сплошной эллипс $\left(\frac{h}{a}=n>1\right)$.

$$\left.\begin{aligned} t_A &= t_{max}=\frac{n^2}{n^2+1}aG\varphi_1;\quad t_B=\frac{1}{n}t_A \\ M &= \frac{\pi}{n^2+1}a^4 G\varphi_1 \end{aligned}\right\} \qquad (129)$$

4-й случай. Эллиптическое кольцо $\left(\frac{h}{a}=\frac{h_1}{a_1}=n>1\right)$:

t_A и t_B—как для сплошного эллипса.

$$M=\frac{\pi}{16}\frac{n^3}{n^2+1}(a^4-a_1^4)G\varphi_1 \qquad (130)$$

5-й случай. Квадрат:

$$\left.\begin{array}{c} t_A = t_{max} = 0{,}6753aG\varphi_1,\ t_c = 0 \\ M = 0{,}1404a^4G\varphi_1 \end{array}\right\} \quad (131)$$

6-й случай. Прямоугольник ($\frac{h}{a} = n > 1$):

$$\left.\begin{array}{c} t_A = t_{max} \cong \left(1 - \frac{0{,}65}{1+n^2}\right)aG\varphi_1;\ t_c = 0 \\ M \cong \frac{1}{3}\left(n - 0{,}63 + \frac{0{,}052}{n^4}\right)a^4G\varphi_1 \end{array}\right\} \quad (132)$$

7-й случай. Узкий прямоугольник ($\frac{h}{a} = n > 4$):

$$\left.\begin{array}{c} t_A = t_{max} \cong aG\varphi_1;\ t_B = 0{,}7425aG\varphi_1;\ t_c = 0 \\ M \cong \frac{1}{3}(a^2h - 0{,}63a^4)\,G\varphi_1 \end{array}\right\} \quad (133)$$

8-й случай. Шестиугольник; площадь $= \omega$:

$$\left.\begin{array}{c} t_{max} = 1{,}223rG\varphi_1 \\ M = 0{,}553r^3\omega G\varphi_1 \end{array}\right\} \quad (134)$$

9-й случай. Восьмиугольник; площадь $= \omega$:

$$\left.\begin{array}{c} t_{max} = 1{,}164rG\varphi_1 \\ M = 0{,}52r^2\omega G\varphi_1 \end{array}\right\} \quad (135)$$

10-й случай. Неравнобокий уголок. В точках наружного очертания, за исключением самых крайних:

$$t \cong sG\varphi_1; \quad (136)$$

в закруглениях тангенциальное напряжение на 16% больше;

$$M = \frac{1}{3}(l_1 + l_2 - 1{,}6s)\,s^3G\varphi_1.$$

11-й случай. Швеллерные и зетовые профили вдоль AB и CD:

$$t \cong sG\varphi_1;$$

вдоль AC:

$$\left.\begin{array}{c} t \cong \delta G\varphi_1 \text{ (небольшое повышение в закруглениях)} \\ M = \frac{1}{3}G\varphi_1\left[(tl_1 - s)\,s^3 + (l_2 - 1{,}6s)\delta^3\right] \end{array}\right\} \quad (137)$$

12-й случай. Двутавровые прокатные балки:

$$M = \frac{1}{3}G\varphi_1\left[(rl_1 - 1{,}26s)s^3 + (l_2 - 1{,}67s + 1{,}76\delta)\delta^3\right]. \quad (138)$$

13-й случай. Произвольное кольцевое сечение постоянной ширины; U—периметр очертания кольца.

Среднее напряжение в кольце:

$$\left.\begin{array}{c} t_{ср.} = 2G\varphi_1\frac{\omega_m}{U_m} \\ M \cong 2(\omega_a + \omega_1)\frac{\omega_m}{U_m}G\varphi_1 \end{array}\right\} \quad (139)$$

§ 5. Потенциальная энергия при кручении.

Работа внешних сил при постепенном нарастании крутящего момента от 0 до M, если конечное значение угла закручивания φ будет:

$$T=\frac{M\varphi}{2}. \qquad (140)$$

Пренебрегая потерей энергии, можно воспользоваться для вычисления потенциальной энергии (W).

Т. к. φ для круглого стержня:

$$\varphi=\frac{Ml}{GI_0},$$

то:

$$W=\frac{M\varphi}{2}=\frac{M^2l}{2GI_0}=\frac{\varphi^2GI}{2l}; \qquad (141)$$

для любого контура поперечного сечения:

$$W=\frac{M^2l}{2C}, \qquad (142)$$

где C—величина, характеризующая жесткость.

§ 6. Кручение бетонных и железобетонных тел.

Модуль сдвига при кручении по Баху для 45-дневного бетона:

$$G=137000 \text{ до } 142000 \ кг/см^2,$$

при чем для того же бетона:

$$E_{сж.}=263000 \text{ до } 309000 \ кг/см^2;$$

$$E_{р.}=268800 \text{ до } 369500 \ кг/см^2.$$

Фёппль дал по опытам в 1912 г. над железобетонными валами:

$G=113000 \ кг/см^2$ для влажного и
$G=138000 \ кг/см^2$ для сухого трамбованного бетона.

При скручивании квадратных бетонных стержней появлялись трещины, наклоненные под углом 45° к оси стержня.

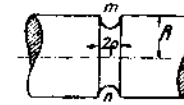
§ 7. Напряжения в местах резких изменений сечения вала.

Фёппль в случае выкружки, представленной на черт. 40, предложил приближенно определять напряжения в переходном сечении, как в трубчатом вале, наружный диаметр к-рого равен $2r$, а толщина стенки равна $1{,}5\rho$.



Черт. 40.

Willers показал, что для выточки черт. 41, если ρ мало по сравнению с R, то наибольшие напряжения в m и n вдвое больше тех, к-рые получаются для вала постоянного сечения радиусом R.



Черт. 41.

При обычных же размерах выкружки по Willers'у:

$$t_{max}=1{,}75\frac{2M}{\pi r^3}. \qquad (143)$$

Аналогичное повышение напряжений наблюдается в случае вырезов, продольных желобков и отверстий в сечении.

§ 8. Примеры.

Пример 1. Определить диаметр вала, передающего $N = 200$ л. с. при $n = 60$ оборотам в мин., если допускаемое тангенциальное напряжение при кручении $t = 600$ *кг/см²*.

Работа пары при вращении (черт. 42):

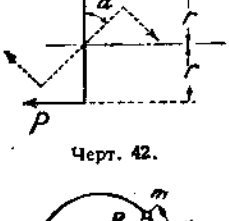
$$T = 2Pr\alpha = M\alpha,$$

где: M—вращающий момент, α—угол поворота вала. Если n—количество оборотов в мин., то угол поворота вала в *ск*:

$$\frac{2\pi n}{60}.$$

Г. о., мощность вала при вращении

$$M \cdot \frac{2\pi n}{60} = 7\,500N \text{ кг/см}.$$



Черт. 42.

Окончательно:

$$M = \frac{225\,000}{\pi n},$$

откуда:

$$M = \frac{225\,000 \cdot 200}{3{,}14 \cdot 60} = 240\,000 \text{ кг/см}.$$

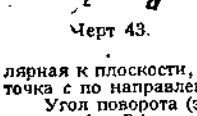
Требуемый радиус вала определится из ф-лы:

$$t_r = \frac{2M}{\pi r^3};$$

откуда:

$$r = \sqrt[3]{\frac{2M}{\pi t}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot 240\,000}{3{,}14 \cdot 600}} = 6{,}3 \text{ см}.$$

Диаметр вала $d = 12{,}6$ *см*.



Черт 43.

Пример 2. Кривой стержень ab, в поперечном сечении круг радиусом r (черт. 43), неподвижно закреплен концом a; от a до b ось стержня представляет собою полуокружность радиусом R; в точке b стержень связан с рычагом bc—R, направленным по радиусу к окружности. В точке c, совпадающей с центром окружности, приложена сила P, перпендикулярная к плоскости, в к-рой лежит ось стержня. На какое расстояние передвинется точка c по направлению силы P?

Угол поворота (закручивания) сечения m, которое находится от закрепления на расстоянии $l = Rd\alpha$:

$$\varphi_m = \frac{2M \cdot Rd\alpha}{\pi r^4 G}.$$

Угол поворота сечения $b (d\alpha = \pi)$:

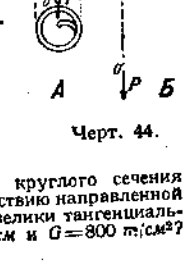
$$\varphi_b = \frac{2MR\pi}{\pi r^4 G} = \frac{2MR}{r^4 G}.$$

Перемещение точки c в направлении P, происходящее от закручивания:

$$\lambda = \frac{2MR}{r^4 G} R = \frac{2MR^2}{r^4 G},$$

или, подставляя выражение крутящего момента $M = PR$:

$$\lambda = \frac{2PR^3}{r^4 G}.$$



Черт. 44.

Пример 3. Цилиндрическая винтовая пружина (черт. 44) круглого сечения радиуса r, состоящая из n полых витков радиуса R, подвергается действию направленной по оси пружины силы P. Насколько растягивается пружина и как велики тангенциальные напряжения кручения, если $P = 100$ *кг*, $R = 10$ *см*, $r = 1$, $n = 10$ *см* и $G = 800$ *т/см²*?

Растяжение пружины для полувитка:

$$\frac{2PR^3}{r^4 G}.$$

Если число витков n, то расстояние:

$$\lambda = \frac{2PR^3}{r^4 G} 2n = \frac{4PR^3 n}{r^4 E} = 4{,}7 \text{ см};$$

$$t_r = \frac{2PR}{\pi r^3} = 640 \text{ кг/см}^2.$$

Изгиб.

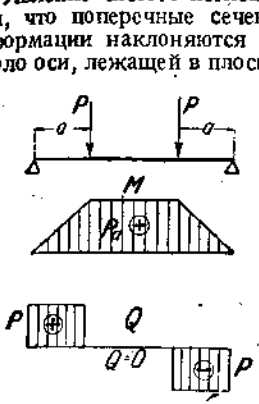
§ 1. Нормальные напряжения при чистом изгибе.

Вообще явление поперечного изгиба происходит тогда, когда изгибающие силы, параллельные друг другу, перпендикулярны оси бруса и лежат в плоскости, совпадающей с осью бруса.

Чистым изгибом называется такое состояние изгибаемого бруса, когда воздействие левой или правой части представляется только в виде изгибающего момента и $Q=0$ (черт. 45).

Простым изгибом называют случай, когда внешние усилия действуют в плоскости, заключающей в себе ось симметрии поперечного сечения балки (в отличие от косого изгиба).

Явление чистого изгиба характеризуется при принятии гипотезы Навье тем, что поперечные сечения бруска, первоначально параллельные, при деформации наклоняются друг к другу, вращаясь, как жесткие грани, около оси, лежащей в плоскости сечения, при чем искривляется ось бруска.



Черт. 45.



Черт. 46.

Гипотеза Навье. Навье предположил, что поперечные сечения бруска при чистом изгибе остаются плоскими. Тот слой, где волокна не изменяют своей длины, называется нейтральным слоем. Пересечение нейтрального слоя с поперечным сечением называется нейтральной линией поперечного сечения.

Выделим двумя соседними поперечными сечениями элементик балки между грузами P (черт. 45) длиною l и будем обозначать абсолютное удлинение продольного волокна на расстоянии z от нейтрального слоя через z. По Навье сечение AB переходит в $A'B'$, оставаясь плоским, т. е. удлинение продольного волокна на расстоянии y от нейтрального слоя пропорционально $y: z=ky$, где k—коэф-т пропорциональности; относительное удлинение:

$$l=\frac{k}{l}y. \qquad (144)$$

По закону Гука: $n=El$, при чем переход к осевому напряжению приведен на основании предположения, что продольные волокна не оказывают друг на друга бокового давления, что подтверждается опытами.

Выражение нормальных напряжений:

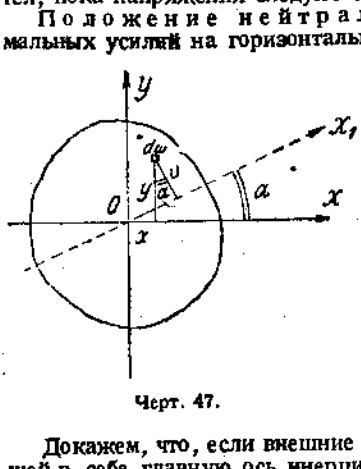
$$n=k\frac{E}{l}y;\ n_1=k\frac{E}{l}y_1;\ n_2=k\frac{E}{l}y_2. \qquad (145)$$

Отсюда получен закон распределения нормальных напряжений:

$$n:n_1:n_2=y:y_1:y_2. \qquad (146)$$

Опыты подтверждают справедливость гипотезы Навье для однородных тел, пока напряжения следуют закону Гука.

Положение нейтральной линии. Проекции всех нормальных усилий на горизонтальную ось дают (черт. 46):



Черт. 47.

$$\int n\,d\omega = 0.$$

По ур-ию (146):

$$n = \frac{n_1}{y_1} y.$$

Отсюда следует:

$$\frac{n_1}{y_1}\int_{y_1}^{y_2} y\,d\omega = 0, \text{ или: } \int_{y_1}^{y_2} y\,d\omega = 0, \quad (147)$$

т. е. статический момент всех элементов площади поперечного сечения относительно нейтральной линии равен нулю, т. е. нейтральная линия проходит через центр тяжести поперечного сечения.

Докажем, что, если внешние усилия действуют в плоскости, заключающей в себе главную ось инерции поперечного сечения (ось симметрии) Y (черт. 47), нейтральная линия будет второй главной осью оси X.

Пусть нейтральной линией будет произвольная ось X_1, наклоненная к оси X под углом $\alpha \neq 0$.

Момент всех внутренних усилий относительно оси Y д. б. равен нулю:

$$M_y = \int xn\,d\omega = \int x\frac{n_1}{y_1} u\,d\omega = \frac{n_1}{y_1}\int xu\,d\omega = 0,$$

откуда:

$$\int xu\,d\omega = 0.$$

Выражая u по черт. 47: $u = y \cdot \cos\alpha - x \cdot \sin\alpha$, перепишем:

$$\cos\alpha \int xy\,d\omega - \sin\alpha \int x^2\,d\omega = 0.$$

Но $\int xy\,d\omega = 0$, как центробежный момент инерции относительно главных осей; $\int x^2\,d\omega \neq 0$, как момент инерции относительно оси Y, значит:

$$\sin\alpha = 0,$$

откуда:

$$\alpha = 0.$$

Выражение нормальных напряжений. Т. к. момент внутренних сил должен равняться моменту внешних, то (черт. 48):

$$M_x = \int n\,d\omega \cdot y = \int_{y_1}^{y_2} \frac{n_1}{y_1} y^2\,d\omega = \frac{n_1}{y_1}\int_{y_1}^{y_2} y^2\,d\omega.$$

Интеграл $\int_{y_1}^{y_2} y^2\,d\omega$ — момент инерции поперечного сечения относительно нейтральной линии. Тогда:

$$M_x = \frac{n_1}{y_1} I_x$$

и вообще:

откуда:

$$n = \frac{M_x}{I_x} y. \tag{148}$$

Наиболее удаленные точки от нейтральной линии будут наиболее напряженными:

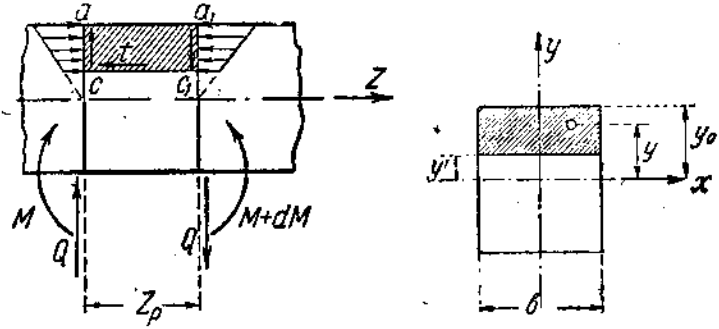
$$n_{max} = \frac{M_x}{I_x} y_{max}. \tag{149}$$

Введя обозначение $\frac{I_x}{y_{max}} = W_x$—момент сопротивления, получим:

$$n_{max} = \frac{M_x}{W_x}. \tag{150}$$

§ 2. Касательные напряжения при изгибе.

При действии изгибающих сил кроме нормальных напряжений появляются касательные. При этом поперечные сечения бруса несколько искривляются; однако искривления эти для таких материалов, как сталь, весьма малы. Сен-Венану удалось установить, что искривления сечений не влияют на величины удлинений продольных волокон бруса, а значит, и на нормальные напряжения при изгибе.



Черт. 48.

При нахождении величины тангенциальных напряжений изгиба: 1) пренебрегают искривлениями сечений; 2) предполагают какой-либо определенный закон в распределении касательных напряжений по ширине бруса; так, для прямоугольного сечения считают, что тангенциальные напряжения равномерно распределены по всей ширине бруса; для кругового и любого симметричного сечения—что вертикальные составляющие касательных напряжений по ширине бруса одинаковы.

Найдем тангенциальное напряжение для прямоугольного поперечного сечения на расстоянии y' от нейтральной линии (черт. 48).

По закону парности тангенциальных напряжений (см. «Основные ур-ния упругости») касательное напряжение по горизонтальной площадке одинаково с касательным напряжением по вертикальной площадке t.

Касательное усилие по площадке $b\,dz$ будет: $tb\,dz$.

Сумма горизонтальных проекций усилий, действующих на заштрихованную часть бруса (черт. 48):

$$tb\,dz + \int_{y'}^{y_0} n\,d\omega - \int_{y'}^{y_0} (n + dn)\,d\omega = 0,$$

откуда:

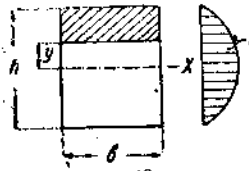
$$tb\,dz = \int_{y'}^{y_0} dn\,d\omega.$$

По ф-ле (148):

$$dn = d\left(\frac{M_x}{I_x}y\right) = \frac{Q\,dz}{I_x}y,$$

Т. к. поперечная сила есть производная от изгибающего момента, т. е.:

$$Q = \frac{dM}{dz},$$



Черт. 49.

имеем:

$$t = \frac{Q}{I_x b}\int_{y'}^{y_0} y\,d\omega = \frac{QS'}{I_x b}, \qquad (151)$$

где S'—статический момент заштрихованной части поперечного сечения относительно нейтральной линии.

Закон распределения тангенциальных напряжений для прямоугольника (черт. 49).

$$t = \frac{QS'}{I_x b};$$

т. к.

$$S' = \frac{b}{2}\left(\frac{h^2}{4} - y^2\right),$$

то:

$$t = \frac{Q12b}{bh^3b2}\left(\frac{h^2}{4} - y^2\right) = \frac{6Q}{bh^3}\left(\frac{h^2}{4} - y^2\right). \qquad (152)$$

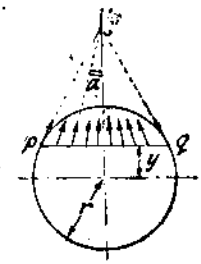
Тангенциальное напряжение изменяется по закону параболы второй степени, для верхних и нижних волокон $t = 0$, по нейтральной линии тангенциальное напряжение максимально:

$$t_{max} = \frac{3}{2}\frac{Q}{\omega}. \qquad (153)$$

Распределение касательных напряжений при круговом поперечном сечении.

В точках p и q касательные напряжения имеют направление касательных qk и pk (черт. 50). Направление напряжений в др. точках прямой pq находят, полагая, что они проходят через точку k. Вертикальная составляющая тангенциального напряжения находится по ф-ле:

$$\frac{QS'}{I_x(pq)} = \frac{Q(r^2 - y^2)}{3I_x}. \qquad (154)$$



Черт. 50.

Полное напряжение вычисляется по ф-ле:

$$t = \frac{QS'}{I_x b \cdot \cos\alpha}, \qquad (155)$$

где α—угол, образуемый осью симметрии и направлением тангенциального напряжения.

Максимальное тангенциальное напряжение:

$$t_{max} = \frac{Qr^2}{3I_x} = \frac{4}{3}\frac{Q}{\omega}. \qquad (156)$$

При любой форме сечения распределение касательных напряжений по ширине b, вообще говоря, неизвестно.

Для кольцевого сечения при сравнительно небольшой толщине кольца:

$$t_{max} = 2\frac{Q}{\omega}. \qquad (157)$$

Пример 1. Две наложенные друг на друга деревянные балки соединены болтами и закреплены одним концом (черт. 51). Свободный конец составной балки несет груз $P = 2$ *т*. На каком расстоянии *д. б.* расположены соединительные болты диам. $d = 2{,}5$ *см*, если касательные напряжения в них не должны превосходить 1 000 *кг/см*²? Сдвигающая сила T на ширину b и расстояние x:

$$T = bxt_{max} = bx\frac{3Q}{2\omega}.$$

Сопротивление болта срезу:

$$N_{ср.} = \frac{\pi \cdot 2{,}5^2}{4} 1\,000 = 4\,900 \text{ кг}.$$

Приравнивая первое второму, при чем $\omega = b \cdot 2h$ $h = 10$ *см*:

$$x = \frac{2N_{ср.}}{3Q} 2h = \frac{2}{3} \cdot \frac{4\,900}{2\,000} \cdot 20 = 33 \text{ см}.$$

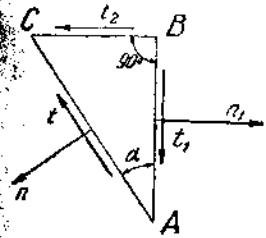
Черт. 51.

§ 3. Главные напряжения при изгибе.

Выделяя из балки тремя сечениями, — вертикальным, горизонтальным и произвольным, — элементарную призму, рассмотрим равновесие действующих на нее усилий и найдем напряжения n и t по косой площадке (черт. 52).

Пусть площадь $AB = 1$, тогда $BC = 1 \cdot \operatorname{tg}\alpha$; $AC = \frac{1}{\cos\alpha}$.

Принимая во внимание, что $t_1 = -t_2$, проектируя все усилия на направления n и t, получим:



Черт. 52.

$$\frac{n}{\cos\alpha} - t_1 \cdot \sin\alpha - n_1 \cdot \cos\alpha - t_2 \cdot \operatorname{tg}\alpha \cdot \cos\alpha = 0;$$

$$\frac{t}{\cos\alpha} + t_2 \cdot \operatorname{tg}\alpha \cdot \sin\alpha + t_1 \cdot \cos\alpha - n_1 \cdot \sin\alpha = 0,$$

откуда:

$$\left.\begin{aligned} n &= n_1 \frac{1+\cos 2\alpha}{2} + t_1 \cdot \sin 2\alpha \\ t &= n_1 \frac{\sin 2\alpha}{2} - t_1 \cdot \cos 2\alpha \end{aligned}\right\} \qquad (158)$$

Направления площадок, по к-рым нормальное напряжение максимально или минимально, называются главными, а соответствующие нормальные напряжения — главными напряжениями.

Направление главных напряжений легко определить, приравнивая первую производную от n по α нулю, откуда получим:

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2t_1}{n_1}.$$

При этом касательные напряжения равны нулю.

Максимальное нормальное напряжение:

$$n_{max} = \frac{n_1}{2} + \sqrt{\left(\frac{n_1}{2}\right)^2 + t_1^2}. \qquad (159)$$

Минимальное нормальное напряжение:

$$n_{min} = \frac{n_1}{2} - \sqrt{\left(\frac{n_1}{2}\right)^2 - t_1^2}. \qquad (160)$$

Наибольшие касательные напряжения действуют по площадкам, направление к-рых определяется ф-лой:

$$\operatorname{tg} 2\alpha = -\frac{n_1}{2t_1}.$$

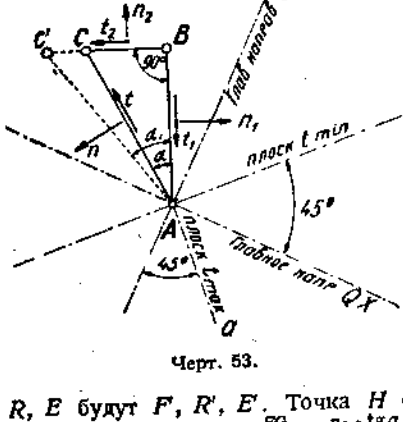
Наибольшие тангенциальные напряжения действуют по площадкам, наклоненным к главным направлениям под углом 45°.

Величина наибольших касательных напряжений:

$$t_{max} = \sqrt{\left(\frac{n_1}{2}\right)^2 + t_1^2}. \qquad (161)$$

§ 4. Общий случай напряженного состояния. Диаграмма напряжений Мора для призмы. Опасное положение косых сечений.

Определим напряжения n и t, действующие по грани AC (черт. 53 и 54), наклоненной под углом α к грани AB. Если $AB=1$, $BC=1\cdot\operatorname{tg}\alpha$, $AC=\frac{1}{\cos\alpha}$, то усилия, действующие по граням призмы: $n_1\cdot 1$, $t_1\cdot 1$, $n_2\cdot\operatorname{tg}\alpha$, $t_2\cdot\operatorname{tg}\alpha = t_1\cdot\operatorname{tg}\alpha$, и неизвестные $\frac{n}{\cos\alpha}$ и $\frac{t}{\cos\alpha}$ находятся в равновесии, образуя замкнутый многоугольник сил. Строим мн-к сил, откладывая: $FG=n_2\cdot\operatorname{tg}\alpha$, $GP_1=n_1$, $P_1D=t_1$, $DE=t_2\cdot\operatorname{tg}\alpha$ и проводя через точки F и E линии, параллельные известным направлениям напряжений n и t:



Черт. 53.

GP_1DERF—мн-к сил.

Для сил, действующих по граням призмы ABC' с углом $C'AB=\alpha$, вместо угла α, точки G, P_1 и D остаются на месте, т. к. отрезок AB и $n_1\cdot 1$ и $t_1\cdot 1$ не изменяются. Вместо точек F, R, E будут F', R', E'. Точка H останется неизменной, т. к. $\angle GHF = \angle P_1QE = \alpha$ и $GH=\frac{FG}{\operatorname{tg}\alpha}=\frac{n_2\cdot\operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\alpha}=n_2=\text{Const}$.

Точка Q также неизменна, т. к. $DQ=\frac{ED}{\operatorname{tg}\alpha}=\frac{t_2\cdot\operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\alpha}=t_2=\text{Const}$.

Итак, линии $R'F'$ и $R'E'$ проходят через неизменные точки H и Q, образуя прямой угол.

Геометрическое место точек R (R'), как вершин прямых углов, стороны к-рых проходят через точки H и Q, есть круг, построенный на прямой HQ как на диаметре.

Круг Мора можно построить по диаметру P_1P_2, координаты к-рых суть n_1, t_1 и n_2, t_2, при чем нормальные напряжения суть абсциссы, а тангенциальные напряжения—ординаты и $t_1=-t_2$. Координаты точки R—абсцисса n и ордината t. Точку R получим проведением через Q луча QR под углом α.

Главные напряжения получаются, когда точка R, двигаясь по кругу, попадает в точку Z, а затем в X; для касательных напряжений t—когда R попадает в T и T'.

Из $\triangle MDP_1$ определим MP_1:

$$MP_1 = \sqrt{MD^2 + DP_1^2} = \sqrt{\left(\frac{n_1 - n_2}{2}\right)^2 + t_1^2}$$

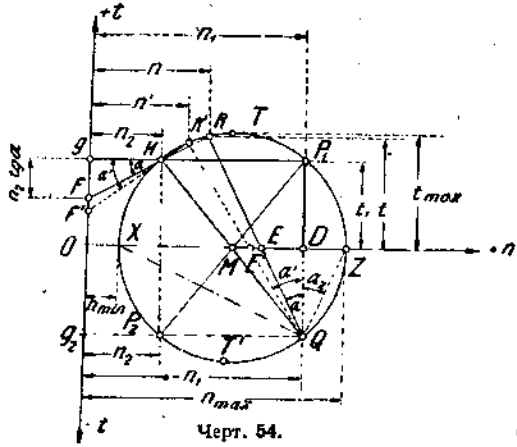
и

$$OM = \frac{OZ + OX}{2} = \frac{n_1 + n_2}{2}.$$

Главные напряжения:

$$\left.\begin{aligned} n_{min} &= OX = OM - XM = \frac{n_1 + n_2}{2} - \sqrt{\left(\frac{n_1 - n_2}{2}\right)^2 + t_1^2} \\ n_{max} &= OZ = OM + MZ = \frac{n_1 + n_2}{2} + \sqrt{\left(\frac{n_1 + n_2}{2}\right)^2 + t_1^2} \\ t_{max} &= -t_{min} = MT = MP_1 = \sqrt{\left(\frac{n_1 - n_2}{2}\right)^2 + t_1^2} \end{aligned}\right\} \quad (162)$$

Главные направления определяются направлениями QZ и QX,— положение плоскостей, по к-рым действуют перпендикулярно к ним направленные главные напряжения n_{max} и n_{min} (черт. 54).



Черт. 54.

В диаграмме Мора центральный угол, описываемый лучом MP_1, составляет двойной угол наклона грани призмы α, т. к.:

$$\angle ZMP_1 = 2\angle ZQP_1 = 2\alpha_2.$$

Угол наклона главного направления определится:

$$\operatorname{tg} 2\alpha_2 = \frac{DP_1}{MD} = \frac{2t_1}{n_1 - n_2}. \quad (163)$$

Всегда существуют два расположенных под углом в 90° друг к другу косых сечения (QZ и QX), удовлетворяющих условию (163).

Проведя на черт. 54 линии, параллельные QT и QT', получим плоскости, по к-рым касательные напряжения имеют t_{max} и t_{min}. Т. к. $\angle TMZ = 90°$, то угол наклона прямой QT к главному направлению QZ, как вписанный угол, опирающийся на дугу TZ, равен:

$$\angle ZQT = 45°;\ \angle ZQT' = 135°.$$

§ 5. Теории разрушения строительных материалов.

Различают два основных вида разрушения:

1) разрыв, при к-ром тело разрушается по сравнительно плоской поверхности, перпендикулярной к направлению главных растягивающих напряжений, при чем поверхность разрыва—твердая и зернистая;

2) с к а л ы в а н и е, при к-ром разрушение происходит путем относительного перемещения двух частей бруска по поверхностям скольжения, образующим острые углы с плоскостями главных напряжений. Поверхность разрушения часто покрыта мелкой пылью, образующейся от взаимного скольжения частей при сдвиге.

Обыкновенно же наблюдаются смешанные формы разрушения, напр., при разрыве металлических стержней, у к-рых при разрыве образуется шейка; при этом сначала идет разрыв средних волокон и далее образуется воронка с конической поверхностью скольжения.

О с н о в н ы м и г и п о т е з а м и о р а з р у ш е н и и м а т е р и а л о в и на основе их построенными теориями прочности считают:

1) гипотезу наибольших нормальных напряжений (Галилей, Лейбниц, Навье, Клапейрон, Клебш, Ренкин);

2) гипотезу главных удлинений (Мариотт, Навье, Понселе, Сен-Венан, Грасгоф, Бах);

3) гипотезу главных касательных напряжений (Кулон, Отто Мор, Менаже, Гест);

4) гипотезу энергетического предела упругости (Бельтрами, Гиртлер, Губер, Мизес, Шлейхер).

А. Гипотеза наибольших нормальных напряжений.

Причиной разрушения при разрыве считают возникновение наибольших растягивающих напряжений (главных напряжений), распространяя эту причину и на сжатие, изгиб и кручение.

Т. о., если, независимо от рода явления (изгиб, кручение, сжатие, растяжение, сложное сопротивление), наибольшее нормальное напряжение достигает значения временного сопротивления, наступает разрушение. Отсюда размеры сооружения определяются (п е р в а я т е о р и я п р о ч н о с т и) так, чтобы

$$n_{max} \leqq n_{don.},$$

где: n_{max}—наибольшее нормальное напряжение, n_{don}—допускаемое напряжение.

Гипотеза наибольших нормальных напряжений, высказанная впервые Галилеем, утверждающая, что состояние, соответствующее разрушению, определяется величиной наибольшего нормального напряжения, опытами не подтверждается. Совершенно ясно, что прочность, соответствующая определенному напряженному состоянию, не может быть вполне определена только величиной наибольшего нормального напряжения (при всестороннем равномерном давлении кубик выдерживает напряжение во много раз большее, чем при простом осевом сжатии).

Первая теория прочности имеет сильное распространение в Англии и Америке.

Б. Гипотеза главных удлинений.

Сен-Венан предложил считать, что разрушение материала происходит не вследствие достижения наибольших нормальных напряжений, а обусловливается величиной наибольшего линейного удлинения.

В тех случаях, когда разрушение материала происходит путем скалывания, предложение Сен-Венана не подтверждается; не оправдывается оно и при разрывах. Опытами и эта гипотеза не подтверждается, хотя и поныне в Германии и Франции часто употребляются расчетные ф-лы, построенные на основании гипотезы наибольших удлинений (в т о р а я т е о р и я п р о ч н о с т и).

В случаях сложного сопротивления напряжение и деформации до предела пропорциональности возрастают непропорционально одно другому, и поэтому нельзя сказать с определенностью, какие причины обусловливают разрушение.

Расчетные формулы при плоском напряженном состоянии. Если n_I и n_{II}—главные напряжения, то l_I и l_{II}—соответствующие главные удлинения:

$$\left.\begin{aligned} l_I &= \frac{1}{E}\left(n_I - \frac{1}{m}n_{II}\right) \\ l_{II} &= \frac{1}{E}\left(n_{II} - \frac{1}{m}n_I\right) \end{aligned}\right\} \qquad (164)$$

Обыкновенно переходят от наибольшего из перечисленных удлинений к «приведенному» напряжению по ф-ле:

$$n_{пр.} = El_{пр.}.$$

Чтобы получить «приведенное» напряжение, данное сложное состояние деформаций приводится к равнозначному линейному состоянию путем приравнивания главного удлинения данного состояния линейному удлинению приведенного.

Для плоского линейного состояния при $n_2 = 0$:

$$\left.\begin{aligned} n_{max} &= \frac{n_1}{2} + \sqrt{\frac{n_1^2}{4} + t_1^2} \\ n_{min} &= \frac{n_1}{2} - \sqrt{\frac{n_1^2}{4} + t_1^2} \end{aligned}\right\} \qquad (165)$$

Подставляя вместо n_1 значение n_{max}, а вместо n_{II} n_{min} и обратно, получим:

$$n_{пр.} = El_{пр.} = \left\{\begin{matrix} El_I \\ El_{II} \end{matrix}\right\} = \frac{n_1}{2}\cdot\frac{m-1}{m} \pm \frac{m+1}{2m}\sqrt{n_1^2 + 4t_1^2}, \qquad (166)$$

где m—Пуассоново отношение.

Окончательно:

$$n_{пр.} = \frac{n_1}{2}\cdot\frac{m-1}{m} \pm \frac{m+1}{2m}\sqrt{n_1^2 + 4t_1^2}. \qquad (167)$$

Расчетную ф-лу получают, полагая, что:

$$n_{пр.} = \frac{n_1}{2}\cdot\frac{m-1}{m} + \frac{m+1}{2m}\sqrt{n_1^2 + 4t_1^2} \leqslant n_{доп.} \qquad (168)$$

Для $m = 4$:

$$n_{пр.} = \frac{3}{8}n_1 + \frac{5}{8}\sqrt{n_1^2 + 4t_1^2}. \qquad (169)$$

Если $n_2 \neq 0$, то ф-ла (167) имеет вид:

$$n_{пр.} = \frac{n_1 + n_2}{2}\cdot\frac{m-1}{m} \pm \frac{m+1}{2m}\sqrt{(n_1 - n_2)^2 + 4t_1^2}. \qquad (170)$$

В. Гипотеза главных касательных напряжений.

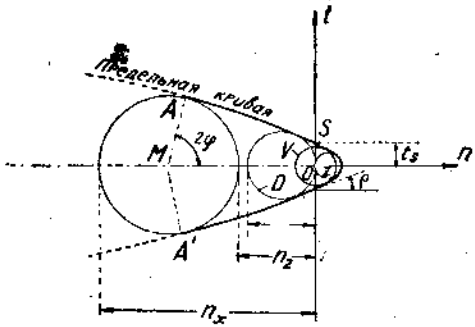
По этой гипотезе считают, что достижение разрушающего предела обусловлено величиной наибольших касательных напряжений, что подтверждается появлением наклонных полос сдвига (линии Людерса) при испытании на разрыв брусков. Гипотеза эта применима в случаях разрушения материала

путем скалывания не только пластических материалов (фигуры текучести), но и хрупких сжимаемых материалов (изломы бетона).

Кулон (1773 г.) предложил след. теорию разрушения хрупких материалов при сжатии путем скалывания. По каждой плоскости скалывания противодействует разрушению сопротивление:

$$t_m = t_0 + \mu n,$$

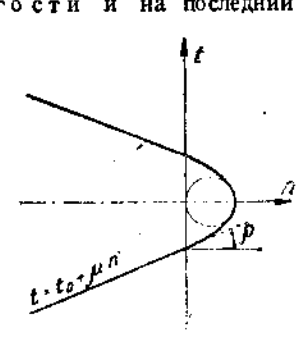
где: t_0 зависит от сцепления, μ—коэф-т трения, n—нормальное напряжение.



Черт. 55.

Когда тангенциальное напряжение в материале t больше предельного значения сопротивления $t_m = t_0 + \mu n$, происходит разрушение.

Отто Мор (1882 г.) дал следующую теорию напряженного состояния. Сопротивление строительных материалов выражается в виде ф-ии $t_m = f(n)$, представляемой в координатной системе n, t в виде «предельной кривой» (черт. 55). Прежде всего пространственная проблема сводится к плоской доказательством того, что плоскостями скалывания будут плоскости, проходящие через среднюю ось эллипсоида напряжений. Отсюда следует, что среднее главное напряжение n_y (см. «Основные уравнения упругости») не оказывает влияния на предел упругости и на последний влияют только главные напряжения n_x и n_z. Тогда предельная кривая изображается в плоской системе координат (черт. 55) и является обверткой всех кругов, характеризующих сопротивления: круг Z—растяжению, круг V—скручиванию, круг D—сжатию. Положение плоскостей скольжения по отношению к направлению главных напряжений устанавливается след. обр.: угол между двумя плоскостями скалывания делится пополам направлениями главных напряжений n_x и n_z и на черт. 55 изображается как угол $AMO = 2\varphi$.



Черт. 56.

Гипотеза Кулона соответствует случаю, когда предельная кривая переходит в две прямые: $t = t_0 + \mu n$ (черт. 56), при этом коэф-т трения $\mu = \operatorname{tg}\rho$.

Т. к. для стали $\mu = \operatorname{tg}\rho$, то предельная кривая состоит в этом случае из двух прямых (черт. 56), параллельных оси n.

Т. к. сопротивление сжатию одинаково с сопротивлением растяжению, радиусы кругов Z и D одинаковы. Наибольшее сопротивление:

$$t = t_0 = \frac{n_x - n_z}{2}.$$

Т. о., если при простом растяжении принято допускаемое напряжение $n_{доп.}$, то, как известно, тем самым допущено тангенциальное напряжение $\frac{n_{доп.}}{2}$.

Расчетное ур-ие по третьей теории прочности получим в виде (пользуясь приведением):

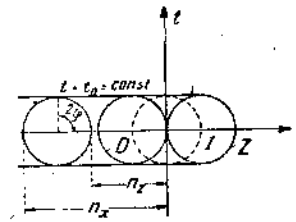
$$t=\frac{n_x-n_z}{2}\leqslant\frac{n_{доп.}}{2} \tag{171}$$

или

$$n_x-n_z\leqslant n_{доп.}\,. \tag{172}$$

Т. о., в случае сложного напряженного состояния разность между наибольшим и наименьшим нормальными напряжениями д. б. меньше или равна допускаемому напряжению при простом растяжении.

Как видно из черт. 57, $2\varphi=90°$ и плоскости скалывания расположены под углом в 45° к направлению главных напряжений.



Черт. 57.

В общем случае (черт. 57) предельная кривая Мора переходит для очень больших значений напряжений n ассимптотически в две прямые $t=\text{Const.}$ ($\rho=0$), что подтверждается опытами Кармана 1911 г. Однако очень точные опыты Бекера в Аахене (1916 г.) над мрамором и Лоде в Геттингене (1926 г.) с железными кольцами показали, что предельные кривые при опытах на сжатие не совпадают. Отсюда следует, что среднее главное напряжение n_y оказывает нек-рое влияние на предел упругости и утверждение Мора не совсем верно.

Гипотеза Мора обладает большой наглядностью, применима для всякого рода пределов и получила большое распространение.

Г. Гипотеза энергетического предела упругости (Бельтрами).

Опасный предел характеризуется наибольшей энергией деформации ψ (см. стр. 205), накопленной в объемной единице материала. Если при простом растяжении единичная работа деформации, допустимая для материала: $\psi_{доп.}=\frac{n^2_{доп.}}{2E}$, то получаем след. расчетное ур-ие (четвертая теория прочности):

$$\psi=\frac{1}{2E}\left(n_x^2+n_y^2+n_z^2\right)-\frac{1}{mE}\left(n_x\cdot n_y+n_x\cdot n_z+n_y\cdot n_z\right)+$$
$$+\frac{1}{2G}\left(t_{xy}^2+t_{xz}^2+t_{yz}^2\right)=\frac{n^2_{доп.}}{2E}\,, \tag{173}$$

где первая часть равенства—единичная работа деформации в общем случае напряженного состояния.

Иначе:

$$\psi=G\left[i_x^2+i_y^2+i_z^2+\frac{(i_x+i_y+i_z)^2}{m-2}+\frac{\alpha_{xy}^2+\alpha_{xz}^2+\alpha_{yz}^2}{2}\right]=\frac{n^2_{доп.}}{2E}. \tag{174}$$

Единичная работа деформации, действительно, является мерой напряженности строительного материала: она включает постоянные E, m и G, характеризующие упругие свойства; добавляя члены, характеризующие начальную напряженность материала, можно распространить ф-лу и на этот случай; здесь входят не только t_{max} (гипотеза Мора), но и все значения n и t и все показатели деформации. Как изложено выше, в полной

работе деформации различают: ψ_g—работу, вызывающую изменение формы тела, и ψ_p—работу, вызывающую изменение плотности материала.

Как известно:

$$\psi_p = \frac{m+1}{3(m-2)} g v^2 = \frac{3(m-2)}{2mE}\left[\frac{1}{3}(n_x+n_y+n_z)\right]^2, \qquad (175)$$

где $\frac{1}{3}(n_x+n_y+n_z)$—среднее гидростатическое давление; его обозначим через p:

$$\psi_g = \frac{1}{12g}\left[(n_x-n_y)^2+(n_x-n_z)^2+(n_y-n_z)^2\right]+\frac{1}{2g}\left(t_{xy}^2+t_{xz}^2+t_{yz}^2\right). \qquad (176)$$

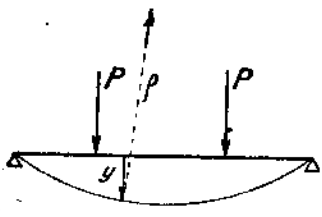
При увеличении объема, $v>0$ и $p>0$, определяющим будет ψ; при уменьшении объема, $v<0$ и $p<0$, определяющим будет ψ_g и расчетная ф-ла будет:

$$n_{доп.} = \sqrt{2E\psi_g}. \qquad (177)$$

Отсюда следует, что если при уменьшении объема прибавляется гидростатическое давление, то опасность превышения предела текучести не увеличивается; однако опыты Геста и Кармана этого не подтверждают.

§ 6. Упругая линия.

А. Диференциальное ур-ие упругой линии.



Чер. т. 58.

При чистом изгибе устанавливается след. зависимость между кривизною оси балки и изгибающим моментом (черт. 58):

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI}.$$

Из диференциальной геометрии известно:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\frac{d^2y}{dx^2}}{\left[1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{3/2}}.$$

Диференциальное ур-ие изогнутой (упругой) линии:

$$\frac{\frac{d^2y}{dx^2}}{\left[1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{3/2}} = \frac{M}{EI}.$$

Т. к. допускаемые нами прогибы малы, то $\left(\frac{dy}{dx}\right)^2$— алая величина второго порядка; ею можно пренебречь по сравнению, тогда получим:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI}. \qquad (178)$$

Это и есть диференциальное ур-ие упругой линии.

Б. Диференциальная зависимость между прогибом, углом наклона, изгибающим моментом, поперечной силой и интенсивностью нагрузки.

Еще Ренкин подчеркнул диференциальную зависимость между пятью элементами изгиба. Если балка загружена сплошной нагрузкой переменной

интенсивности $q=\varphi(x)$, то поперечная сила в сечении на расстоянии x от левой опоры (черт. 59).

$$Q=-A+\int_0^x q\,dx=-A+R, \tag{179}$$

где R—равнодействующая левой сплошной нагрузки, а диференцируя по x, получим:

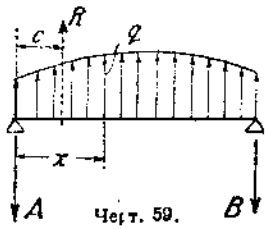
$$\boxed{\frac{dQ}{dx}=q}. \tag{180}$$

Момент в том же сечении (черт. 59):

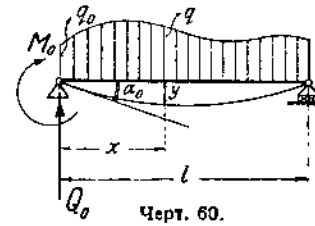
$$M=-Ax+R(x-c),$$

а диференцируя по x, получим:

$$\frac{dM}{dx}=-A+R=Q.$$



Черт. 59.



Черт. 60.

Первая производная от момента x есть поперечная сила:

$$\frac{dM}{dx}=Q. \tag{181}$$

Т. о., если ордината линии прогиба y есть какая-то ф-ия расстояния данного сечения от левой опоры, т. е.:

$$y=f(x), \tag{I}$$

то тангенс угла наклона касательной к упругой линии или, по малости деформации, угол наклона α:

$$\alpha=\frac{dy}{dx}=f'(x). \tag{II}$$

Следующей диференциальной зависимостью служит диференциальное ур-ие упругой линии:

$$\frac{d^2y}{dx^2}=\frac{M}{EI}=f''(x). \tag{III}$$

Третья производная от ординаты линии прогиба, имея в виду теорему Шведлера (черт. 60):

$$\frac{d^3y}{dx^3}=\frac{Q}{EI}=f'''(x). \tag{IV}$$

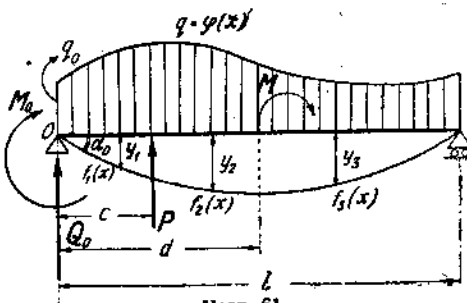
Зависимости (IV) и (III) верны только при постоянном моменте инерции.

в. Уравнение упругой линии для сплошной нагрузки по методу разложения в ряд.

Инж. Н. К. Снитко (Москва, 1926 г.) предложил общее ур-ие упругой линии, получаемое при помощи разложения в ряд Маклорена.

Если имеем балку на двух опорах, загруженную сплошной нагрузкой, интенсивностью q, изменяющейся по определенному закону $q=\varphi(x)$, при чем на левой опоре может иметь действие опорный момент M_0 (черт. 61), то, воспользовавшись диференциальной зависимостью (I), (II), (III), (IV), можно написать по ряду Маклорена (см. «Математика»):

$$y=f(x)=f(0)+f'(0)\frac{x}{1!}+f''(0)\frac{x^2}{2!}+f'''(0)\frac{x^3}{3!}+f^{IV}(0)\frac{x^4}{4!}+\cdots \quad (182)$$



Черт. 61.

Согласно (I), (II), (III), (IV) и (V):
$f(0)=y_0$—протиб при $x=0$, т. е. на левой опоре (начало координат в левой опоре):

$$f'(0)=\alpha_0;$$

$$f''(0)=\frac{M_0}{EI};$$

$$f'''(0)=\frac{Q_0}{EI},\ f^{IV}(0)=$$

$$=\frac{q_0}{EI},\ f^{V}(0)=\frac{q_0'}{EI},$$

где: M_0—момент на опоре, Q_0—поперечная сила на опоре (опорная реакция), q_0—интенсивность нагрузки на опоре, q_0'—первая производная интенсивности нагрузки и т. д.

Ур-ие упругой линии представится так:

$$y=y_0+\alpha_0 x+\frac{M_0}{EI}\frac{x^2}{2!}+\frac{Q}{EI}\frac{x^3}{3!}+\frac{q_0}{EI}\frac{x^4}{4!}+\cdots \quad (183)$$

Если раз навсегда (для балки постоянного момента инерции) будем понимать под y и α деформации, увеличенные в EI раз, то, умножая последнее равенство на EI и отбрасывая его при индексах y, y_0 и α_0, получим:

$$y=y_0+\alpha_0 x+M_0\frac{x^2}{2}+Q_0\frac{x^3}{6}+q_0\frac{x^4}{24}+\cdots \quad (184)$$

Это есть общее ур-ие упругой линии, данное для любой сплошной нагрузки. Оно годно для любой балки (разного рода закреплений) и обладает той же точностью, какая дается при интегрировании диференциального ур-ия (178).

1) Для балки, заделанной левым концом, т. к. $y_0=\alpha_0=0$, ф-ла (184) переходит в

$$y=M_0\frac{x^2}{2}+Q_0\frac{x^3}{6}+q_0\frac{x^4}{24}+\cdots \quad (185)$$

2) Для балки, опертой левым концом на шарнирную опору, не имеющую вертикальных смещений ($y_0=0$).

При наличии момента на опоре:

$$y=\alpha_0 x+M_0\frac{x^2}{2}+Q_0\frac{x^3}{6}+q_0\frac{x^4}{24}+\cdots, \quad (186)$$

при чем угол наклона на левой опоре α_0 определяется из условия (черт. 60), что при $x=l$ $y=0$, т. е.:

$$0=\alpha_0 l+M_0\frac{l^2}{2}+Q_0\frac{l^3}{6}+q_0\frac{l^4}{24}+\cdots,$$

откуда общая ф-ла для α_0:

$$\alpha_0 = -\frac{M_0 l}{2} - \frac{Q_0 l^2}{6} - \frac{q_0 l^3}{24} - \cdots \quad (187)$$

Правила знаков. Если момент M по часовой стрелке, поперечная сила Q_0 действует вверх, сплошная нагрузка—также вверх, то во всех приведенных ф-лах знаки сохраняются (т. е. M_0, Q_0, q_0 подставляются с знаком +); если M_0 против часовой стрелки, поперечная сила Q_0 действует вниз, сплошная нагрузка—также вниз, то во всех ф-лах M_0, Q_0 и q_0 подставляются с знаком —; при этом прогибы вниз получаются с минусом, прогибы вверх—с плюсом.

Г. Уравнение упругой линии для любой прерывной нагрузки.

Существует след. теорема: «если какая-либо производная упругой линии имеет разрыв в виде скачка (сосредоточенная сила—в эпюре Q, момент—в эпюре M), напр., третья производная упругой линии в точке $x=c$ (черт. 61):

$$f_2'''(c) = f_1'''(c) + P,$$

при чем от $x=0$ до $x=c$ ур-ие упругой линии $f_1(x)$ и от $x \geqslant c$ ур-ие упругой линии $f_2(x)$, то $f_2(x)$ можно представить в виде:

$$f_2(x) = f_1(x) + P\frac{(x-c)^3}{3!}\text{».}$$

На основании этого положения (черт. 61), если принять начало координат в левой опоре и ур-ие линии прогиба на первом участке (от $x=0$ до $x=c$):

$$y_1 = \alpha_0 x + M_0\frac{x^2}{2} + Q_0\frac{x^3}{6} + q_0\frac{x^4}{24} + \cdots, \quad (188)$$

то ур-ие линии прогиба на втором участке:

$$y_2 = \alpha_0 x + M_0\frac{x^2}{2} + Q_0\frac{x^3}{6} + q_0\frac{x^4}{24} + \cdots + P\frac{(x-c)^3}{6}, \quad (189)$$

т. к. поперечная сила (третья производная упругой линии) имеет при $x=c$ скачок величиной P.

Ур-ие линии прогиба на третьем участке:

$$y_3 = \alpha_0 x + M_0\frac{x^2}{2} + Q_0\frac{x^3}{6} + q_0\frac{x^4}{24} + \cdots + P\frac{(x-c)^3}{6} + M\frac{(x-d)^2}{2}, \quad (190)$$

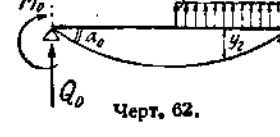
т. к. при $x=d$ изгибающий момент (вторая производная) имеет скачок величиной M.

Ур-ие (190) пишется мнемонически:

при моменте (M_0, M)—квадрат расстояния от момента до сечения, деленный на 2;

при силе (Q_0, P)—куб расстояния от силы до сечения, деленный на 6;

при интенсивности нагрузки (q_0)—четвертая степень расстояния от начала приложения сплошной нагрузки до сечения, деленная на 24, и т. д.



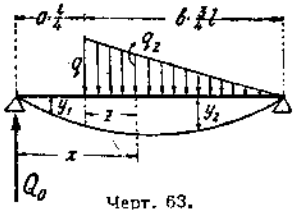
Черт. 62.

Если, напр., с $x=f$ на балку действует сплошная нагрузка интенсивностью q (черт. 62), то ур-ие линии прогиба:

$$y_2 = \alpha_0 x + M_0\frac{x^2}{2} + Q_0\frac{x^3}{6} + q\frac{(x-f)^4}{24}. \quad (191)$$

Пример. Определить углы наклона на опорах и прогиб посредине в случае загружения, указанного на черт. 63, если $a = \frac{1}{4} l$.

Интенсивность нагрузки на расстоянии z от начала ее приложения:



Черт. 63.

$$q_z = -\frac{q}{b}(b - z).$$

Производная интенсивности:

$$q'_z = +\frac{q}{b}.$$

Опорная реакция:

$$Q_0 = \frac{3}{16} ql.$$

Ур-ие линии прогиба на втором участке, имея в виду, что при $a = \frac{l}{4}$ приложена сплошная нагрузка интенсивностью $-q$ и ее производная $+\frac{q}{b} = \frac{4q}{3l}$:

$$y_2 = a_0 x + \frac{3}{16} ql \frac{x^3}{6} - q \frac{\left(x - \frac{l}{4}\right)^4}{24} + \frac{4q}{3l} \frac{\left(x - \frac{l}{4}\right)^5}{120}.$$

Подставляя $x = l$ и $y = 0$, определим a_0 из выражения:

$$0 = a_0 l + \frac{3}{16} \frac{ql^4}{6} - q \frac{\left(\frac{3}{4} l\right)^4}{24} + \frac{4q}{3l} \frac{\left(\frac{3}{4} l\right)^5}{120},$$

откуда

$$a_0 = -\frac{53}{2560} ql^3.$$

Окончательно:

$$y_2 = -\frac{53}{2\,560} ql^3 x + \frac{3}{16} ql \frac{x^3}{6} - q \frac{\left(x - \frac{l}{4}\right)^4}{24} + \frac{4q}{3l} \frac{\left(x - \frac{l}{4}\right)^5}{120}.$$

Подставляя $x = \frac{l}{2}$, получим прогиб посредине:

$$y_{ср.} = \frac{19}{2\,680} ql^4.$$

Дифференцируя по x выражение (192), получим ур-ие угла наклона на втором участке:

$$\alpha_2 = -\frac{53}{2\,560} ql^3 + \frac{3}{16} ql \frac{x^2}{2} - q \frac{\left(x - \frac{l}{4}\right)^3}{6} + \frac{4q}{3l} \frac{\left(x - \frac{l}{4}\right)^4}{24}.$$

Подставляя $x = l$, имеем угол наклона на правой опоре α_1:

$$\alpha_1 = \frac{13}{640} ql^3.$$

§ 7. Коэфициенты распределения сдвигов.

А. Неравномерность сдвигов по сечению при изгибе.

Касательные напряжения при изгибе распределяются по всей площади поперечного сечения неравномерно: на поверхности они равны нулю и для симметричных относительно нейтральной линии сечения поперечных сечений по нейтральной линии — максимальны.

Табл. прогибов балок.

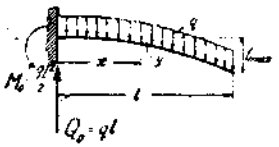
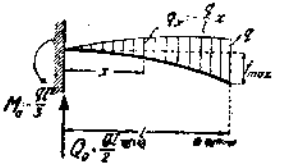
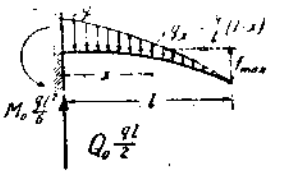
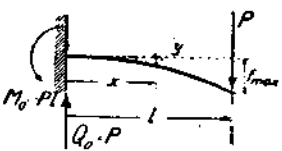
Род нагрузки и реакции	Уравнение упругой линии и угла наклона	Прогиб f и угол α
	$EIy = -\frac{ql^2}{2}\frac{x^2}{2} + ql\frac{x^3}{6} - q\frac{x^4}{24}$. $EI\alpha = -\frac{ql^2}{2}x + ql\frac{x^2}{2} - q\frac{x^3}{6}$.	$f_{max} = -\frac{ql^4}{8EI}$. $\alpha_{max} = -\frac{ql^3}{6EI}$.
	$EIy = -\frac{ql^2}{3}\frac{x^2}{2} + \frac{ql}{2}\frac{x^3}{6} - \frac{q}{l}\frac{x^5}{120}$. $EI\alpha = -\frac{ql^2}{3}x + \frac{ql}{2}\frac{x^2}{2} + \frac{q}{l}\frac{x^4}{24}$.	$f_{max} = -\frac{11}{120}\frac{ql^4}{EI}$. $\alpha_{max} = -\frac{ql^3}{48EI}$.
	$EIy = -\frac{ql^2}{6}\frac{x^2}{2} + \frac{ql}{2}\frac{x^3}{6} - \frac{qx^4}{24} + \frac{q}{l}\frac{x^5}{120}$. $EI\alpha = -\frac{ql^2}{6}x + \frac{ql}{2}\frac{x^2}{2} - \frac{qx^3}{24} + \frac{q}{l}\frac{x^4}{24}$.	$f_{max} = -\frac{ql^4}{30EI}$. $\alpha_{max} = \frac{ql}{24EI}$.
	$EIy = -Pl\frac{x^2}{2} + P\frac{x^3}{6}$ $EI\alpha = -Plx + P\frac{x^2}{2}$ Если груз на расстоянии c, вместо l подставить c, далее по касательной.	$f_{max} = -\frac{Pl^3}{3EI}$. $\alpha_{max} = -\frac{Pl^2}{2EI}$.

Табл. прогибов балок. (*Продолжение.*)

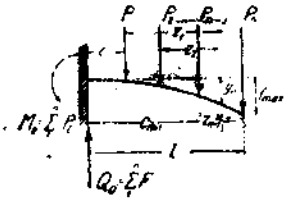
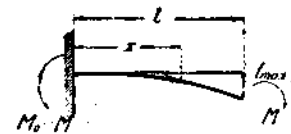
Род нагрузки и реакции	Уравнение упругой линии и угла наклона	Прогиб f и угол α
	Если n — сосредоточенных грузов; расстояние от точки, где ищется прогиб, до соответствующего груза — z, ур-ие на n-м участке: $EIy_n = -\sum_1^n (Pc)\frac{x^2}{2} + \sum_1^n (P)\frac{x^3}{6} - \sum_1^{n-1}\left(\frac{Pz^3}{6}\right)$.	$f_{max} = -\sum_1^n (Pc)\frac{l^2}{2} +$ $+ \sum_1^n P\frac{l^3}{6} - \sum_1^{n-1}\frac{P(l-c)^3}{6}$.
	$EIy = -M\frac{x^2}{2}$. $EI\alpha = -Mx$.	$f_{max} = -\frac{Ml^2}{2EI}$. $\alpha_{max} = -\frac{Ml}{EI}$.
	$EIy_1 = -qd\left(c+\frac{d}{2}\right)\frac{x^2}{2} + qd\frac{x^3}{6}$. $EIy_2 = -qd\left(c+\frac{d}{2}\right)\frac{x^2}{2} + qd\frac{x^3}{6} - q\frac{(x^2-c)^4}{24}$.	$f_{max} = -qd\left(c+\frac{d}{2}\right)\frac{l^2}{2} +$ $+ qd\frac{l^3}{6} - q\frac{(l-c)^4}{24}$.

Табл. прогибов балок. (*Продолжение.*)

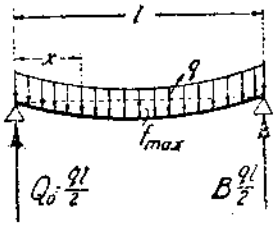
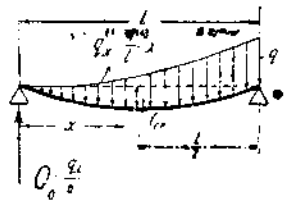
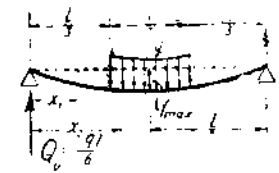
Род нагрузки и реакции	Уравнение упругой линии и угла наклона	Прогиб f и угол α
	$EIy = -\frac{ql^3}{24}x + \frac{ql}{2}\frac{x^2}{6} - q\frac{x^4}{24}$. $EI\alpha = -\frac{ql^3}{24} + \frac{ql}{2}\frac{x^2}{2} - q\frac{x^3}{6}$.	$f_{max} = -\frac{5}{384}\frac{ql^4}{EI}$. $\alpha_{max} = -\frac{ql^3}{24EI}$.
	$EIy = -\frac{7}{360}ql^3x + \frac{ql}{6}\frac{x^3}{6} - \frac{q}{l}\frac{x^5}{120}$. $EI\alpha = -\frac{7}{360}ql^3 + \frac{ql}{6}\frac{x^2}{2} - \frac{q}{l}\frac{x^4}{24}$.	$f_{cp.} = -\frac{5}{768}\frac{ql}{EI}$.
	$EIy_2 = -\frac{13}{648}ql^3x + \frac{ql}{6}\frac{x^3}{6} - q\frac{\left(x-\frac{l}{3}\right)^4}{24}$ $EIy_1 = -\frac{13}{648}ql^3 + \frac{ql}{6}\frac{x^3}{6}$.	$f_{max} = -\frac{205}{30104}\frac{ql^4}{EI}$. $\alpha_{max} = -\frac{13}{648}\frac{ql^3}{EI}$.

Табл. прогибов балок. (*Продолжение.*)

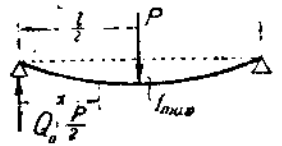
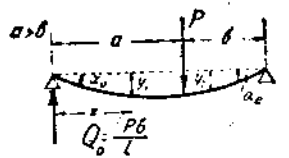
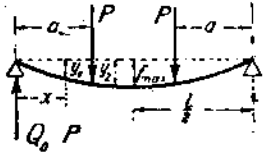
Род нагрузки и реакции	Уравнение упругой линии и угла наклона	Прогиб f и угол α
	$EIy = -\frac{Pl^3}{16}x + \frac{P}{2}\frac{x^3}{6}$. $EI\alpha = -\frac{Pl^2}{16} + \frac{P}{2}\frac{x^2}{2}$.	$f_{max} = -\frac{Pl^3}{48EI}$. $\alpha_{max} = -\frac{Pl^2}{16EI}$.
	$EIy_1 = -\frac{Pab(l+b)}{6l}x + \frac{Pb}{l}\frac{x^3}{6}$, где: $\alpha_0 = -\frac{Pab(l+b)}{6lEI}$; $EIy_2 = -\frac{Pab(l+b)}{6l} + \frac{Pb}{l}\frac{x^3}{6} - P\frac{(x-a)^3}{6}$	f_{max} при: $x = \sqrt{\frac{1}{3}(l^2-b^2)}$, подставляя это значение x в EIy_1.
	$EIy_1 = -\frac{Pa(l-a)}{2}x + P\frac{x^3}{6}$. $EIy_2 = -\frac{Pa(l-a)}{2}x + P\frac{x^3}{6} - P\frac{(x-a)^3}{6}$	$f_{max} = -\frac{Pal^2}{8EI} + \frac{Pa^3}{6EI}$.

Табл. прогибов балок (*продолж.*).

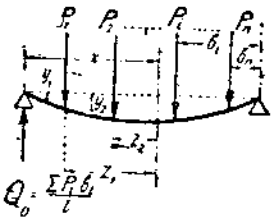
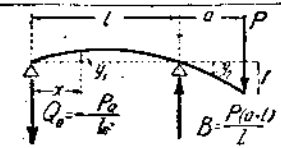
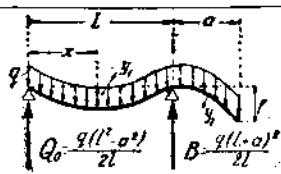
Род нагрузки и реакции	Уравнение упругой линии и угла наклона	Прогиб f и угол α
	$EIy_i = -\frac{1}{6l}\left(l^2 \cdot \sum_1^n P_i b_i - \sum_1^n P_i b_i^3\right)x + + \sum_1^n \frac{P_i b_i}{l}\frac{x^3}{6} - \sum_1^{i-1} P_i \frac{z^3}{6}$.	
	$EI\alpha_0 = \frac{M_1 l}{3} + \frac{M_2 l}{6}$; $EI\beta_0 = -\frac{M_1 l}{6} - \frac{M_1 l}{3}$. $EIy = \left(\frac{M_1 l}{3} + \frac{M_2 l}{6}\right)x - M_1\frac{x^2}{2} + \frac{M_1 - M_2}{l}\frac{x^3}{6}$. Если $M_2 = 0$, $EIy = \frac{M_1 l}{3}x - \frac{M_1 x^2}{2} + \frac{M_1}{l}\frac{x^3}{6}$.	
	$EIy_1 = \frac{Pal}{6}x - \frac{Pa}{l}\frac{x^3}{6}$. $EIy_2 = \frac{Pal}{6}x - \frac{Pa}{l}\frac{x^3}{6} + \frac{P(a+l)}{l}\frac{(x-l)^3}{6}$.	$f_{max} = -\frac{Pa^2(l+a)}{3El}$.
	$EIy_1 = -\frac{ql(l^2-2a^2)}{24}x + \frac{q(l^3-a^2)}{2l}\frac{x^3}{6} - \frac{qx^4}{24}$. $EIy_2 = -\frac{ql(l^2-2a^2)}{24}x + \frac{q(l^2-a^2)}{2l}\frac{x^3}{6} - \frac{qx^4}{24} + + \frac{q(l-a)}{2l}\frac{(x-l)^3}{6}$.	Подставляя в EIy_2 $x = l + a$, получим максимальный прогиб на конце консоли.

Табл. прогибов балок. (*Продолжение.*)

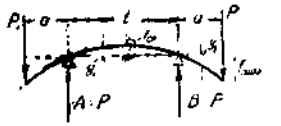
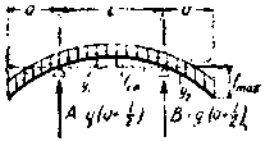
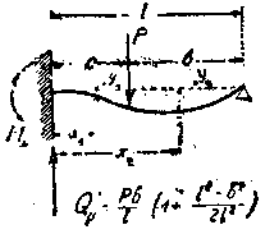
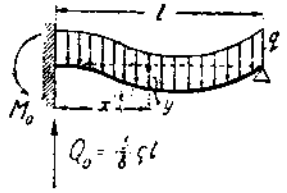
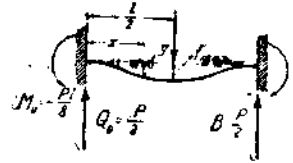
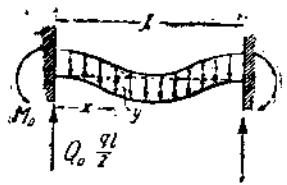
Род нагрузки и реакции	Уравнение упругой линии и угла наклона	Прогиб f и угол α
	$EIy_1 = \frac{Pal}{2}x - Pa\frac{x^2}{2}$. $EIy_2 = \frac{Pal}{2}x - Pa\frac{x^2}{2} + P\frac{(x-l)^3}{6}$.	$f_{cp.} = \frac{Pal^2}{8EI}$. $f_{max} = -\frac{Pa^2}{EI}\left(\frac{1}{2} + \frac{a}{3}\right)$.
	$EIy_1 = \left(\frac{qa^2l}{4} - \frac{ql^3}{24}\right)x - \frac{qa^3}{2}\frac{x^2}{2} + \frac{ql}{2}\frac{x^3}{6} - \frac{qx^4}{24}$. $EIy_2 = EIy_1 + q\left(a + \frac{l}{2}\right)\frac{(x-l)^3}{6}$	$f_{cp.} = \frac{ql}{16EI}\left(a^2 - \frac{5}{24}l^2\right)$. $f_{max} = \frac{qa}{24EI}(l^3 - 3a^3 - 10a^2l)$.
	$M_0 = -\frac{Pb(l^2 - b^2)}{2l^2}$. $EIy_1 = -\frac{Pb(l^2 - b^2)}{2l^2}\frac{x^2}{2} + \frac{Pb}{l}\left(1 + \frac{l^2 - b^2}{2l^2}\right)\frac{x^3}{6}$. $EIy_2 = EIy_1 - P\frac{(x-c)^3}{6}$.	При $c = \frac{l}{2}$: $f_{max} = \sqrt{\frac{1}{5}}\frac{Pl^3}{48EI}$ для $x = \sqrt{\frac{1}{5}}l$.

Табл. прогибов балок. (*Продолжение.*)

Род нагрузки и реакции	Уравнение упругой линии и угла наклона	Прогиб f и угол α
	$M_0 = -\frac{ql^2}{8}$. $EIy = -\frac{ql^2}{8}\frac{x^2}{2} + \frac{5}{8}ql\frac{x^3}{6} - \frac{qx^4}{24}$.	$f_{max} = -\frac{ql^4}{185EI}$ при $x = 0{,}4215l$.
	$M_0 = -\frac{Pl}{8}$. $EIy = -\frac{Pl}{8}\frac{x^2}{2} + \frac{P}{2}\frac{x^3}{6}$.	$f_{max} = -\frac{Pl^3}{192EI}$.
	$M_0 = -\frac{ql^2}{12}$. $EIy = -\frac{ql^2}{12}\frac{x^2}{2} + \frac{ql}{2}\frac{x^3}{6} - \frac{qx^4}{24}$.	$f_{max} = -\frac{ql^4}{384EI}$.

По параболической эпюре тангенциальных напряжений (черт. 64-*b*) можно установить параболический закон изменения сдвигов соседнего поперечного сечения *cd*, находящегося на расстоянии *dx* от сечения *ab*, имея в виду закон Гука:

$$t = G \cdot \alpha, \tag{192}$$

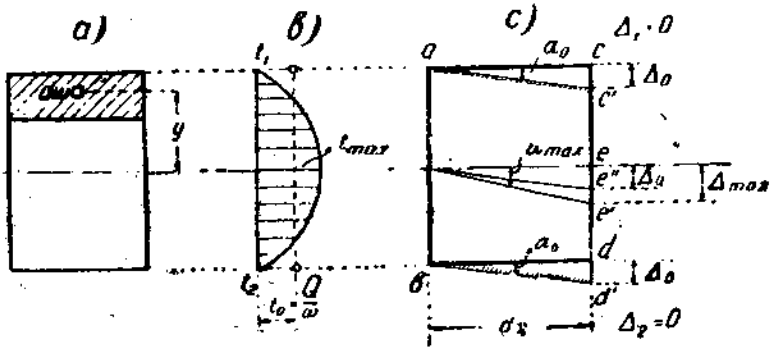
где G—модуль поперечного сдвига, α—угол сдвига.

Именно, в крайних волокнах сдвиги:

$$\Delta_1 = \Delta_2 = \alpha_1 \cdot dx = \frac{t_1}{G} dx = 0; \tag{193}$$

по нейтральной линии:

$$\Delta_{max} = \alpha_{max} \cdot dx = \frac{t_{max}}{G} dx. \tag{194}$$



Черт. 64.

Для простоты расчета обыкновенно переходят к среднему значению сдвига и, если интересуются наибольшим сдвигом (по нейтральной линии), его вычисляют через среднее значение сдвига по ф-ле:

$$\Delta_{max} = k\Delta_0, \tag{195}$$

где: k—коэф-т распределения сдвигов, Δ_0—средний сдвиг, соответствующий равномерному распределению поперечной силы по сечению, т. е.

$$t_0 = \frac{Q}{\omega}.$$

Таким образом:

$$\Delta_0 = \alpha_0 dx = \frac{t_0}{G} dx = \frac{Q}{G\omega} dx. \tag{196}$$

В то же время $\Delta_{max} = ee' > ee''$, почему коэф-т распределения > 1.

Б. Вычисление коэфициента распределения.

Приравнивая работу внутренних сил работе внешних сил (поперечной силе на максимальном сдвиге), определяют коэф-т распределения; для элементика длиною *dx*:

$$\int_0^{\omega} \frac{t^2 d\omega}{2G} dx = \frac{1}{2} Q\Delta_{max} = \frac{1}{2} Qk\Delta_0 = \frac{1}{2} Qk \frac{Qdx}{G\omega}, \tag{197}$$

или

$$k = \frac{\omega}{Q^2} \int_0^{\omega} t^2 d\omega. \tag{198}$$

1) Для прямоугольника $k = 1{,}2$.
2) Для двутавровых балок $k =$ от 2 до 2,4.
3) Для клепаных балок Тетмайер дал, при высоте их от $h = 40$ до $h = 70$ *см*, $k = 2{,}96$ до $k = 2{,}35$.

§ 8. Влияние касательных напряжений на прогиб.

При выводе диференциального ур-ия упругой линии (см. § 6) мы имели дело только с явлением чистого изгиба (действует M, а $Q = 0$). Наличие поперечной силы, вызывающей сдвиги соседних сечений друг относительно друга, дает дополнительные прогибы.

Если мы обозначим y_1 прогибы, вызванные изгибающим моментом M, и y_2—прогибы, вызванные поперечной силой Q, то полный прогиб:

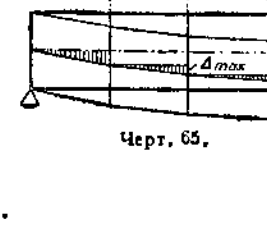
$$y = y_1 + y_2. \tag{a}$$

Очевидно, тангенс угла наклона упругой линии сдвигов $\frac{dy_2}{dx}$ есть тангенс угла сдвига точек соседних сечений (черт. 65), расположенных по оси бруса т. е.:

$$\frac{dy_2}{dx} = -\operatorname{tg}\alpha_{max} = -\alpha_{max} = -\frac{k\Delta_0}{dx},$$

или, иначе:

$$\frac{dy_2}{dx} = -\frac{kQ}{G\omega} = -\frac{kdM}{G\omega dx}.$$



Черт. 65.

Приближенное выражение кривизны будет:

$$\frac{d^2y_2}{dx^2} = -\frac{k}{G\omega}\frac{d^2M}{dx} = -\frac{k}{G\omega}q. \tag{b}$$

Диференцируя (a) дважды, получим:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{d^2y_1}{dx^2} + \frac{d^2y_2}{dx^2}. \tag{c}$$

Подставляя в (b) выражение (c) и из § 6 имеем:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI} - \frac{k}{G\omega}q. \tag{199}$$

Это есть **диференциальное ур-ие упругой линии в общем случае изгиба** (q—интенсивность сплошной нагрузки).

Общее ур-ие упругой линии при сплошной нагрузке по вышеуказанному методу:

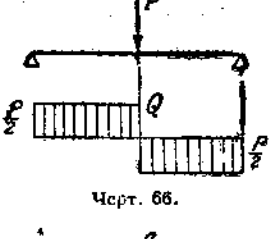
$$\left.\begin{aligned} y = y_0 + \alpha_0 x + \left(\frac{M_0}{EI} - \frac{k}{G\omega}q_0\right)\frac{x^2}{2!} + \\ + \left(\frac{Q_0}{EI} - \frac{k}{G\omega}q_0'\right)\frac{x^3}{3!} + \left(\frac{q_0}{EI} - \frac{k}{G\omega}q_0''\right)\frac{x^4}{4!} + \dots \end{aligned}\right\} \tag{200}$$

Дополнительные прогибы от влияния касательных напряжений можно подсчитать, кроме вышеизложенного, по черт. 65:

$$y_2 = \int_0^x \Delta_{max} = \frac{k}{G\omega}\int_0^x Q dx. \tag{201}$$

Частные случаи.

1. Балка на двух опорах (черт. 66). Сосредоточенный груз посредине. Поперечное сечение—прямоугольник высотою h и шириною b.



Черт. 66.

$$G = 0{,}4E \quad (m = 4);$$

$$y_2 = \frac{k}{G\omega}\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{P}{2}\,dx = \frac{k}{G\omega}\,\frac{Pl}{4},$$

или, иначе, подставляя $k = 1{,}2$, $G = 0{,}4E$, $\omega = bh$:

$$y_2 = \frac{1{,}2Pl}{0{,}4E \cdot hb \cdot 4}.$$

Полный прогиб, имея в виду, что от изгибающего момента

$$y_1 = \frac{Pl^3}{4Ebh^3}:$$

$$y = y_1 + y_2 = \frac{Pl^3}{4Ebh^3} + \frac{1{,}2Pl}{0{,}4Ebh4} = \frac{Pl}{4Ebh}\left(\frac{l^2}{h^2} + 3\right).$$

При $\frac{l}{h} = 5$ влияние поперечной силы на прогиб 12%, т.е. при небольших значениях $\frac{l}{h}$ пренебрегать влиянием касательных напряжений нельзя.



Черт 67.

2. Балка на двух опорах (черт. 67). Сплошная равномерная нагрузка. Поперечная сила на расстоянии x от левого конца:

$$Q = \frac{ql}{2} - qx.$$

Дополнительный прогиб:

$$y_2 = \frac{k}{G\omega}\int_0^{\frac{l}{2}} Q\,dx = \frac{k}{G\omega}\,\frac{ql^2}{8}.$$

Сложное сопротивление.

В общем случае действия сил на брус имеем след. силовые воздействия и вызываемые ими напряжения:

Сила	Напряжение	Пара	Напряжение
N_z	$n = \frac{N_z}{\omega}$	M_z	$t = \frac{M_z}{I_z} \cdot r$
Q_x	$t_y = k_x \frac{Q_x}{\omega}$	M_x	$n_x = \frac{M_x}{I_x} \cdot y$
Q_y	$t_x = k_y \frac{Q_y}{\omega}$	M_y	$n_y = \frac{M_y}{I_y} \cdot x$

Рассмотрим различные сочетания этих воздействий.

§ 1. Нормальные напряжения.

1. Материал оказывает сопротивление как сжатию, так и растяжению. Имеем три фактора, вызывающих в сечении нормальные напряжения:

$$N_z \neq 0,\ M_x \neq 0,\ M_y \neq 0,$$

Тогда напряжение в точке с координатами x и y от этих трех воздействий будет суммироваться, т. е.:

$$n = \frac{N_z}{\omega} + \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x.$$

Моменты M_x и M_y и осевую силу N_z можно привести к одной силе N_z, приложенной в точке A с координатами (черт. 68):

$$y_0 = \frac{M_x}{N_z},\ x_0 = -\frac{M_y}{N_z}.$$

Тогда напряжение:

$$n = \frac{N_z}{\omega}\left(1 + \frac{y_0}{r_x^2} y + \frac{x_0}{r_y^2} x\right), \qquad (202)$$

где r_x и r_y—соответствующие радиусы инерции.

А. Определение положения нейтральной оси для точки A приложения силы.

Ур-ие нулевой линии найдется из условия $n = 0$, т. е.:

$$1 + \frac{y_0}{r_x^2} y + \frac{x_0}{r_y^2} x = 0.$$

Отрезки, отсекаемые нулевой линией на координатных осях, определяются: на оси X из условия $y = 0$, откуда:

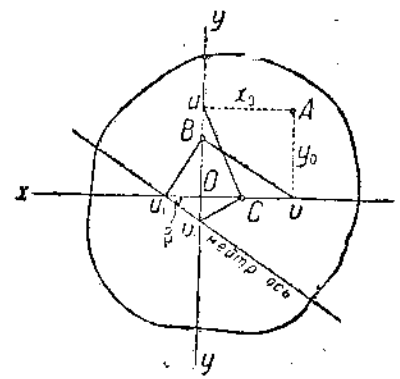
$$1 + \frac{x_0}{r_y^2} x = 0; \quad x = -\frac{r_y^2}{x_0};$$

на оси Y из условия $x = 0$, откуда находим:

$$y = \frac{r_x^2}{y_0}.$$

Из этих ур-ий имеем:

r_y—средняя пропорциональная между x_0 и x; r_x—средняя пропорциональная между y_0 и y.



Черт. 68.

Отсюда получаем простой способ определения положения нейтральной оси (черт. 68). Откладываем на главных осях OX и OY отрезки $OC = r_y$ и $OB = r_x$. Соединяем точки C и B с проекциями точки A на оси координат и далее проводим перпендикуляры к соответственным прямым до пересечения с осями; они засекут отрезки нулевой линии на осях координат.

Можно дать другой способ подсчета нормального напряжения при неравномерном сжатии—двутавровой ф-лой. Будем отсчитывать напряжение от оси VV (черт. 69), параллельной нулевой:

$$n = \frac{N_z}{\omega}\left(1 + \frac{u_0 u}{r_v^2}\right),$$

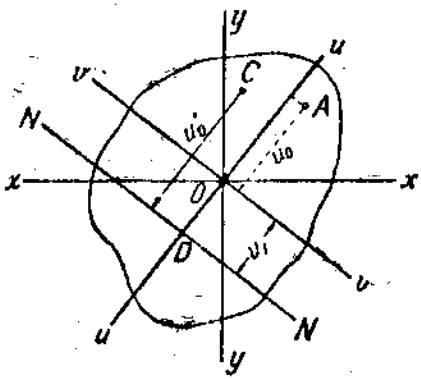
откуда $r_v^2 = -u_0 u_1$, т. е. радиус инерции сечения относительно оси, параллельной нулевой линии и проходящей через центр тяжести, есть средняя пропорциональная между плечом силы N_z относительно этой оси и расстоянием нулевой линии от центра тяжести сечения.

Положение нулевой линии определяется величиной:

$$u_1 = \frac{r_v^2}{u_0}.$$

При $u_0 = 0$, $u_1 = \infty$, нулевой линии нет (случай центрального сжатия), а $n = \frac{N_z}{\omega}$.

При $u_0 = \infty$ $u_1 = 0$, т. е. при действии пары нулевая линия проходит через центр тяжести сечения, а $n = \frac{M_v}{I_v}$ (случай косого изгиба).



Черт. 69.

Соответственно с основаниями перпендикуляров u и v (черт. 68), опущенных из точки A на OY и OX, восстанавливаем перпендикуляры к Bv и uC. Точки пересечения этих перпендикуляров u_1 и v_1 с OX и OY определяют положение нейтральной оси u_1v_1.

Тангенс угла, образуемого нулевой линией с осью OX, равен:

$$\operatorname{tg}\beta = -\frac{y}{x} = -\frac{\frac{r_x^2 x_0}{r_y^2 y_0}}{} = \frac{r_x^2}{r_y^2} \cdot \operatorname{tg}\varphi,$$

где $\operatorname{tg}\varphi$—тангенс угла наклона силовой линии к оси OY и потому (см. косой изгиб) линия, проходящая через центр тяжести и параллельная нулевой линии, м. б. построена, как сопряженная с силовой линией OA, с помощью эллипса инерции.

Принимаем новые координатные оси: ось $v \parallel$ нулевой линии, а ось $u \perp v$ (черт. 69). Тогда напряжение в точке D, лежащей на пересечении оси и нулевой линии, будет:

$$n = \frac{N_z}{\omega} + \frac{M_v}{J_v} u_1 = 0.$$

Б. Определение напряжений.

Напряжение в центре тяжести не зависит от положения точки приложения силы N_z, т. к. выражается величиной $n_y = \frac{N_z}{\omega}$, являющейся средним напряжением по сечению. В общем случае имеем трехчленную ф-лу:

$$n = \frac{N_z}{\omega} \pm \frac{M}{I_x} y \pm \frac{M_y}{I_y} x. \qquad (203)$$

В координатных осях u и v ф-ла эта превращается в двухчленную:

$$n = \frac{N_z}{\omega} + \frac{M_v}{I_v} u, \qquad (204)$$

а в случае отсчета координат от нулевой линии NN (черт. 69):

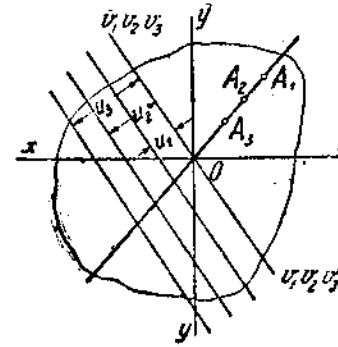
$$n = \frac{M_v}{I_v} u_0', \qquad (205)$$

где u_0'—координата какой-либо точки C.

Определение напряжений с помощью точек ядра—см. «Ядро сечения».

в. Ядро сечения.

а) О п р е д е л е н и е. Если нулевая линия пересекает сечение, она делит его на две части с напряжениями различных знаков: одна часть — на сжатие, другая на растяжение. Для того, чтобы в сечении возникали напряжения одного знака, необходимо, чтобы нулевая линия не пересекала сечения или только касалась его контура. Совокупность точек приложения продольных сил, построенных для системы нулевых линий, касательных к контуру поперечного сечения, есть очертание ядра сечения. Пока точка приложения продольной силы находится внутри ядра сечения, все точки поперечного сечения испытывают нормальные напряжения одного знака. Отыскание ядра сечения имеет практическое значение для строительных материалов, хорошо работающих только на сжатие, напр., в каменной кладке.



Черт. 70.

Расстояние r каждой точки ядра от центра тяжести O называется радиусом ядра. Имеем:

$$r = \frac{W'}{\omega},$$

где W'—величина момента сопротивления;

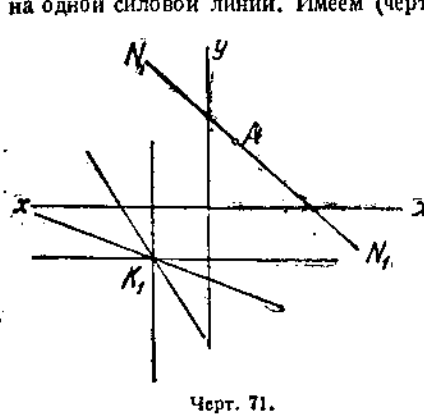
б) В з а и м о о т н о ш е н и я м е ж д у н у л е в о й л и н и е й и о с ь ю, п р о х о д я щ е й ч е р е з т о ч к у п р и л о ж е н и я с и л ы.

1. Точки приложения сил, соответствующие параллельным нулевым линиям, лежат на прямой, проходящей через центр тяжести сечения, т. е. на одной силовой линии. Имеем (черт. 70):

$$u_1 u_0' = r_u^2;$$

$$u_2 u_0'' = r_u^2;$$

$$u_3 u_0''' = r_u^2.$$



Черт. 71.

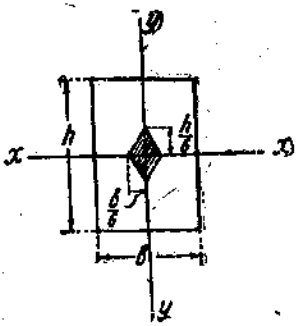
Вследствие параллельности нулевых линий оси v_1, v_2, v_3 совпадают, сопряженные же с ними силовые линии также совмещаются и точки приложения сил, т. о., лежат на прямой, проходящей через центр тяжести.

2. Если нейтральная ось NN вращается вокруг точки K_1 (чертеж 71), то соответствующая точка приложения силы перемещается по прямой, являющейся нулевой линией для точки вращения K_1.

3. Если точка A приложения силы перемещается по прямой N_1N_1, то соответствующая нулевая линия вращается вокруг неподвижной точки k', представляющей точку приложения силы, соответствующую нулевой линии N_1N_1.

Примеры построений ядра сечения.

Прямоугольник (черт. 72).



Черт. 72.

$$I_x = \int y^2 d\omega = \frac{bh^3}{12};\quad I_y = \int x^2 d\omega = \frac{hb^3}{12};$$

$$\omega = bh;\quad r_x^2 = \frac{I_x}{\omega} = \frac{1}{12}h^2;$$

$$r_y^2 = \frac{I_y}{\omega} = \frac{1}{12}b^2;\quad x = -\frac{b}{2};\ y = -\frac{h}{2};$$

$$x_0 = -\frac{r_y^2}{x} = \frac{b}{6};\quad y_0 = -\frac{r_x^2}{y} = \frac{h}{6}.$$

Ядро сечения—ромб с полудиагоналями, равными: $\frac{b}{6}$ и $\frac{h}{6}$.

Круг (черт. 73).



Черт. 73.

$$I_x = I_y = \frac{\pi r^4}{4};\quad r_x^2 = r_y^2 = \frac{I_x}{\omega} = \frac{r^2}{4};$$

$$x = y = r;$$

$$x_0 = y_0 = \frac{r_x^2}{y} = \frac{r_x^2}{x} = \frac{r}{4}.$$

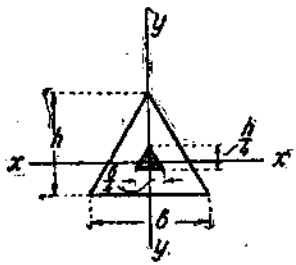
Ядро сечения—круг диаметром $d = \frac{r}{2}$.

Равносторонний треугольник (черт 74). Ядром является подобный треугольник с основанием $\frac{b}{4}$ и высотой $\frac{h}{4}$.

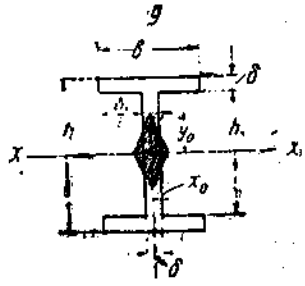
Двутавровое сечение (черт. 75).

$$I_x = \frac{1}{12}\left(bh^3 - b_1h_1^3\right);\quad \omega = bh - b_1h_1;$$

$$I_y = \frac{1}{12}\left(2\delta b^3 + h_1\delta_1^3\right).$$



Черт. 74.



Черт. 75.

Ядро сечения—параллелограмм, углы к-рого лежат на главных осях, а полудиагонали равны:

$$x_0 = -\frac{r_x^2}{\frac{1}{2}h} = -\frac{2I_x}{\omega h};$$

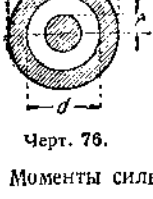
$$y_0 = -\frac{r_y^2}{\frac{1}{2}b} = -\frac{2I_y}{\omega b}.$$

Круговое кольцо (черт. 76). Радиус ядра:

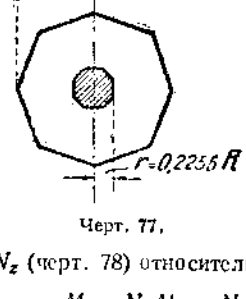
$$r = \frac{D}{8}\left[1 + \left(\frac{d}{D}\right)^2\right].$$

Восьмиугольник. Ядро указано на черт. 77.

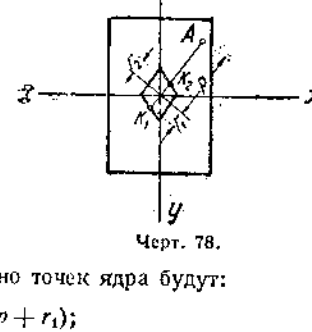
в) Определение предельных напряжений с помощью точек ядра. Предельные напряжения легко могут быть вычислены, если известны радиусы ядра, лежащие на данной силовой линии.



Черт. 76.



Черт. 77.



Черт. 78.

Моменты силы N_z (черт. 78) относительно точек ядра будут:

$$M_1 = N_z A k_1 = N_z(p + r_1);$$
$$M_2 = N_z A k_2 = N_z(p - r_2).$$

Тогда напряжения:

$$\left.\begin{aligned} n_{max} &= \frac{M_1}{W} = \frac{N_z(p + r_1)}{w \cdot r_1} = \frac{N_z}{w}\left(1 + \frac{p}{r_1}\right) \\ n_{min} &= \frac{M_2}{W} = \frac{N_z(p - r_2)}{w \cdot r_2} = \frac{N_z}{w}\left(-1 + \frac{p}{r_2}\right) \end{aligned}\right\} \qquad (206)$$

Прямоугольник (черт. 79). Сила N_z приложена в точках на главной оси с эксцентриситетом c. Наибольшие фибровые напряжения:

$$n_B = \frac{6M_1}{bh^2};\quad n_D = \frac{6M_2}{bh^2}, \qquad (207)$$

где M_{k_1} и M_{k_2}—моменты силы N_z относительно точек k_1 и k_2 ядра, или, подставляя их значение, имеем:

$$n_{min}^{max} = \frac{N_z}{bh^2}(h \pm 6c) =$$
$$= \frac{N_z}{bh}\left(1 \pm \frac{6c}{h}\right). \qquad (208)$$



Черт. 79.

Для получения сжимающих напряжений по всему сечению необходимо соблюдение условия: $1 > \frac{6c}{h}$, или: $c < \frac{h}{6}$, т. е. сила N_z д. б. приложена в средней трети сечения.

Соотношение

$$\frac{n_B}{n_{средн.}} = 1 + \frac{6c}{h} = \left(\frac{h}{6} + c\right) : \frac{h}{6} \qquad (209)$$

дает возможность применить след. графический прием определения фибровых напряжений (черт. 79). Из центра тяжести O откладываем нормально к DB среднее напряжение $\frac{N_z}{bh}$ и, проводя линию k_1O_1 до пересечения с направлением силы N_z в точке C и через нее CB_1 параллельно DB, получаем: $BB_1 = n_B$. Наконец проводим линию $B_1O_1D_1$, ординаты к-рой и представляют напряжения в сечении. Способ применим и для случая приложения силы N_z на главной оси вне ядра сечения.

г. Длинные стойки.

В случае длинной стойки нельзя пренебрегать прогибами оси стержня по сравнению с величиной эксцентриситета. Для случаев черт. 80 и 81 интересующие нас величины сведены в табл. 40, где $k = \sqrt{\frac{P}{EI}}$, E—модуль

Табл. 40.

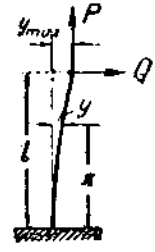
Наименование	При внецентренном растяжении (черт. 80)	При внецентренном сжатии (черт. 81)
Уравнение упругой линии	$y = \frac{P}{\operatorname{ch} kl}(\operatorname{ch} kx - 1)$	$y = \frac{P}{\cos kl}(1 - \cos kx)$
Наибольший прогиб	$y_{max} = P\left(1 - \frac{1}{\operatorname{ch} kl}\right)$	$y_{max} = P\left(\frac{1}{\cos kl} - 1\right)$
Изгибающий момент	$M_x = Pp\frac{\operatorname{ch} kx}{\operatorname{ch} kl}$ при $x = l$ $M_{max} = Pp$	$M_x = Pp\frac{\cos kx}{\cos kl}$ при $x = 0$ $M_{max} = \frac{Pp}{\cos kl}$
Наибольшие напряжения	$n\frac{max}{min} = \frac{P}{\omega}\left(1 \pm \frac{p\omega}{W}\right)$	$n\frac{max}{min} = \frac{P}{\omega}\left(1 \pm \frac{p\omega}{W \cdot \cos kl}\right)$



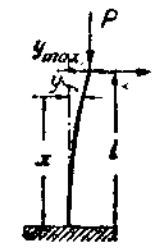
Черт. 80.



Черт. 81.



Черт. 82.

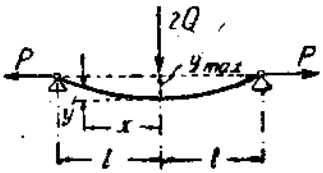


Черт. 83.

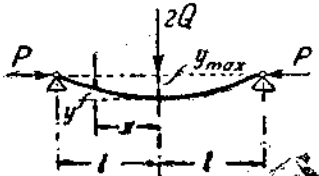
упругости (в $кг/см^2$), I—момент инерции поперечного сечения ω относительно оси, перпендикулярной к плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести сечения, в $см^4$, W—момент сопротивления, соответствующий I.

Значения гиперболических функций $\operatorname{ch} x$ и $\operatorname{sh} x$ см. отдел «Математика».

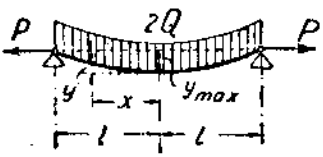
Для случаев, изображенных на черт. 82 и 83, когда брус находится под воздействием продольной силы, приложенной центрально, и поперечной силы на конце перпендикулярно к его оси, все величины приведены в табл. 41.



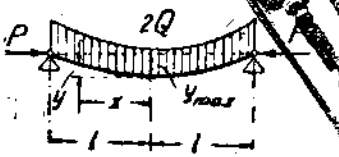
Черт. 84.



Черт. 85.



Черт. 86.



Черт. 87.

Табл. 41.

Наименование	Растягивающая сила P (черт. 82)	Сжимающая сила P (черт. 83)
Уравнение упругой линии	$y=\frac{Q}{P}\left(x-\frac{1}{k}\cdot\frac{\operatorname{sh} kl-\operatorname{sh} k(l-x)}{\operatorname{ch} kl}\right)$	$y=\frac{Q}{P}\left(-x+\frac{1}{k}\cdot\frac{\sin kl-\sin k(l-x)}{\cos kl}\right)$
Наибольший прогиб	$y_{max}=\frac{Q}{P}\left(l-\frac{\operatorname{th} kl}{k}\right)$	$y_{max}=\frac{Q}{P}\left(\frac{\operatorname{tg} kl}{k}-l\right)$
Изгибающий момент	$M_x=\frac{Q}{k}\cdot\frac{\operatorname{sh} k(l-x)}{\operatorname{ch} kl}$ при $x=0$ $M_{max}=\frac{Q}{k}\cdot\operatorname{th} kl$	$M_x=\frac{Q}{k}\cdot\frac{\sin k(l-x)}{\cos kl}$ при $x=0$ $M_{max}=\frac{Q}{k}\cdot\operatorname{tg} kl$
Наибольшие напряжения	$n\frac{max}{min}=\frac{P}{w}\pm\frac{M_{max}}{W}$	$n\frac{max}{min}=-\frac{P}{w}\pm\frac{M_{max}}{W}$

Для комбинации сил, изображенных на черт. 84 и 85, применяются ф-лы, соответствующие приведенным в табл. 41.

Брус на двух шарнирных опорах нагружен равномерно распределенным на длине $2l$ грузом $2Q$ и кроме того подвергается действию продольной силы $\pm P$ (черт. 86 и 87). Соответствующие данные приведены в табл. 42.

Табл. 42.

Наименование	Растягивающая сила P (черт. 86)	Сжимающая сила P (черт. 87)
Уравнение упругой линии	$y=\frac{Q}{P}\left(\frac{x^3}{2l}-\frac{1}{lk^2}\,\frac{\operatorname{ch} kx-1}{\operatorname{ch} kl}\right)$	$y=\frac{Q}{P}\left(-\frac{x^3}{2l}+\frac{1}{lk^2}\,\frac{1-\cos kx}{\cos kl}\right)$
Наибольший прогиб	$y_{max}=\frac{Q}{P}\left[\frac{l}{2}-\frac{1}{lk^2}\left(1-\frac{1}{\operatorname{ch} kl}\right)\right]$	$y_{max}=\frac{Q}{P}\left[-\frac{l}{2}+\frac{1}{lk^2}\left(\frac{1}{\cos kl}-1\right)\right]$
Изгибающий момент	$M_x=\frac{Q}{lk^2}\left(1-\frac{\operatorname{ch} kx}{\operatorname{ch} kl}\right)$ при $x=0$ $M_{max}=\frac{Q}{lk^2}\left(1-\frac{1}{\operatorname{ch} kl}\right)$	$M_x=\frac{Q}{lk^2}\left(\frac{\cos kx}{\cos kl}-1\right)$ при $x=0$ $M_{max}=\frac{Q}{lk^2}\left(\frac{1}{\cos kl}-1\right)$
Наибольшие напряжения	$n\,\frac{max}{min}=\frac{P}{w}\pm\frac{M_{max}}{W}$	$n\,\frac{max}{min}=-\frac{P}{w}\pm\frac{M_{max}}{W}$

Для случаев, изображаемых на чертежах 88 и 89, имеем табл. 43.

Табл. 43.

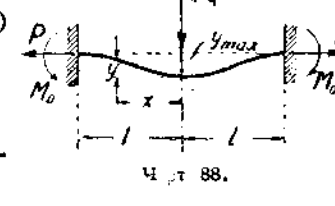
Наименование	Растягивающая сила P (черт. 88)	Сжимающая сила P (черт. 89)
Уравнение упругой линии	$y=\frac{Q}{Pk}\left[(\operatorname{ch} kx-1)\cdot\operatorname{sh}\frac{lk}{2}-\operatorname{sh} kx+kx\right]$	$v=\frac{Q}{Pk}\left[-(\cos kx-1)\cdot\operatorname{tg}\frac{lk}{2}+\sin kx-kx\right]$
Наибольший прогиб	$y_{max}=\frac{Q}{Pk}\left[lk-2\operatorname{th}\frac{lk}{2}\right]$	$y_{max}=\frac{Q}{Pk}\left(2\operatorname{tg}\frac{lk}{2}-lk\right)$
Изгибающий момент	$M_x=\frac{Q}{w}\left(th\frac{lk}{2}\cdot\operatorname{ch} kx-\operatorname{sh} kx\right)$ при $x=0$ и $x=l$ $M_{max}=M_0=\pm\frac{Q}{k}\cdot\operatorname{th}\frac{lk}{2}$	$M_x=\frac{Q}{w}\left(\operatorname{tg} h\frac{lk}{2}\cdot\cos kx-\sin kx\right)$ при $x=0$ и $x=l$ $M_{max}=M_0=\pm\frac{Q}{k}\cdot\operatorname{tg}\frac{lk}{2}$
Наибольшие напряжения	$n\,\frac{max}{min}=\frac{P}{w}\pm\frac{M_{max}}{W}$	$n\,\frac{max}{min}=\frac{P}{w}\pm\frac{M_{max}}{W}$

Изгиб затяжек поперечными силами интенсивностью q.

Если концы затяжки свободно лежат на двух опорах, то прогиб посредине определяется по ф-ле:

$$y_{max} = \frac{5}{384}\frac{ql^4}{EI}\varphi_1(u), \qquad (210)$$

где $\varphi_1(u) = \dfrac{\operatorname{sch} u - 1 + \dfrac{u^2}{2}}{\dfrac{5}{24}u}$ и $u = \dfrac{l}{2}\sqrt{\dfrac{P}{EI}}$.

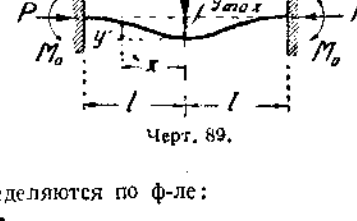


Черт. 88.

Наибольший изгибающий момент посредине находится из выражения:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8}\psi_1(u), \qquad (211)$$

где $\psi_1(u) = \dfrac{2(\operatorname{ch} u - 1)}{u^2 \cdot \operatorname{ch} u}$.



Черт. 89.

Если концы затяжки заделаны, то величина прогиба посредине:

$$y_m = \frac{ql^4}{384EI}\varphi_2(u), \qquad (212)$$

где $\varphi_2(u) = \dfrac{24}{u^4}\left[\dfrac{u(1-\operatorname{ch} u)}{\operatorname{sh} u} + \dfrac{u^2}{2}\right]$.

Изгибающие моменты на концах определяются по ф-ле:

$$M_a = M_b = \frac{ql^2}{12}\psi_2(u), \qquad (213)$$

где $\psi_2(u) = \dfrac{3}{u^2}\cdot\dfrac{u - \operatorname{th} u}{\operatorname{th} u}$.

Изгибающий момент посредине пролета находится по ф-ле:

$$M_{x=\frac{l}{2}} = \frac{ql^2}{24}\psi_3(u), \qquad (214)$$

где $\psi_3(u) = \dfrac{6}{u_2}\left(1 - \dfrac{u}{\operatorname{sh} u}\right)$.

Численные значения функций φ_1, φ_2, ψ_1, ψ_2, ψ_3 приведены в табл. 44.

Табл. 44. Значения функций для определения наибольших изгибающих моментов и прогибов для загруженной затяжки.

u	φ_1	φ_2	ψ_1	ψ_2	ψ_3	u	φ_1	φ_2	ψ_1	ψ_2	ψ_3
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	6,5	0,054	0,197	0,047	0,391	0,139
0,5	0,908	0,976	0,905	0,984	0,972	7,0	0,047	0,175	0,041	0,367	0,121
1,0	0,711	0,909	0,704	0,939	0,894	7,5	0,041	0,156	0,036	0,347	0,106
1,5	0,532	0,817	0,511	0,876	0,788	8,0	0,036	0,141	0,031	0,328	0,093
2,0	0,380	0,715	0,367	0,806	0,687	8,5	0,032	0,127	0,028	0,311	0,083
2,5	0,281	0,617	0,268	0,736	0,593	9,0	0,029	0,115	0,025	0,296	0,074
3,0	0,213	0,529	0,200	0,672	0,457	9,5	0,026	0,105	0,022	0,283	0,066
3,5	0,166	0,453	0,153	0,614	0,386	10,0	0,024	0,096	0,020	0,270	0,060
4,0	0,132	0,388	0,120	0,563	0,320	10,5	0,021	0,088	0,018	0,259	0,054
4,5	0,107	0,335	0,097	0,519	0,267	11,0	0,020	0,081	0,017	0,248	0,050
5,0	0,088	0,291	0,079	0,480	0,224	11,5	0,018	0,075	0,015	0,238	0,045
5,5	0,074	0,254	0,066	0,446	0,189	12,0	0,016	0,069	0,014	0,229	0,042
6,0	0,063	0,223	0,055	0,417	0,162						

Д. Способность материала сопротивляться только сжатию.

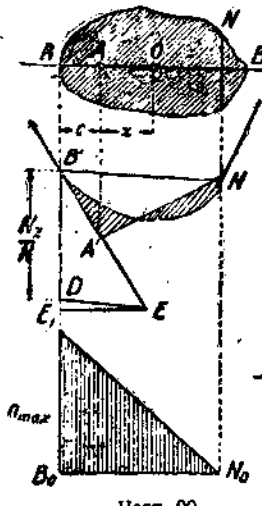
Указанный случай принимается в расчет для надежности при обычной каменной кладке и в случае кладки без раствора. Принимают, что сжатая часть сечения отделяется от ненапряженной прямою нулевою линией. Обозначим через S_1 статический момент, I_1—момент инерции сжатой части сечения ω_1 относительно нулевой линии NN; тогда расстояние точки приложения A силы N_z от нулевой линии:

$$x = \frac{I_1}{S_1}$$

и длина сжатой части сечения

$$k = c + \frac{I_1}{S_1} \qquad (215)$$

при расстоянии точки A от ближайшего ребра, равном c.



Черт. 90.

Способ Мора. Точка приложения силы N_z аходится на главной оси BB_1 в точке A (черт. 90). Принимая площадь сечения за груз вую площадь, разбиваем ее на элементарные участки с силами, приложенными в их центре тяжести и направленными нормально к главной оси BB_1. Для данной системы сил и при произвольном полюсном расстоянии H строим веревочный многоугольник. Проводим AA' нормально к главной оси BB_1 до пересечения в A' с касательною в крайней точке B' и затем линию $A'N$ проводим т. о., чтобы обе заштрихованные площадки были равновелики. Прямая, проведенная через точку N перпендикулярно к BB', и будет искомой нейтральной осью.

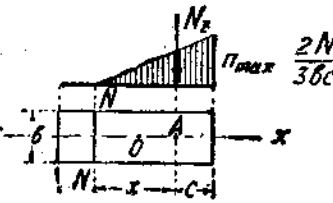
Откладываем $B'D = N_z : H$ и, проводя DE параллельно $B'N$ и опуская из точки E перпендикуляр на $B'D$, получим $EE = n_{max}$ (измерение EE, так же, как и $N_z : H = \frac{\text{сила}}{\text{площадь}}$).

Напряжение в центре тяжести действующей площади будет равно среднему напряжению:

$$n_{cp.} = \frac{N_z}{\omega_1}.$$

Прямоугольник (черт. 91). Если c—расстояние по главной оси от ближайшего ребра до точки приложения A силы N_z, то давление распределяется на длину $x + c = 3c$, а напряжение в ребре равно:

$$n_{max} = \frac{2N_z}{3bc}.$$



Черт. 91.



Черт. 92.

Круг. Расстояние нулевой линии от точки на окружности по Кену (приблизительно) находится из выражения:

$$\frac{c+x}{c} = ,33 + 0,58\left(\frac{c}{r}\right)^3,$$

а напряжение по Нейману (приблизительное):

$$n_{max} = \left(0,372 + 0,056\,\frac{c}{r}\right)\frac{P}{c\sqrt{r \cdot c}}.$$

Круговое кольцо (черт. 92). Обозначим: r и r_1—соответственно наружный и внутренний радиусы кольца, c—эксцентриситет силы N_z, $n = N_z : \pi(r^2 - r_1^2)$—среднее напряжение сжатия; n_{max}—напряжение в точке B, x—расстояние нулевой линии NN от наиболее удаленной точки сечения B. Тогда положение нулевой линии NN и наибольшее напряжение n_{max} для различных соотношений $c:r$ и $r_1:r$ определяется по табл. 44-а и 45.

Табл. 44-а. Величины $x:r$ (положение нулевой линии NN).

$\frac{c}{r}$	$r_1:r$							$\frac{c}{r}$
	0	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,25	2,00							0,25
0,30	1,82							0,30
0,35	1,66	1,89	1,98					0,35
0,40	1,51	1,75	1,84	1,93				0,40
0,45	1,37	1,61	1,71	1,81	1,90			0,45
0,50	1,23	1,46	1,56	1,66	1,78	1,89	2,00	0,50
0,55	1,10	1,29	1,39	1,50	1,62	1,74	1,87	0,55
0,60	0,97	1,12	1,21	1,32	1,45	1,58	1,71	0,60
0,65	0,84	0,94	1,02	1,13	1,25	1,40	1,54	0,65
0,70	0,72	0,75	0,82	0,93	1,05	1,20	1,35	0,70
0,75	0,59	0,60	0,64	0,72	0,85	0,99	1,15	0,75
0,80	0,47	0,47	0,48	0,52	0,61	0,77	0,94	0,80
0,85	0,35	0,35	0,35	0,36	0,42	0,55	0,72	0,85
0,90	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,32	0,49	0,90
0,95	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,25	0,95

Табл. 45. Величины $n_{max}:n$ (напряжение в крайней точке).

$\frac{a}{r}$	$r_1:r$							$\frac{a}{r}$
	0,0	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00
0,05	1,20	1,16	1,15	1,13	1,12	1,11	1,10	0,05
0,10	1,40	1,32	1,29	1,27	1,24	1,22	1,20	0,10
0,15	1,60	1,48	1,44	1,40	1,37	1,33	1,30	0,15
0,20	1,80	1,64	1,59	1,54	1,49	1,44	1,40	0,20
0,25	2,00	1,80	1,73	1,67	1,61	1,55	1,50	0,25
0,30	2,23	1,96	1,88	1,81	1,73	1,66	1,60	0,30
0,35	2,48	2,12	2,04	1,94	1,85	1,77	1,70	0,35
0,40	2,76	2,29	2,20	2,07	1,98	1,88	1,80	0,40
0,45	3,11	2,51	2,39	2,23	2,10	1,99	1,90	0,45
0,50	3,55	2,80	2,61	2,42	2,26	2,10	2,00	0,50
0,55	4,15	3,14	2,89	2,67	2,42	2,26	2,17	0,55
0,60	4,96	3,58	3,24	2,92	2,64	2,42	2,26	0,60
0,65	6,00	4,34	3,80	3,30	2,92	2,64	2,42	0,65
0,70	7,48	5,40	4,65	3,86	3,33	2,95	2,64	0,70
0,75	9,93	7,26	5,97	4,81	3,93	3,33	2,89	0,75
0,80	13,87	10,05	8,80	6,53	4,93	3,96	3,27	0,80
0,85	21,08	15,55	13,32	10,43	7,16	4,80	3,77	0,85
0,90	38,25	30,80	25,80	19,85	14,60	7,13	4,71	0,90
0,95	96,10	72,20	62,20	50,20	34,60	19,80	6,72	0,95
1,00	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	1,00

§ 2. Касательные напряжения.

Сдвиг и кручение. Сечение бруса подвергается воздействию сдвигающей силы Q_x, вызывая касательное напряжение t_1, и крутящего момента M, вызывающего касательное напряжение t_2.

Суммарное касательное напряжение t в каждой точке определяется из геометрического сложения t_1 и t_2.

§ 3. Нормальные и касательные напряжения.

При совместном действии нормальных напряжений (от N, M_x и M_y) и касательных напряжений (от Q_x и Q_y) расчет производится, исходя из: а) нормального напряжения n в направлении оси бруса; б) срезывающего напряжения t в плоскости, перпендикулярной оси, к-рые приводятся к главному напряжению n_1, именно:

$$n_1 = \frac{1-m}{2} n + \frac{1+m}{2} \sqrt{n^2 + 4t^2}, \qquad (216)$$

где m—коэф-т, связывающий модуль упругости при растяжении и модуль сдвига.

При $m = 0{,}3$

$$n_1 = 0{,}35n + 0{,}65\sqrt{n^2 + 4t^2}.$$

Изгиб и кручение. Если M—изгибающий момент и M_z—крутящий момент, то расчет на изгиб и кручение м. б. произведен след. способами.

1. С помощью напряжений.

Имеем:

$$n = \frac{M}{W} \text{ и } t = \frac{M_z}{W_{\text{круч.}}}.$$

Тогда главное напряжение:

$$n_1 = 0{,}35n + 0{,}65\sqrt{n^2 + 4t^2} \leqslant [\sigma].$$

Для круглого сечения:

$$n = \frac{M}{0{,}1d^3}, \quad t = \frac{M_z}{0{,}2d^3}.$$

Для квадратного сечения:

$$n = \frac{M}{\frac{1}{6}b^3}, \quad t = \frac{M_z}{\frac{2}{9}b^3}.$$

Для прямоугольного сечения:

$$n = \frac{M}{\frac{1}{6}bh^2}, \quad t = \frac{M_z}{\frac{2}{9}bh^2}.$$

Для эллиптического сечения:

$$n = \frac{M}{0{,}1ba^2}, \quad t = \frac{M_z}{0{,}2ba^2},$$

a и b—оси эллипса.

2. С помощью моментов.

Круговое и кольцевое сечение.

Приведенный изгибающий момент:

$$M_1 = 0{,}35M + 0{,}65\sqrt{M^2 + M_z^2}$$

или:

$$M_1 = M\left[0{,}35 + 0{,}65\sqrt{1 + \left(\frac{M_z}{M}\right)^2}\right] = \alpha M$$

Табл. 46. Значения $\alpha = 0{,}35 + 0{,}65\sqrt{1 + \left(\frac{M}{M_z}\right)^2}$.

$\frac{M}{M_z}$	α	$\frac{M}{M_z}$	α	$\frac{M}{M_z}$	α	$\frac{M}{M_z}$	α	$\frac{M}{M_z}$	α	$\frac{M}{M_z}$	α
0,01	1,00003	0,61	1,11147	1,21	1,37055	1,81	1,69412	2,41	2,04601	3,05	2 43635
0,02	1,00013	0,62	1,11491	1,22	1,37539	1,82	1,69982	2,42	2,05202	3,10	2,46725
0,03	1,00029	0,63	1,11835	1,23	1,38043	1,83	1,70552	2,43	2,05802	3,15	2 49820
0,04	1,00052	0,64	1,12189	1,24	1,38547	1,84	1,71123	2,44	2,06403	3,20	2 52920
0,05	1,00081	0,65	1,12525	1,25	1,39051	1,85	1,71693	2,45	2,07005	3,25	2 56024
0,06	1,00118	0,66	1,12876	1,26	1,39559	1,86	1,72265	2,46	2,07608	3,30	2 59132
0,07	1,00160	0,67	1,13234	1,27	1,40068	1,87	1,72837	2,47	2,08211	3,35	2 62245
0,08	1,00208	0,68	1,13600	1,28	1,40580	1,88	1,73409	2,48	2,08313	3,40	2,65362
0,09	1,00263	0,69	1,13969	1,29	1,41092	1,89	1,73985	2,49	2,09416	3,45	2,68482
0,10	1,00324	0,70	1,14343	1,30	1,41608	1,90	1,74561	2,50	2,10018	3,50	2,71604
0,11	1,00390	0,71	1,14720	1,31	1,42125	1,91	1,75137	2,51	2,10622	3,55	2,74730
0,12	1,00464	0,72	1,15099	1,32	1,42643	1,92	1,75713	2,52	2,11227	3,60	2,77860
0,13	1,00544	0,73	1,15481	1,33	1,43162	1,93	1,76289	2,53	2,11831	3,65	2,80993
0,14	1,00632	0,74	1,15866	1,34	1,43682	1,94	1,76867	2,54	2,12436	3,70	2,84129
0,15	1,00727	0,75	1,16250	1,35	1,44202	1,95	1,77445	2,55	2,13040	3,75	2,87268
0,16	1,00828	0,76	1,16636	1,36	1,44722	1,96	1,78025	2,56	2,13646	3,80	2,90410
0,17	1,00933	0,77	1,17027	1,37	1,45246	1,97	1,78602	2,57	2,14251	3,85	2,93554
0,18	1,01045	0,78	1,17425	1,38	1,45772	1,98	1,79182	2,58	2,14857	3,90	2,96701
0,19	1,01164	0,79	1,17831	1,39	1,46300	1,99	1,79763	2,59	2,15463	3,95	2,99850
0,20	1,01287	0,80	1,18241	1,40	1,46831	2,00	1,80345	2,60	2,16069	4,00	3,03002
0,21	1,01417	0,81	1,18653	1,41	1,47363	2,01	1,80927	2,61	2,16676	4,05	3,06156
0,22	1,01553	0,82	1,19067	1,42	1,47895	2,02	1,81509	2,62	2,17284	4,10	3,09313
0,23	1,01697	0,83	1,19481	1,43	1,48427	2,03	1,82091	2,63	2,17891	4,15	3,12471
0,24	1,01846	0,84	1,19895	1,44	1,48959	2,04	1,82675	2,64	2,18499	4,20	3,15632
0,25	1,02001	0,85	1,20309	1,45	1,49491	2,05	1,83259	2,65	2,19106	4,25	3,18794
0,26	1,02161	0,86	1,20728	1,46	1,50027	2,06	1,83845	2,66	2,19714	4,30	3,21959
0,27	1,02328	0,87	1,21151	1,47	1,50563	2,07	1,84428	2,67	2,20323	4,35	3,25125
0,28	1,02500	0,88	1,21584	1,48	1,51101	2,08	1,85014	2,68	2,20933	4,40	3,28293
0,29	1,02679	0,89	1,22015	1,49	1,51641	2,09	1,85600	2,69	2,21542	4,45	3,31463
0,30	1,02862	0,90	1,22449	1,50	1,52181	2,10	1,86186	2,70	2,22151	4,50	3,34635
0,31	1,03051	0,91	1,22884	1,51	1,52723	2,11	1,86774	2,71	2,22761	4,55	3,37809
0,32	1,03246	0,92	1,23321	1,52	1,53265	2,12	1,87362	2,72	2,23371	4,60	3,40984
0,33	1,03447	0,93	1,23762	1,53	1,53809	2,13	1,87950	2,73	2,23982	4,65	3,44161
0,34	1,03654	0,94	1,24207	1,54	1,54353	2,14	1,88538	2,74	2,24592	4,70	3,47339
0,35	1,03866	0,95	1,24655	1,55	1,54898	2,15	1,89127	2,75	2,25202	4,75	3,50518
0,36	1,04085	0,96	1,25103	1,56	1,55442	2,16	1,89709	2,76	2,25813	4,80	3,53699
0,37	1,04308	0,97	1,25553	1,57	1,55990	2,17	1,90292	2,77	2,26425	4,85	3,56881
0,38	1,04535	0,98	1,26007	1,58	1,56538	2,18	1,90876	2,78	2,27036	4,90	3,60065
0,39	1,04768	0,99	1,26463	1,59	1,57090	2,19	1,91460	2,79	2,27648	4,95	3,63250
0,40	1,05007	1,00	1,26924	1,60	1,57642	2,20	1,92044	2,80	2,28259	5,00	3,66437
0,41	1,05250	1,01	1,27386	1,61	1,58194	2,21	1,92644	2,81	2,28872		
0,42	1,05500	1,02	1,27850	1,62	1,58746	2,22	1,93244	2,82	2,29485		
0,43	1,05755	1,03	1,28314	1,63	1,59298	2,23	1,93843	2,83	2,30097		
0,44	1,06014	1,04	1,28782	1,64	1,59853	2,24	1,94444	2,84	2,30710		
0,45	1,06278	1,05	1,29250	1,65	1,60409	2,25	1,95044	2,85	2,31353		
0,46	1,06544	1,06	1,29722	1,66	1,60965	2,26	1,95638	2,86	2,31937		
0,47	1,06816	1,07	1,30196	1,67	1,61521	2,27	1,96232	2,87	2,32551		
0,48	1,07095	1,08	1,30672	1,68	1,62079	2,28	1,96827	2,88	2,33164		
0,49	1,07381	1,09	1,31050	1,69	1,62639	2,29	1,97423	2,89	2,33778		
0,50	1,07672	1,10	1,31630	1,70	1,63200	2,30	1,98019	2,90	2,34392		
0,51	1,07967	1,11	1,32110	1,71	1,63762	2,31	1,98615	2,91	2,35007		
0,52	1,08266	1,12	1,32592	1,72	1,64324	2,32	1,99211	2,92	2,35622		
0,53	1,08569	1,13	1,33078	1,73	1,64888	2,33	1,99809	2,93	2,36238		
0,54	1,08878	1,14	1,33566	1,74	1,65454	2,34	2,00407	2,94	2,36853		
0,55	1,09183	1,15	1,34058	1,75	1,66022	2,35	2,01005	2,95	2,37468		
0,56	1,09485	1,16	1,34550	1,76	1,66576	2,36	2,01603	2,96	2,38084		
0,57	1,09804	1,17	1,35043	1,77	1,67142	2,37	5,02201	2,97	2,38700		
0,58	1,10129	1,18	1,35537	1,78	1,67708	2,38	2,02800	2,98	2,39317		
0,59	1,10461	1,19	1,36033	1,79	1,68276	2,39	2,03400	2,99	2,39933		
0,60	1,10803	1,20	1,36533	1,80	1,68844	2,40	2,04000	3,00	2,40549		

и отсюда требуемый момент сопротивления:

$$W=\frac{M_1}{[n]}.$$

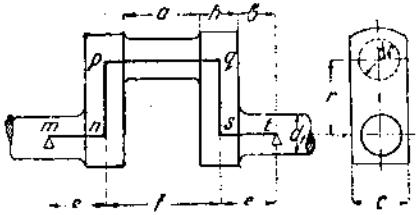
В последнее время расчет предпочитают вести, исходя из теории наибольших касательных напряжений, пользуясь ф-лой:

$$\frac{1}{W}\sqrt{M^2+M_z^2}\leqslant[n].$$

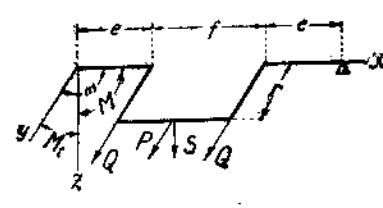
Простой коленчатый вал.

В качестве примера, где имеет место одновременное действие изгиба и кручения, рассмотрим вопрос об определении напряжений и деформаций в случае одноколенчатого вала. Задачу рассмотрим в предположении, что: а) опоры вала совпадают с средними подшипников; б) вал представляет (черт. 93) стержень *mnpqst*, поперечные сечения к-рого малы по сравнению с длинами r, l, f.

Обозначим (черт. 93): $C_1=\frac{\pi d_1^4}{32}G$—жесткость при кручении рамовой и мотылевой шеек, C_2—жесткость при кручении плеча коленчатого вала около оси qs; поперечное сечение плеча—прямоугольник со сторонами h и c и потому: $C_2=\beta ch^3G$, $B_1=EI_1=\frac{\pi d_1^4}{64}E$—жесткость при изгибе рамовой и мотылевой шеек, $B_2=EI_2=\frac{hc^3}{12}E$—жесткость при изгибе плеча кривошипа в плоскости, проходящей через qs и перпендикулярной к плоскости черт. 93, $B_3=EI_3=\frac{ch^3}{12}\cdot E$—жесткость при изгибе плеча кривошипа в плоскости кривошипа.



Черт. 93



Черт. 94.

Расположение координатных осей указано на черт. 94.

Действуют след. внешние силы: 1) усилие от шатуна на мотыль в плоскости, перпендикулярной к оси x'ов, разложенное на две составляющих силы P и S, параллельные осям Y и Z; 2) центробежные силы масс плеч и шейки мотыля; эти силы изобразятся двумя равными силами Q, направленными параллельно оси y'ов; 3) пара сил на конце, момент к-рой разложим на три составляющих, именно: m—изгибающий момент в плоскости кривошипа, M—изгибающий момент в плоскости, перпендикулярной к плоскости кривошипа, и M_t—крутящий момент.

Положительные направления моментов указаны на черт. 94 стрелками.

Действие каждой из групп сил рассмотрим отдельно, а затем, пользуясь принципом сложения действия сил, получим результаты одновременного их действия.

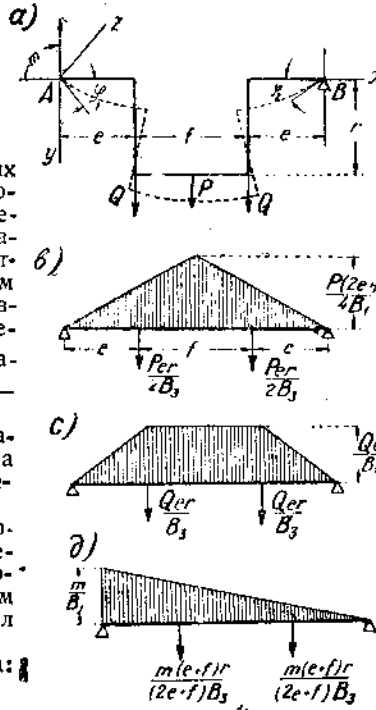
а) Изгиб в плоскости кривошипа. Действуют силы P и Q и момент m на левой опоре (черт. 95).

Реакции A и B на опорах будут равны:

$$\left.\begin{aligned} R_A &= \frac{P}{2} + Q - \frac{m}{2e+f}; \\ R_B &= \frac{P}{2} + Q + \frac{m}{2e+f}. \end{aligned}\right\} \qquad (217)$$

Эпюры изгибающих моментов для рамовых щек и шейки мотыля, рассматриваемых как просто опертые балки, указаны для различных групп сил на черт. 95 *b*, *c*, *d*.

Плечи коленчатого вала испытывают простое растяжение силами, равными реакциям R_A и R_B, и чистый изгиб моментами для левого плеча $R_B e + \frac{f \cdot m}{2e+f}$ и для правого плеча $R_B e$.



Черт. 95.

Напряжения в различных частях вала м. б. легко найдены по ф-лам одновременного действия изгиба и растяжения. Деформации определяем графо-аналитическим приемом, к-рый, как известно, состоит в том, что мы загружаем балку фиктивной нагрузкой, интенсивность к-рой в каждом поперечном сечении численно равна $\frac{M}{B}$, где M—изгибающий момент в данном сечении, а B—жесткость изгиба в этом же сечении.

Реакции опор от этой фиктивной нагрузки дадут численную величину угла поворота концевых поперечных сечений.

Учет деформаций от изгиба плеч коленчатого вала производится приложением добавочных фиктивных сосредоточенных сил, численно равных угловым деформациям плеч. Величины этих сил находятся след. обр.

Кривизна плеча постоянна и равна:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} = \frac{Pe}{2B_2}.$$

Абсолютная деформация на протяжении r будет равна

$$\frac{r}{\rho} = \frac{Per}{2B_2}.$$

Т. о., углы поворота от отдельных групп сил будут равны:

$$\varphi'_1 = \varphi'_2 = P\left[\frac{(2e+f)^2}{16B_1} + \frac{er}{2B_2}\right];$$

$$\varphi''_1 = \varphi''_2 = Q\left[\frac{e(e+f)}{2B_1} + \frac{er}{B_2}\right];$$

$$\varphi_1''' = m\left[\frac{e+f}{3B_1} + \frac{(2e+f)^2 r}{(2e+f)^2 B_2} + \frac{e^2 r}{(2e+f)^2 B_2}\right];$$

$$\varphi_2''' = -m\left[\frac{2e+f}{6B_1} + \frac{2(e+f)er}{(2e+f)^2 B_2}\right].$$

Суммируя отдельные составляющие углы поворота опорных сечений, получим:

$$\varphi_1 = \varphi_1' + \varphi_1'' + \varphi_1''' = m\alpha_1 + Pt_1 + Pt_2; \quad (218)$$

$$\varphi_2 = \varphi_2' + \varphi_2'' + \varphi_2''' = m\alpha_2 - Pt_1 - Qt_2, \quad (219)$$

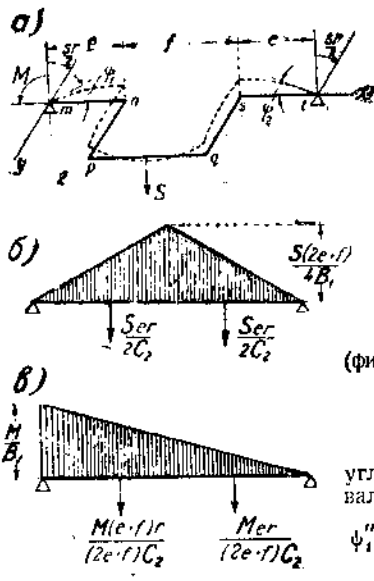
где:

$$\alpha_1 = \frac{2e+f}{3B} + \frac{(e+f)^2 r}{(2e+f)^2 B_2} + \frac{e^2 r}{(2e+f)^2 B_2}; \quad (220)$$

$$\alpha_2 = \frac{2e+f}{6B_1} + \frac{2e(e+f)r}{2(e+f)^2 B_2}; \quad (221)$$

$$t_1 = \frac{(2e+f)^2}{16B_1} + \frac{er}{B_2}; \quad (222)$$

$$t_2 = \frac{e(e+f)}{2B_1} + \frac{er}{B_2}. \quad (223)$$



Черт. 96.

б) Изгиб коленчатого вала в плоскости, перпендикулярной кривошипу (черт. 96).

Действующие силы: сила S, параллельная оси Z, и момент M в плоскости XZ. Углы поворота от силы S (фиктивная нагрузка на черт. 96, *б*):

$$\psi_1' = \psi_2' = -S\left[\frac{(2e+f)^2}{16B_1} + \frac{er}{2C_2}\right].$$

Углы поворота концевых сечений от угловых перемещений частей коленчатого вала (фиктивная нагрузка на черт. 96, *в*):

$$\psi_1'' = M\left(\frac{2e+f}{3B_1} + \frac{e^2 r}{(2e+f)^2 C_2} + \frac{(e+f)^2 r}{(2e+f)^2 C_2}\right);$$

$$\psi_2'' = -M\left(\frac{2e+f}{6B_1} + \frac{2e(e+f)r}{(2e+f)^2 C_2}\right).$$

Поворот опорных сечений от изгиба плеч и кручения мотылевой шейки:

$$\psi_1''' = \psi_2''' = M\left(\frac{2r^3}{3(2e+f)^2 B_2} + \frac{fr^2}{(2e+f)^2 C_1}\right).$$

Т. о., полный угол поворота концевых сечений равен:

$$\psi_1 = \psi_1' + \psi_1'' + \psi_1''' = \beta_2 M - uS; \quad (224)$$

$$\psi_2 = \psi_2' + \psi_2'' + \psi_2''' = -\beta_2 M + uS, \quad (225)$$

где:

$$\beta_2 = \frac{2e+f}{3B_1} + \frac{e^2 r}{(2e+f)^2 C_2} + \frac{(e+f)^2 r}{(2e+f)^2 C_2} + \frac{2r^3}{3(2e+f)^2 B_2} - \frac{fr^2}{(2e+f)^2 C_1}; \quad (226)$$

$$\beta_3 = \frac{2e+f}{3B_1} + \frac{2e(e+f)r}{(2e+f)^2 C_2} - \frac{2r^3}{3(2e+f)^2 B_2} - \frac{fr^2}{(2e+f)^2 C_1}; \quad (227)$$

$$u = \frac{(2e+f)^2}{16B_1} + \frac{er}{2C_2}. \quad (228)$$

в) Кручение опертого концами коленчатого вала.

Вал скручивается моментом M_t, приложенным посредине шейки рамового подшипника (черт. 97).

Полный угол кручения составляется из углов кручения рамовой и мотылевой шеек, равных:

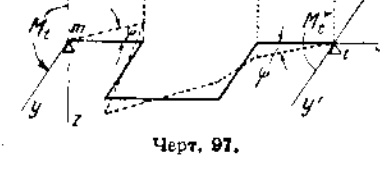
$$\theta_1 = \frac{M_t \cdot e}{C_1}$$

и

$$\theta_2 = \frac{M_t \cdot f}{C_1},$$

и углов поворота вследствие изгиба плеч:

$$\theta_3 = \frac{M_t \cdot r}{B_2}$$



Черт. 97.

и будет равняться:

$$\theta = 2\theta_1 + \theta_2 + 2\theta_3 = M_t w, \tag{229}$$

где:

$$w = \frac{2e+f}{C_1} + \frac{2r}{B_2}. \tag{230}$$

Пары M_t производят также и поворот ψ концевых сечений около осей y и y', к-рый получается от перемещений при изгибе щек:

$$\gamma = \frac{2M_t \cdot r^2}{2B_2},$$

и перемещения от кручения мотылевой шейки:

$$\gamma_1 = \frac{M_t \cdot fr}{C_1},$$

Т. о.:

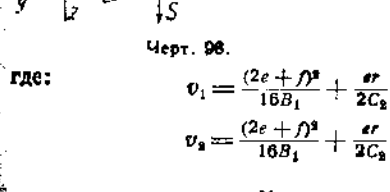
$$\psi = M_t \cdot s, \tag{231}$$

где

$$s = \frac{1}{2e+f}\left(\frac{r^2}{B_2} + \frac{fr}{C_1}\right). \tag{232}$$

Если на черт. 95-*а* момент M принять равным нулю, а на черт. 97 вместо M_t взять момент $M_t + \frac{Sr}{2}$, то комбинация этих двух случаев дает случай, показанный на черт. 98.

Определим для него углы поворота ψ_1 и ψ. Беря ур-ия (224), (225) и (231), находим:



Черт. 98.

$$\psi_1 = \left(M_t + \frac{Sr}{2}\right)s - uS;$$

$$\psi_2 = \left(M_t + \frac{Sr}{2}\right)s + uS.$$

На основании ф-л (228) и (232) эти ур-ия напишутся так:

$$\psi_1 = M_t s - Sv_1; \tag{233}$$

$$\psi_2 = M_t s + Sv_2, \tag{234}$$

где:

$$v_1 = \frac{(2e+f)^2}{16B_1} + \frac{er}{2C_2} - \frac{r}{2(2e+f)}\left(\frac{r^2}{B_2} + \frac{f \cdot r}{C_1}\right); \tag{235}$$

$$v_2 = \frac{(2e+f)^2}{16B_1} + \frac{er}{2C_2} + \frac{r}{2(2e+f)}\left(\frac{r^2}{B_2} + \frac{f \cdot r}{C_1}\right). \tag{236}$$

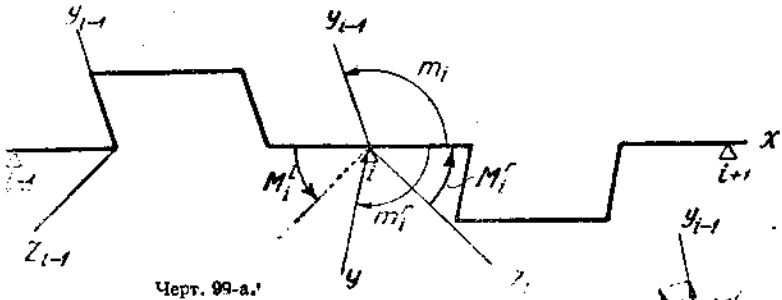
Многомотылевый коленчатый вал.

Рассмотрим коленчатый вал с несколькими кривошипами (на черт. 99-а изображена схема части такого вала). Пусть вал оперт в средних сечениях

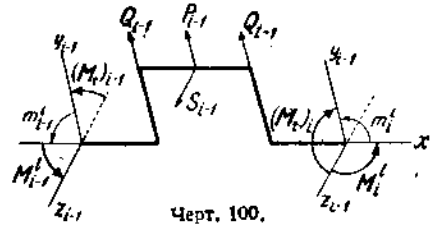
рамовых шеек и номера опор будут 1, 2, 3... Обозначим через $(i-1)$ кривошип, расположенный между $(i-1)$ и i опорами. Силы, действующие на этот кривошип, будут иметь тот же знак. Крутящий момент на каждой опоре можно определить из ур-ий статики.

На черт. 99-а изображены два смежных кривошипа, лежащих на $i-1$, i и $i+1$ опорах. Изгибающий момент на опоре i разложен для левого кривошипа на два составляющих момента: m_i^l и M_i^l, и для правого кривошипа на m_i^r и M_i^r.

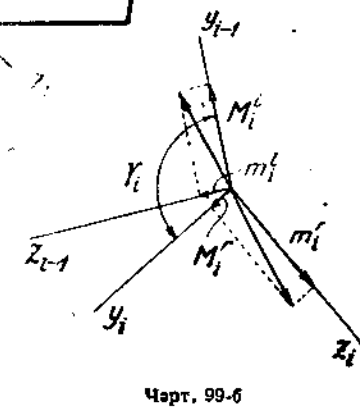
Положительные направления моментов показаны на черт. 99-а. Равнодействующие моменты m_i^r и M_i^r равны и прямо противоположны равнодействующим моментам m_i^l и M_i^l (черт. 99-б).



Черт. 99-а.



Черт. 100.



Черт. 99-б

Если γ_i—угол между соседними кривошипами, то:

$$\left.\begin{aligned} M_i^l + M_i^r \cdot \cos\gamma_i - m_i^r \cdot \sin\gamma_i = 0 \\ m_i^l + M_i^r \cdot \sin\gamma_i + m_i^r \cdot \cos\gamma_i = 0 \end{aligned}\right\} \qquad (237)$$

Недостающие ур-ия получим из условия непрерывности. Для левого кривошипа при действующих на него силах и парах, изображенных на черт. 100, обозначим через φ_i^l и ψ_i^l углы поворота опорного сечения l относительно осей Z_{i+1}^l и Y_{i-1}^l. Пользуясь ур-иями (218) и (219), получим:

$$\varphi_i^l = m_i^l a_1 - m_{i-1}^r a_2 - P_{i-1} t_1 - Q_{i-1} t_2, \qquad (238)$$

где a_1, a_2, t_1, t_2 определяются по ф-лам (220), (221), (222), (223),

Аналогично:

$$\psi_i^l = M_i^l \beta_1 - M_{i-1}^r \beta_2 + (M_t)_{i-1} s + S_{i-1} v_2, \tag{239}$$

где β_1, β_2, s и v_2 определяются по ф-лам (226), (227), (232) и (236).

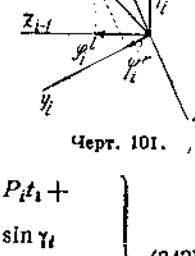
Аналогично этому для правого кривошипа для углов поворота φ_i^r и ψ_i^r опорного сечения относительно осей Z_i и Y_i получим:

$$\left.\begin{aligned} \varphi_i^r &= m_i^r \alpha_1 - m_{i+1}^l \alpha_2 + P_i t_1 + Q_i t_2 \\ \psi_i^r &= M_i^r \beta_1 - M_{i+1}^l \beta_2 + (M_t)_i s - S_i v_1 \end{aligned}\right\}, \tag{240}$$

где: $(M_t)_i = (M)_{i-1} + S_{i-1} r$, а v_1 определяется по ф-ле (235).

Вследствие того, что φ_i^l и ψ_i^l, а также φ_i^r и ψ_i^r суть углы поворота одного и того же опорного сечения рамовой шайки, проходящего через i-овую опору, но по обе стороны от нее, то равнодействующая углов поворота φ_i^l и ψ_i^l д. б. равна равнодействующей углов φ_i^r и ψ_i^r (черт. 101). Поэтому:

$$\left.\begin{aligned} \varphi_i^l &= \psi_i^r \cdot \cos\gamma_i + \psi_i^r \cdot \sin\gamma_i \\ \psi_i^l &= -\varphi_i^r \cdot \sin\gamma_i + \psi_i^r \cdot \cos\gamma_i \end{aligned}\right\} \tag{241}$$



Черт. 101.

Эти ур-ия совместно с ур-нем (237) дают систему четырех ур-ий для опоры i. Аналогично этим м. б. написаны и ур-ия для всех промежуточных опор. Т. о., мы получим число ур-ий, равное числу неизвестных.

Подставляя ур-ия (238), (239) и (240) в ур-ие (241), получим:

$$\left.\begin{aligned} m_i^l \alpha_1 - m_i^r \alpha_2 - P_{i-1} t_1 - Q_{i-1} t_2 &= (m_i^r \alpha_1 - m_{i+1}^l \alpha_2 + P_i t_1 + \\ + Q_i t_2) \cdot \cos\gamma_i + [M_i^r \beta_1 - M_{i+1}^l \beta_2 - S_i v_1 + (M_t)_i s] \cdot \sin\gamma_i \\ M_i^l \beta_1 - M_{i-1}^r \beta_2 + (M_t)_{i-1} s + S_{i-1} v_2 &= [M_i^r \beta_1 - M_{i+1}^l \beta_2 - S_i v_1 + \\ + (M_t)_i s] \cdot \cos\gamma_i - (m_i^r \alpha_1 - m_{i+1}^l \alpha_2 + P_i t_1 + Q_i t_2) \cdot \sin\gamma_i \end{aligned}\right\} \tag{242}$$

Из ур-ий типа (237) получаем:

$$\left.\begin{aligned} m_i^l &= -\frac{M_i^r + M_i^l \cdot \cos\gamma_i}{\sin\gamma_i} \\ m_i^r &= \frac{M_i^l + M_i^r \cdot \cos\gamma_i}{\sin\gamma_i} \\ m_{i+1}^r &= \frac{M_{i+1}^r + M_{i+1}^l \cdot \cos\gamma_{i+1}}{\sin\gamma_{i+1}} \\ m_{i-1}^r &= \frac{M_{i-1}^l + M_{i-1}^r \cdot \cos\gamma_{i-1}}{\sin\gamma_{i-1}} \end{aligned}\right\} \tag{243}$$

Окончательные ур-ия получим, подставляя (243) в (242):

$$\left.\begin{aligned}
&-\frac{\alpha_2}{\sin\gamma_{i-1}}M^l_{i-1}-\alpha_2\cdot\operatorname{ctg}\gamma_{i-1}M^r_{i-1}-2\alpha_1\cdot\operatorname{ctg}\gamma_i M^l_i-\left(\frac{\alpha_1}{\sin\gamma_i}+\right.\\
&\left.+\frac{\alpha_1\cdot\cos^2\gamma_i}{\sin\gamma_i}+\beta_1\cdot\sin\gamma_i\right)M^r_i+\left(\beta_2\cdot\sin\gamma_i-\alpha_2\frac{\cos\gamma_{i+1}\cdot\cos\gamma_i}{\sin\gamma_{i+1}}\right)M^l_{i+1}-\\
&-\alpha_2\frac{\cos\gamma_i M^r_{i+1}}{\sin\gamma_{i+1}}=P_{i-1}t_1+Q_{i-1}t_2+(P_it_1+Q_it_2)\cdot\cos\gamma_i-\\
&-S_iv_1\cdot\sin\gamma_i+(M_t)_is\cdot\sin\gamma_i;\\
&-M^r_{i-1}\beta_2+(\alpha_1+\beta_1)M^l_i+(\alpha_1-\beta_1)\cdot\cos\gamma_iM^r_i+\left(\beta_2\cdot\cos\gamma_i+\right.\\
&\left.+\alpha_2\frac{\sin\gamma_i\cdot\cos\gamma_{i+1}}{\sin\gamma_{i+1}}\right)M^l_{i+1}+\alpha_2\frac{\sin\gamma_i}{\sin\gamma_{i+1}}M^r_{i+1}=(-M_t)_{i-1}s+\\
&+(M_t)_is\cdot\cos\gamma_i-S_{i-1}v_2-Sv_i\cdot\cos\gamma_i-(P_it_1+Q_it_2)\cdot\sin\gamma_i.
\end{aligned}\right\}\quad(244)$$

Этими ур-иями можно пользоваться при расчете многоколенчатых валов так же, как ур-ием трех моментов при расчете неразрезных балок.

Частные случаи. Если $\gamma_2=\gamma_3=\gamma$, то ур-ия (244) примут вид:

$$\left.\begin{aligned}
&-\frac{\alpha_2}{\sin\gamma}M^l_{i-1}-\alpha_2\cdot\operatorname{ctg}\gamma M^r_{i-1}-2\alpha_1\cdot\operatorname{ctg}\gamma M^l_i-\left(\frac{\alpha_1}{\sin\gamma}+\alpha_1\cdot\cos\gamma\cdot\operatorname{ctg}\gamma+\right.\\
&\left.+\beta_1\cdot\sin\gamma\right)M^r_i+(\beta_2\cdot\sin\gamma-\alpha_2\cdot\cos\gamma\cdot\operatorname{ctg}\gamma)\cdot M^l_{i+1}-\alpha_2\cdot\operatorname{ctg}\gamma M^r_{i+1}=\\
&=P_{i-1}t_1+Q_{i-1}t_2+(P_it_1+Q_it_2)\cdot\cos\gamma-S_iv_1\cdot\sin\gamma+(M_t)_i\cdot s\cdot\sin\gamma;\\
&-M^r_{i-1}\beta_2+(\alpha_1+\beta_1)M^l_i+(\alpha_1-\beta_1)\cdot\cos\gamma M^r_i+(\beta_2+\alpha_2)\cdot\cos\gamma M^l_{i+1}+\\
&+\alpha_2M^r_{i+1}=-(M_t)_{i+1}s+(M_t)_is\cdot\cos\gamma-S_{i-1}v_2-S_iv_1\cdot\cos\gamma-\\
&-(P_it_1+Q_it_2)\cdot\sin\gamma.
\end{aligned}\right\}\quad(245)$$

Если коленчатый вал только скручивается, то в этом случае:

$$P_{i-1}=P_i=Q_{i-1}=Q_i=S_{i-1}=S_i=0.$$

Принимая $(M_t)_{i-1}=(M_t)_i=M_t$, получим:

$$\left.\begin{aligned}
&-\frac{\alpha_2}{\sin\gamma}M^l_{i-1}-\alpha_2\cdot\operatorname{ctg}\gamma M^r_{i-1}-2\alpha_1\cdot\operatorname{ctg}\gamma M^l_i-\left(\frac{\alpha_1}{\sin\gamma}+\alpha_1\cdot\cos\gamma\cdot\operatorname{ctg}\gamma+\right.\\
&\left.+\beta_1\cdot\sin\gamma\right)M^r_i+(\beta_2\cdot\sin\gamma-\alpha_2\cdot\cos\gamma\cdot\operatorname{ctg}\gamma)M^l_{i+1}-\alpha_2\cdot\operatorname{ctg}\gamma M^r_{i+1}=\\
&=M_t\cdot s\cdot\sin\gamma;\\
&-\beta_2M^r_{i-1}+(\alpha_1+\beta_1)M^l_i+(\alpha_1-\beta_1)\cdot\cos\gamma M^r_i+\\
&+(\alpha_2+\beta_2)\cdot\cos\gamma M^l_{i+1}+\alpha_2M^r_{i+1}=M_t(\cos\gamma-1)s.
\end{aligned}\right\}\quad(246)$$

Продольный изгиб.

§ 1. Общие сведения.

Учение о продольном изгибе изложено в 1744 г. Леонардом Эйлером в труде «De curvis elasticis» и Лагранжем в «Sur la figure des colonnes». Далее оно было развито рядом др. ученых, среди к-рых были Клебш, Мориц

Леви, Энгессер, Карман, Остенфельд и в производстве опытов — Тетмайер, Баушингер, Консидер. Позднейшие работы осветили сущность явления продольного изгиба достаточно полно: G. H. Bryan, Proc. Cambridge Philosoph. Society, 1888 г., B. V. Southwell-Phil. Trans. Royal. Soc., London, 1913 г., Zimmermann — Die Knickfestigkeit der Stabverbindungen, Berlin, 1925 г. Ф. С. Ясинский, собр. соч., С. П. Тимошенко — Об устойчивости упругих систем и теория упругости, ч. II. Большое количество опытов, произведенных Германским железнодорожным союзом в лаборатории в Далеме и Американской комиссией по продольному изгибу (Procidings, 1926 г., 1929 г.) разрешили многие проблемы по вопросам продольного изгиба.

Кроме прочности и жесткости сооружения к нему предъявляют требование устойчивости. Вопрос о сопротивлении продольному изгибу относится к вопросам устойчивого равновесия сжимаемых упругих стержней. Если стержень, находящийся под действием определенной системы внешних сил, принимает несколько различных форм равновесия, формы равновесия эти называются неустойчивыми. Возникновение неустойчивых форм равновесия возможно только для тел, имеющих одно (пластинки) или два (брусья) измерения малыми по сравнению с третьим.

§ 2. «Критическая нагрузка».

Как показывают различного рода аналитические исследования, а также опыт, существует вполне определенный предел сжимающего упругий стержень усилия, за к-рым первоначальная форма равновесия стержня становится неустойчивой. Этот предел называется «критической нагрузкой». В зависимости от точности исследований даются разные определения «критической нагрузки».

1) Вывод Л. Эйлера. При достижении определенной критической нагрузки $P_{kp.}$ прямая форма равновесия призматического стержня неустойчива, или критическая сила уравновешивает внутренние силы сопротивления изогнутой формы стержня, возможной для действия продольных сил, при любой стреле прогиба. Это определение для вполне прямого, совершенно однородного стержня, с направлением оси к-рого в точности совпадает сжимающее усилие. При сжимающей силе $P < P_{kp.}$ изгиб стержня равен нулю,—происходят только осевые сжатия. При $P = P_{kp.}$ изгиб стержня возможен и величина его δ неопределенна; возможен произвольный прогиб δ, однако в виду приближенного дифференциального ур-ия: $\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI}$, а значит условия, что прогибы малы, нельзя делать выводов, что δ—сколь угодно велики.

2) Вариантом определения Эйлера служит вывод С. П. Тимошенко. При достижении критической нагрузки любая бесконечно-малая частица сжимаемого стержня находится в состоянии неустойчивого равновесия.

3) Но определение «критической нагрузки», соответствующее выводу Эйлера, является неудовлетворительным. Лагранж (1780 г.) дал более точное решение, а именно, для шарнирно опертого стержня выражение сжимающей силы:

$$P = \frac{\pi^2}{l}\left(EI + \frac{P\delta^2}{8}\right),$$

где δ—наибольший прогиб.

Прогиб δ по Лагранжу:

$$\delta^2 = \frac{\delta f^2}{\pi^2}\left(1 - \frac{P_{kp.}}{P}\right), \qquad (247)$$

где $P_{kp.} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$ — Эйлерова критическая сила. Если $P < P_{kp.}$, δ является мнимым, стержень остается прямым и никакой опасности по продольному изгибу не существует.

При $P = P_{kp.}$ $\delta = 0$, т.е. и при «критической нагрузке» изгиб стержня невозможен.

При $P > P_{kp.}$ δ имеет действительные, гиперболически возрастающие значения с увеличением P. Как следует из ф-лы (247), для $P = 1{,}001 P_{kp.}$ $\delta = \frac{1}{35} l$, для $P = 1{,}02 P_{kp.}$ $\delta = \frac{l}{8}$, для $P = 1{,}1 P_{kp.}$ $\delta = \frac{l}{3{,}7}$.

Т. о., по Лагранжу при силе P сколь угодно большей $P_{kp.}$ прогибы стержня δ вполне определенны, а критической нагрузкой необходимо считать предел приложения сжимающих сил, за к-рым прямая форма равновесия становится неустойчивой.

4) Наиболее общее определение «критической нагрузки» дано Циммерманом в применении ко всякого рода стержням, подвергающимся действию эксцентричной нагрузки: стержень находится под влиянием критической нагрузки на пределе упругого сопротивления, когда он совершенно не в состоянии сопротивляться изменению формы.

Продольный изгиб прямого стержня с совершенной однородностью материала, сжимаемого силами, действующими в точности по оси, является только частным случаем сжатия искривленного стержня эксцентрично приложенными силами. Еще опыты Тетмайера, Баушингера и Консидера, а затем новейшие опыты Германского железнодорожного союза и Американской комиссии по продольному изгибу показали, что «критическая нагрузка» Эйлера для стержней большой гибкости (отношение длины стержня l к радиусу инерции поперечного сечения) является реальной ломающей нагрузкой. Даже стержни с небольшими начальными искривлениями или эксцентриситетами при опытах Германского союза часто давали разрушение при критической нагрузке Эйлера.

Циммерман объяснил и тот случай, когда сжимаемый брусок после значительного прогиба в одну сторону при дальнейшем увеличении сжимающего усилия выпрямлялся и наконец изгибался в другую сторону.

Однако для стержней малой и средней гибкости (см. далее) совпадение ломающей силы с критической эйлеровой нагрузкой не наблюдается,— наоборот, разрушение стержня происходит задолго до критической нагрузки.

§ 3. Вывод формулы Эйлера при помощи разложения в строку Маклорена.

Диференциальное ур-ие упругой линии при $M = P(\delta - y)$:

$$f''(x) = \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{P(\delta - y)}{EI} = a^2(\delta - y) \qquad (248)$$

или:

$$f''(x) = a^2(\delta - y),$$

где $a = \sqrt{\frac{P}{EI}}$.

Согласно ф-ле Маклорена, найдем значения производных упругой линии при $x=0$ (начало координат в заделке) (черт. 102):

$$[f^{II}(x)]_{x=0}=[a^2(\delta-y)]_{x=0}=a^2\delta;$$

$$[f^{III}(x)]_{x=0}=\left[-a^2\frac{dy}{dx}\right]_{x=0}=0;$$

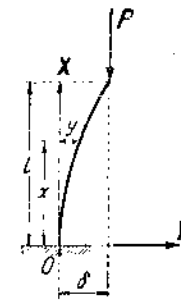
$$[f^{IV}(x)]_{x=0}=\left[-a^2\frac{d^2y}{dx^2}\right]_{x=0}=-a^4\delta.$$

Ур-не упругой линии:

$$y=a^2\delta\frac{x^2}{2!}-a^4\delta\frac{x^4}{4!}+a^6\delta\frac{x^6}{6!}-\cdots,$$

или:

$$y=\delta\left(\frac{a^2x^2}{2!}-\frac{a^4x^4}{4!}+\frac{a^6x^6}{6!}-\cdots\right). \qquad (249)$$



Черт. 102.

Но разложение в скобках есть выражение ф-ии: $1-\cos ax$ и т. о.:

$$y=\delta(1-\cos ax).$$

Т. к. при $x=l$ $y=\delta$, то:

$$\delta=\delta(1-\cos al),$$

откуда $\cos al=0$ и;

$$al=\frac{\pi}{2}.$$

Подставляя $a=\sqrt{\frac{P}{EI}}$ и возводя в квадрат

$$P_{кр.}=\frac{\pi^2EI}{4l^2}; \qquad (250)$$

для стержня шарнирно опертого:

$$P_{кр.}=\frac{\pi^2EI}{l^2};$$

где I—наименьший момент инерции поперечного сечения, l—длина стержня.

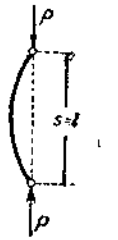
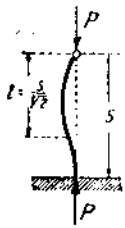
В ф-лу (250) Эйлера не входит δ, к-рое является конечной, но неопределенной величиной.

Т. о., Эйлер, положив, что сжимающая сила, на малую величину большая $P_{кр.}$, уравновесит возможную искривленную форму стержня, доказал, что искривленная форма возможна «одновременно» с прямолинейной, т. е. что прямолинейная форма равновесия при $P=P_{кр.}$ неустойчива.

§ 4. Четыре случая Эйлера.

Продольный изгиб стержня, шарнирно опертого, называется «основным случаем» (см. табл. 47), при к-ром длина стержня s равняется «свободной длине продольного изгиба» l. Подставляя в ф-лу $P_{кр.}$ для основного случая $2l$ вместо l, получим $P_{кр.}$ для первого случая; в третьем случае $l=\frac{s}{\sqrt{2}}$, в четвертом $l=\frac{s}{2}$. Четыре случая Эйлера установлены Лагранжем.

Табл. 47.

Один конец закреплен, другой свободен	Основной случай: оба конца шарнирно прикреплены	Один конец закреплен, другой шарнирен	Оба конца жестко закреплены
1	2	3	4
			
$P_{кр.}=\frac{\pi^2 EI}{4l^2}$	$\frac{\pi^2 EI}{l^2}$	$\frac{2\pi^2 I}{l^2}$	$\frac{4\pi^2 EI}{l^2}$

Как показали опыты и исследования Американской комиссии по продольному изгибу, для стержней с плоскими концами, а также стержней, приклепываемых к узловым фасонкам (мостовые фермы), свободную длину можно было бы принимать: в плоскости ферм $l=\frac{s}{2}$ и из плоскости ферм $l=0{,}7s$, где s—длина между центрами прикреплений. Однако в практике пока берут свободную длину $l=s$.

§ 5. Кривая критических напряжений.

Пределы применимости формулы Эйлера.

Значение критической силы $P_{кр.}=\frac{\pi^2 EI}{l^2}$ применимо в эйлеровом случае прямого стержня только в тех пределах, в каковых возможно применение диференциального ур-ия упругой линии, выведенного на основе приложения гипотезы Навье и закона Гука: $n=EI$, т.е. до тех пор, пока напряжения n не превышают предела пропорциональности.

Введя чисто условное понятие «критического напряжения» для сравнения, имеем:

$$n_{кр.}=\frac{P_{кр.}}{\omega}=\frac{\frac{\pi^2 EI}{l^2}}{\omega}=\frac{\pi^2 E\omega r^2}{l^2\omega}=\frac{\pi^2 E}{\lambda^2}, \qquad (251)$$

где $\lambda=\frac{l}{r}$—гибкость стержня.

Или: $n_{кр.}=\frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$—критическое напряжение обратно пропорционально квадрату гибкости.

Если по оси абсцисс откладывать $\lambda = \frac{l}{r}$, а по оси ординат критическое напряжение $n_{кр.} = \frac{\pi E}{\lambda^2}$, то зависимость между $n_{кр.}$ и λ представится кубической гиперболой, называемой гиперболой Эйлера (черт. 103).

Для стали $E = 2{,}1 \cdot 10^6$ *кг/см*² и

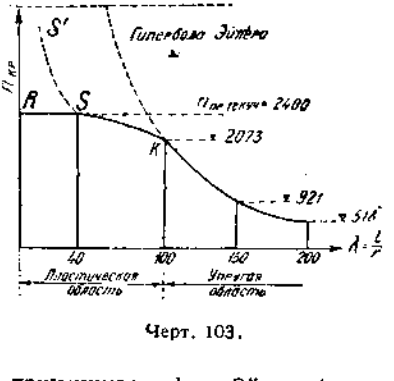
$$n_{кр.} = \frac{2\,073 \cdot 10^4}{\lambda^2}. \qquad (252)$$

Гипербола Эйлера применима только до предела пропорциональности K (черт. 103), т. е. при $n_{кр.} \leqslant 2000$ *кг/см*² для стали. Тогда из ур-ия (252) найдем:

$$\lambda = \sqrt{\frac{2\,073 \cdot 10^4}{2000}} \cong 100.$$

Т. о., ф-ла Эйлера применима для шарнирно опертых стержней для гибкостей:

$$\lambda \geqslant 100.$$



Черт. 103.

Вследствие этого различают: область применимости ф-лы Эйлера (упругая область) и область пластических, неупругих, деформаций по Энгессеру.

Применимость ф-лы Эйлера еще более суживается для стержней, заделанных обоими концами (мостовые стержни).

Для этого случая (табл. 47):

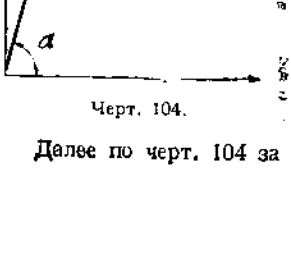
$$n_{кр.} = \frac{8\,292 \cdot 10^4}{\lambda^2},$$

откуда при $n_{кр.} = 2000$:

$$\lambda \frac{8\,292 \cdot 10^4}{2\,000} \cong 200.$$

Т. о., в этом случае ф-лу Эйлера можно применять только для гибкостей: $\lambda = 200$. А т. к. мостовые стержни не применяются гибкостью более 150—180, то в этом частном случае ф-лой Эйлера пользоваться не приходится.

Многочисленные опыты показали, что при малой гибкости (λ до 40—60) ломающее напряжение не ниже предела текучести, почему на черт. 103 в этой части проведена прямая, параллельная оси абсцисс, и $n_{кр.} = 2\,400$ *кг/см*². Далее при $\lambda > 40$ и до $\lambda = 100$ дана переходная кривая к гиперболе Эйлера по Энгессеру.



Черт. 104.

§ 6. Формулы Энгессера—Кармана.

В области упругих деформаций, т. е. в пределах пропорциональности (черт. 104), модуль продольной упругости E постоянен и равен:

$$E = \operatorname{tg} a = \frac{n}{l}.$$

Далее по черт. 104 за пределом пропорциональности:

$$\operatorname{tg} a_n = E_n = \frac{dn}{dl}.$$

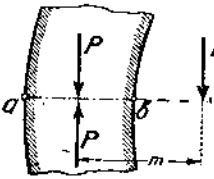
В области пластических деформаций модуль продольной упругости переменен и величина его зависит от величины напряжения n. Последнее выражение м. б. получено из закона $n = E_n l$ дифференцированием:

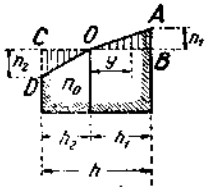
$$\frac{dn}{dl} = E_n + l\frac{dE_n}{dl}.$$

Пренебрегая последним членом, приходим к

$$\frac{dn}{dl} = E_n.$$

Энгессер дал выражение для критического напряжения в случае, если оно выше предела пропорциональности, т. е. в области пластических деформаций, когда $E_n < E$ и E_n переменно. При этом предположено, что и в растянутой и в сжатой зоне при выпучивании стержня материал следует закону Гука, но модуль упругости при растяжении не равен модулю упругости при сжатии. Далее в конечной ф-ле предлагается, воспользовавшись упрощением интегрирования, иметь в виду, что E_n переменно и зависит от величины напряжения n.





Черт. 105.

Выпучивание стержней сопровождается всегда явлением эксцентричного давления, при к-ром (черт. 105) внутреннее волокно перенапрягается: $n_в = n_0 + n_1$, наружное волокно имеет меньшее напряжение: $n_a = n_0 - n_2$, где n_0—напряжение по нейтральной линии $\left(\text{осевое } \frac{P}{\omega}\right)$.

Положим, что на внутренних волокнах напряжение превосходит предел упругости; тогда на расстоянии y от O (черт. 105) напряжение:

$$n_y = E_n \cdot l. \qquad (253)$$

При этом $E_n < E$ и диаграмма напряжений от изгиба OAB.
На внешней стороне, где предел упругости не превзойден:

$$n_y = E \cdot l, \qquad (254)$$

диаграмма напряжений от изгиба выражается треугольником OCD.

Опыты показывают, что и в случае материалов, не следующих закону Гука, плоские поперечные сечения при изгибе остаются плоскими (гипотеза Навье). Поэтому (черт. 106):

$$l = \frac{\Delta l}{l} = \frac{y}{\rho},$$

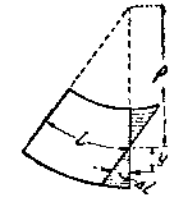
где ρ—радиус кривизны.

Ур-ия (253) и (254) перепишутся так:
на внутренней стороне:

$$n_y = E_n \frac{y}{\rho};$$

на внешней стороне:

$$n_y = E\frac{y}{\rho}.$$



Черт. 106.

Рассматривая равновесие напряжений от изгиба, напишем, что: 1) проекция всех нормальных усилий на вертикали равна нулю; 2) момент их равен M (плоскость действующих сил совпадает с одной из главных плоскостей стержня):

$$\int_0^A E_n \frac{y\,d\omega}{\rho} + \int_0^C E \frac{y\,d\omega}{\rho} = 0, \tag{255}$$

$$\int_0^A E_n \frac{y^2 d\omega}{\rho} + \int_0^C E \frac{y^2 d\omega}{\rho} = M. \tag{256}$$

Обозначая через S_A и S_C статические моменты площадей OA и OC и через I_A и I_C—моменты инерции их относительно нейтральной линии, перепишем ур-ие (256):

$$E_n S_A + E S_C = 0; \tag{257}$$

$$E_n I_A + E I_C = M \cdot \rho. \tag{258}$$

Дифференциальное ур-ие упругой линии теперь будет по (258):

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{E_n I_A + E I_C}. \tag{259}$$

Сравнивая с диференциальным ур-нем, взятым Эйлером, Энгессер заметил, что вместо EI здесь стоит:

$$E_n I_A + E I_C = TI, \tag{260}$$

где T—приведенный модуль упругости.

Отсюда:

$$T = \frac{E_n I_A + E I_C}{I}. \tag{261}$$

Отношение приведенного модуля к модулю при растяжении Энгессером названо коэфициентом общей формулы продольного изгиба:

$$\psi = \frac{T}{E} = \frac{E_n}{E}\frac{I_A}{I} + \frac{I_C}{I}. \tag{262}$$

Далее по Эйлеру из (IV) совершенно аналогично получим:

$$\left.\begin{aligned} P'_{кр.} &= \frac{\pi^2 TI}{l^2} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}\psi \\ n_{кр.} &= \frac{\pi^2 T}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}\psi \end{aligned}\right\}. \tag{263}$$

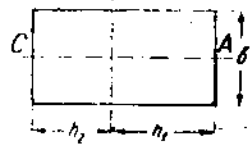
Библиотека ... Технич. ...

Прямоугольное сечение.

По черт. 107:

$$S_A = \frac{bh_1^2}{2} \text{ и } S_C = \frac{bh_2^2}{2};$$

$$I_A = \frac{bh_1^3}{3} \text{ и } I_C = \frac{bh_2^3}{3}.$$



Черт. 107.

По ур-ию (257):

$$h_2 : h_1 = \sqrt{E_n} : \sqrt{E}.$$

Так как:

$$h = h_1 + h_2 = h_1\left(1 + \sqrt{\frac{E_n}{E}}\right),$$

то:

$$h_1 = h\frac{\sqrt{E}}{\sqrt{E} + \sqrt{E_n}} \quad \text{и} \quad h_2 = h\frac{\sqrt{E_n}}{\sqrt{E} + \sqrt{E_n}}. \tag{264}$$

Этим определяется положение нейтральной линии.

Ур-ие (258) перепишется так:

$$\left(E_n h_1^3 + E h_2^3\right)\frac{b}{3} = M \cdot \rho .$$

Подставляя в последнее равенство (264), получим:

$$M \cdot \rho = \frac{bh^3}{12}\,\frac{4EE_n}{\left(\sqrt{E}+\sqrt{E_n}\right)^3} = IT.$$

Отсюда модуль продольного изгиба T для прямоугольника:

$$T = \frac{4EE_n}{\left(\sqrt{E}+\sqrt{E_n}\right)^2}. \qquad (265)$$

По ур-ию (262) коэф-т общей ф-лы продольного изгиба (263) будет:

$$\psi = \frac{4EE_n}{\left(E+\sqrt{E_n E}\right)^2}.$$

Модуль продольного изгиба T по Гелеру.

Произведя ряд сравнительных подсчетов для прямоугольных сечений в двутавровых и угловых профилях, Гелер получил такое среднее значение коэф-та продольного изгиба, установив, что ψ или T зависят от переменного E_n след. обр.:

$$\psi = \frac{T}{E} = \left(\frac{E_n}{E}\right)^{0,8}.$$

Т. о., как ее назвал Энгессер, общая ф-ла продольного изгиба:

$$P'_{кр.} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}\left(\frac{E_n}{E}\right)^{0,8};\quad n'_{кр.} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}\left(\frac{E_n}{E}\right)^{0,8}. \qquad (263')$$

Кривая критических напряжений по Карману в области пластических деформаций.

Для точки K (черт. 103) кривая критических напряжений по ур-ию (263') переходит в гиперболу Эйлера при $\lambda = 100$ и $E_n = E$. Кривая критических напряжений $n'_{кр.}$ в области пластических деформаций м. б. построена, если известно E_n, по ур-ию (264). Карман предложил зависимость между E_n и $n'_{кр.}$ взять из диаграммы растяжения за пределом пропорциональности; для данного типа материала зависимость между E_n и $n'_{кр.}$ предложено считать такой же, как зависимость между E_n и $n_{раст.}$, и раз навсегда стандартной. Т. о., из диаграммы растяжения имеем при $n_{раст.} = 2\,300$ *кг/см²* $E_n = 420\,000$ *кг/см²*, т. е. $E_n : E = 0{,}2$, следовательно:

$$\psi = \left(\frac{E_n}{E}\right)^{0,8} = 0{,}38$$

и

$$\lambda^2 = \frac{\pi^2 E\psi}{n'_{кр.}} = \frac{2\,073 \cdot 10^4 \cdot 0{,}38}{2\,300} = 3\,430;$$

$$\lambda = 59.$$

Предел текучести получается при $\lambda = 40$ в точке S; поэтому на диаграмме идет горизонтальный участок, т. к. многочисленными опытами установлено, что при небольшой гибкости критическое напряжение близко к пределу текучести (черт. 103).

§ 7. Существующие формулы по продольному изгибу.

1. Ф-лы Эйлера. Для шарнирно опертых концов:

$$n_{кр.} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2};$$

для жестко заделанных концов:

$$n_{кр.} = \frac{4\pi^2 E}{\lambda^2}.$$

При этом ф-лы Эйлера действительны только в пределах упругости, что в инженерных сооружениях приводит к узким пределам применимости ф-лы Эйлера для стержней большой гибкости, мало применяемых. Однако в машиностроении, в особенности в аэропланных конструкциях, ими приходится часто пользоваться.

Ф-лы Эйлера обоснованы со всей строгостью научного анализа и значение критической нагрузки подтверждено бесчисленным количеством опытов как первого периода экспериментального изучения продольного изгиба Тетмайером, Баушингером, Консидером, так и последними, совершенными, в смысле закреплений, опытами Американской комиссии по продольному изгибу и Германским железнодорожным союзом. Последний в период 1921—1924 гг. произвел образцовые опыты в лаборатории в Далеме с закреплением стержней между ребрами призм, исключавшими в пределах возможного влияние трения. Опыты полностью подтвердили правильность диаграммы критических напряжений черт. 103 для всех гибкостей (в том числе и ветвь SK).

2. Ф-ла Энгессера—Кармана. Для пластической области деформаций вне пределов применимости ф-лы Эйлера можно пользоваться ф-лой Энгессера в обработке Гелера:

$$n'_{кр.} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}\left(\frac{E_n}{E}\right)^{0,8},$$

где E_n берется по Карману из диаграммы растяжения. Ф-ла эта называется общей ф-лой по продольному изгибу. Однако действительные колебания E_n от средней его величины должны дать отклонения действительного ломающего напряжения от критического по Энгессеру.

Карман в 1910 г. опытами над небольшими моделями стержней показал, что $n'_{кр.}$ по Энгессеру совпадают с результатами его опытов, при чем кривая критических напряжений идет от S или по SR, или, реже, по SS'.

Последнее иллюстрирует как бы второе критическое состояние стержня, т. к. в тот момент, когда сжимающая сила соответствует критической, стержень находится в неустойчивом равновесии, то перейти эту точку и получить высокие значения для $n'_{кр.}$ можно только при очень тщательной постановке опытов.

3. Ф-лы эксцентричного давления. На практике реальные стержни работают как искривленные стержни, сжимаемые силами, действующими эксцентрично.

Найдя максимальный прогиб в этом случае эксцентричного давления, по ф-лам сложного сопротивления находят полное фибровое напряжение. Приравнивая общее фибровое напряжение к пределу текучести, можно найти «опасное» сжимающее напряжение, к-рое при данном эксцентриситете и первоначальной искривленности стержня вызовет предел текучести.

Установив, что при замене первоначальной искривленности добавочным эксцентриситетом напряжения становятся больше, рассматривают

прямой стержень с увеличенным эксцентриситетом (в запас прочности) (черт. 108). Если ν—начальный эксцентриситет, то наибольшее плечо момента:

$$f=\delta+\nu=\frac{\nu}{\cos\sqrt{\frac{P}{EI}}\frac{l}{2}}.$$

Фибровое напряжение n_f:

$$n_f=\frac{M}{W}+\frac{P}{\omega}=\frac{P\nu}{W\cdot\cos\sqrt{\frac{P}{E}}\frac{l}{2}}+\frac{P}{\omega}.$$

Обозначая $\frac{P}{\omega}=n_{сж.}$ и представляя момент сопротивления $W=\frac{I}{c}=\frac{\omega r^2}{c}$, где r—радиус инерции поперечного сечения, c—расстояние до наиболее удаленного волокна, получим:

$$n_f=n_{сж.}\frac{\nu c}{r^2}\cdot\frac{1}{\cos\sqrt{\frac{P}{EI}}\frac{l}{2}}+n_{сж.}. \qquad (266)$$

Из ф-лы (266) получим:

$$n_{сж.}=\frac{n_f}{1+\frac{\nu c}{r^2}\cdot\sec\sqrt{\frac{P}{EI}}\frac{l}{2}}. \qquad (267)$$

Ф-ла (267) носит название ф-лы секанса и в американской практике при построении норм по продольному изгибу имеет большое распространение.

Ф-ла секанса дает простое, однозначное, решение, но эксцентриситет e является величиной, не всегда точно определимой; кроме того ф-ла не вполне разрешена относительно $n_{сж.}$

Предложены различные приближения, позволяющие выразить $n_{сж.}$ в явной форме.

4. Старые ф-лы по продольному изгибу. В порядке развития вопроса о продольном изгибе предлагались, пока не было серьезного экспериментального обоснования теории Эйлера, Энгессера и ф-лы секанса, различного рода ф-лы.

Одной из ф-л, не имеющих никакого научного обоснования и появившихся тогда, когда пределы применимости ф-лы Эйлера не были ясны, служила ф-ла Шварц-Ренкина или Навье:

$$n_{кр.}=\frac{K_{сж.}}{2+\mu\lambda^2},$$

где: $K_{сж.}$—временное сопротивление сжатию, μ—постоянный коэф-т: 0,00015—для чугуна, 0,0001—для стали.

Ф-лы Тетмайера. В отличие от ф-лы Ренкина, основанной на априорных положениях, ф-лы Тетмайера даны на основании многочисленных опытов, произведенных с различными строительными материалами:

1) для хвойных пород дерева при $K_{сж.}=0{,}28$ $т/см^2$ и $E=100$ для $\lambda>100$ по Эйлеру: $n_{кр.}=\frac{987}{\lambda^2}$, а для $\lambda<100$ (Тетмайер):

$$n_{кр.}=0{,}293-0{,}00194\lambda; \qquad (268)$$

2) для серого чугуна при $K_{сж.}=8$ и $E=1\,000$ для $\lambda>80$ по Эйлеру: $n_{кр.}=\frac{9\,870}{\lambda^2}$, а для $\lambda<80$ (Тетмайер):

$$n_{кр.}=7{,}76-0{,}12\lambda-0{,}00053\lambda^2; \qquad (269)$$

3) для сварочного железа при $K_{сж.}=3{,}5$:

$$n_{кр.}=3{,}03-0{,}0129\lambda\,; \qquad (270)$$

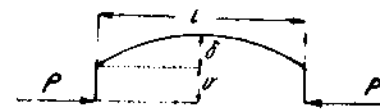
4) для литой стали, при $K_{сж.}=3{,}8$ для $\lambda<105$:

$$n_{кр.}=3{,}1-0{,}0114\lambda. \qquad (271)$$

В обработке Ясинского ф-ла Тетмайера для стали 3 при $\lambda<110$:

$$n_{сж.}=3{,}387-0{,}01483\lambda\,.$$

Соответствующая ф-ле (27) прямая Тетмайера проходит на диаграмме критических напряжений (черт. 109) ниже принятой в настоящее время кривой $n_{кр.}$—λ.



Черт. 108.

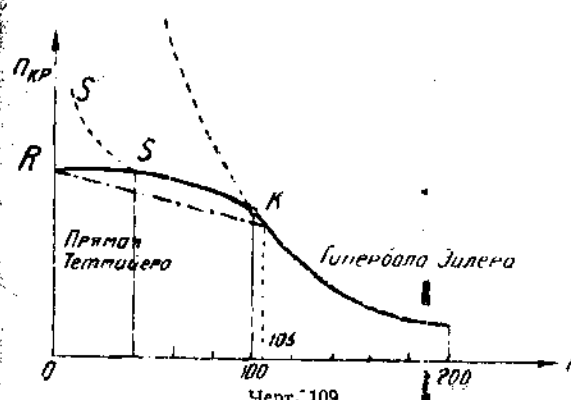
Это объясняется тем, что опыты Тетмайера были несовершенны: понижение критического напряжения произошло вследствие неизбежных эксцентриситетов.

§ 8. Германские нормы по продольному изгибу.

Коэф-т безопасности.

Во всех нормах в настоящее время считается опасным при растяжении предел текучести $n_{пр.\,т.}$

Аналогично при продольном изгибе принимают опасным критическое напряжение $n_{кр.}$



Черт. 109.

Если при растяжении допускаемое напряжение n_p:

$$n_p=\frac{1}{k}n_{пр.\,т.},$$

где k—коэф-т безопасности, то, вообще говоря, т. к. продольный изгиб является проблемой равновесия, совершенно достаточно было бы допускаемое напряжение при продольном изгибе получить при коэф-те безопасности $k>1$:

$$n_{сж.}=\frac{1}{k}n_{кр.}$$

Однако в германских нормах для стали с пределом текучести $n_{пр.\,т.}=2\,400$ *кг/см²* принимают коэф-т безопасности при продольном изгибе k от 1,71 до 3,5. Если при растяжении:

$$k=\frac{n_{пр.\,т.}}{n_p}=\frac{2\,400}{1\,400}=1{,}71,$$

то при продольном изгибе в области упругих деформаций (при $\lambda>100$) берут $k=3{,}5$, для точки $R(\lambda=0)$ — $k=1{,}71$; далее в области пластиче-

ских деформаций (черт. 109) от $\lambda=0$ до $\lambda=100$ k возрастает от 1,71 до 3,5, при чем закон возрастания, вообще говоря, неизвестный, взят в Германии гипотетически.

§ 9. Допускаемое напряжение при продольном изгибе.

Кривая коэф-та запаса.

Расчетная площадь.

Даны действующая сила P и длина бруса l; требуется определить площадь поперечного сечения ω.

В области упругих деформаций:

$$\frac{P}{\omega}=\frac{n_{кр.}}{k}=\frac{\pi^2 EI}{l^2\omega k},$$

откуда:

$$I=k\frac{Pl^2}{\pi E}.$$

В области пластических деформаций в Германии принимают след. форму зависимости:

$$\omega=\alpha P+\beta l^2, \tag{272}$$

откуда:

$$\frac{P}{\omega}=\frac{1}{\alpha}-\frac{\beta\cdot r^2}{\alpha\omega}\lambda^2,$$

где r—радиус инерции поперечного сечения.

Обозначая $\frac{\omega}{r^2}=n$, имеем:

$$n_{сж.}=\frac{1}{\alpha}-\frac{\beta}{\alpha n}\lambda^2=\alpha'-\beta'\lambda^2, \tag{273}$$

где $\alpha'=\frac{1}{\alpha}$; $\beta'=\frac{\beta}{\alpha n}$.

Коэф-ты α' и β' определяются по двум известным точкам: $\lambda=0-n_{сж.}=$ $=1\,400$ (сталь 3) и $\lambda=100-n_{сж.}=\frac{2\,073}{3,5}$.

1) $\lambda=0$; $n_{сж.}=1\,400=\alpha'=\frac{1}{\alpha}$; $\alpha=\frac{1}{1\,400}$;

2) $\lambda=100$; $n_{сж.}=\frac{2073}{3,5}=1\,400-\beta'\cdot 100^2$,

откуда:

$$\beta'=0,0808.$$

Итак, для стали 3 (русский сортамент) допускаемое напряжение при продольном изгибе в области пластических деформаций по германским нормам:

$$n_{сж.}=1\,400-0,0808\lambda^2. \tag{274}$$

Отсюда легко получить кривую $n_{сж.}$ (черт. 109) и кривую коэф-та запаса при $\lambda<100$:

$$k=\frac{n_{кр.}}{n_{сж.}}=\frac{n_{кр.}}{1\,400-0,0808\lambda^2}; \tag{275}$$

при $\lambda>100$ $k=3,5$.

По нормам германских правительственных ж. д. в качестве кривой $n_{кр.}$ установлена вместо кривой ломаная $RS'K$ (черт. 110).

Расчетную ф-лу для ω легко получим, подставляя в ур-ие (272) α и $\beta=\beta'\alpha n=0,0808\cdot\frac{1}{1\,400}n=0,0000577n$:

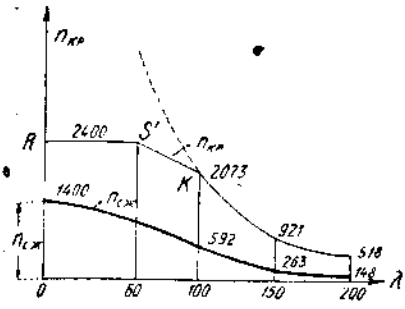
$$\omega=\frac{P}{1,4}+0,0000577nl^2, \tag{276}$$

где: $n = \frac{\omega}{r^2}$ зависит от формы поперечного сечения и оказывается постоянным для геометрических подобных профилей и для обычных прокатных профилей, l—в *см*.

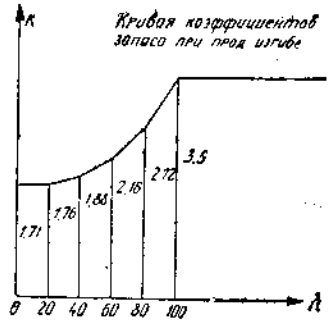
Для стали, имеющей предел текучести $n_{пр.\,т.} = 3\,120$ и допускаемое напряжение на растяжение $n_p = 1\,820$, расчетная площадь в области пластических деформаций:

$$\omega = \frac{P}{1{,}82} + 0{,}0000675\, nl^2.$$

Коэф-т запаса $k > 1{,}71$ при продольном изгибе обусловлен в германских нормах неоднородностью строительных материалов, неточностью профилей и их изготовлением.



Черт. 110.



Черт. 111.

Коэф-т уменьшения допускаемого напряжения на продольный изгиб φ получается из ф-лы:

$$n_{сж.} = \varphi \cdot n_{p.};\ \varphi = \frac{n_{сж.}}{n_{p.}} = \frac{n_{сж.}}{1\,400},$$

где $n_{сж.}$ берется из диаграммы черт. 110, $n_{p.} = 1\,400$ для стали 3.

Табл. 48. Значения φ и $\frac{1}{\varphi}$ для стали 3.

λ	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
φ	1,0	0,99	0,98	0,95	0,91	0,86	0,79	0,72	0,63	0,53	0,42
$\frac{1}{\varphi}$	1,0	1,01	1,02	1,05	1,09	1,18	1,26	1,39	1,59	1,89	2,38

λ	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200
φ	0,35	0,29	0,25	0,22	0,19	0,16	0,14	0,13	0,12	0,11
$\frac{1}{\varphi}$	2,86	3,45	4,0	4,55	5,25	6,25	7,14	7,7	8,33	9,09

Для железобетонных колонн по германским нормам 1925 г. принимается:

а) для квадратных или прямоугольных сечений при:

$h:s=$	15	20	25
$\frac{1}{\varphi}=$	1	1,25	1,75

b) для колонн в обмотке при:

$h:s=$	13	20	25
$\frac{1}{\varphi}=$	1	1,7	2,7

где h—высота, s—наименьший размер поперечного сечения.

§ 10. Единые нормы СССР по продольному изгибу.

А. Для металла.

Коэф-ты продольного изгиба берутся согласно табл. 49, где φ—коэф-т уменьшения допускаемого напряжения и $k_l=\frac{1}{\varphi}$.

Табл. 49.

$\lambda=\frac{l}{r}$	Чугун		Сталь 3		Сталь 5		Спец. сталь	
	φ	$k_l\frac{1}{\varphi}$	ψ	k_l	φ	k_l	φ	k_l
0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
10	0,97	1,03	0,99	1,01	0,99	1,01	0,99	1,01
20	0,91	1,10	0,97	1,03	0,97	1,03	0,97	1,03
30	0,81	1,23	0,935	1,07	0,935	1,07	0,935	1,07
40	0,69	1,45	0,893	1,12	0,893	1,12	0,893	1,12
50	0,57	1,75	0,840	1,19	0,840	1,19	0,840	1,19
60	0,44	2,27	0,798	1,25	0,798	1,25	0,798	1,25
70	0,34	2,94	0,741	1,35	0,730	1,37	0,730	1,37
80	0,26	3,84	0,683	1,47	0,652	1,53	0,630	1,59
90	0,20	5,00	0,626	1,60	0,572	1,75	0,542	1,84
100	0,16	6,25	0,568	1,76	0,489	2,04	0,439	2,28
110	—	—	0,511	1,96	0,430	2,32	0,363	2,75
120	—	—	0,453	2,20	0,358	2,79	0,305	3,27
130	—	—	0,396	2,52	0,317	3,15	0,261	3,82
140	—	—	0,355	2,82	0,289	3,46	0,240	4,16
150	—	—	0,316	3,16	0,256	3,90	0,214	4,68
160	—	—	0,289	3,46	0,237	4,22	0,193	5,16
170	—	—	0,270	3,70	0,216	4,62	0,180	5,55
180	—	—	0,236	4,23	0,200	5 00	0,154	6,46
190	—	—	0,218	4,57	0,191	5,24	0,145	6,90
200	—	—	0,191	5,24	0,173	5,78	0,136	7,35

Б. Для бетонных сооружений.

При осевом сжатии в случае $3\leqq\frac{l}{h}\leqq 10$ расчетная нагрузка повышается в зависимости от отношения $\frac{l}{h}$ или $\frac{l}{d}$ умножением на коэф-т $k_l=1:\left(0{,}4+\frac{2h}{l}\right)$.

Значения k_l, соответствующие $l:h$ от 3 до 10 и $l:d$ от 2,5 до 9, даются в табл. 50.

Табл. 50.

$\frac{l}{h}$	3	4	5	6	7	8	9	10
$\frac{l}{d}$	2,5	3,4	4,2	5,3	6,3	7,0	8,0	9,0
k_l	1,00	1,11	1,26	1,36	1,46	1,54	1,61	1,67

l—расчетная длина в *см*; h—наименьшая сторона прямоугольного сечения в *см*; d — диаметр круглого сечения в *см*.

В. Для железобетонных сооружений.

При осевом сжатии коэф-т k_l приведения к основному допускаемому напряжению при $\frac{l}{h} > 14$ берется из табл. 51, составленной по ф-ле:

$$k_l = 7{,}9268 + 0{,}000139 \left(\frac{l}{r_u}\right)^2.$$

Табл. 51.

$\frac{l}{h}$	Процентное содержание железа				
	1%	1,5%	2%	2,5%	3%
16	1,110	1,095	1,042	1,072	1,062
18	1,212	1,193	1,197	1,163	1,152
20	1,326	1,302	1,282	1,266	1,251
22	1,452	1,423	1,399	1,379	1,361
24	1,590	1,555	1,527	1,503	1,482
26	1,740	1,699	1,666	1,637	1,613
28	1,902	1,854	1,815	1,933	1,755
30	2,076	2,021	1,977	1,939	1,907

Здесь l—расчетная длина сжатого элемента, h—наименьшая сторона прямоугольного сечения, r_u—радиус инерции сечения железобетонного элемента, получающегося из r_u^0 невооруженного элемента по ф-ле:

$$r_u = r_u^0 \cdot \frac{1 + 26{,}88\alpha}{1 + 14\alpha},$$

где α—коэф-т армирования, т. е. отношение сечения $f_{эк.}$ продольной арматуры к сечению F невооруженного элемента, или $\alpha = \frac{f_{эк.}}{F}$.

Г. Для камня.

Допускаемые напряжения при осевом сжатии отдельно стоящих столбов и стен из кладки, а также и др. частей каменных сооружений, имеющих отношение высоты к наименьшему поперечному размеру свыше 3,5, снижаются. Коэф-т приведения k_l, на к-рый множится основное допускаемое напряжение, определяется по ф-ле:

$$k_l = 1 : \left(0{,}40 + \frac{2h}{l}\right),$$

где: h—толщина стены или наименьший размер поперечного сечения столба, l—высота стены или столба.

При переменной толщине h отношение $\frac{h}{l}$ определяется по среднему l. При непрямоугольной форме поперечного сечения в отношение $\frac{l}{h}$ вставляется $h = 3{,}46 r_{мин.}$, где $r_{мин.}$—наименьший радиус инерции.

Отношение $\frac{l}{h}$ не должно быть больше 10.

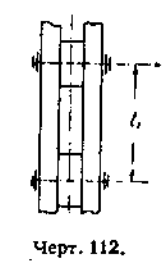
Д. Для дерева.

Сжатые части поверяются на продольный изгиб, при чем в этом случае расчетная площадь сечения F уменьшается умножением ее на коэф-т φ для сечения, состоящего из одного целого бруска, а для сечения, составленного, напр., из двух досок (черт. 112), при поверке на продольный изгиб относительно оси xx — на φ_x и относительно оси yy — на $\varphi_1\varphi_y$.



За расчетную площадь при поверке на продольный изгиб принимаются: 1) $F_{бр.}$ всего сечения, если ослабление в месте наибольших напряжений при изгибе меньше 25% всего сечения, или 2) $^4/_5 F_{нет.}$ всего сечения при ослаблении в этом месте более 25%.

В случае несимметричного ослабления сечения обязательно учитывается изгибающий момент от эксцентричности.



Черт. 112.

Коэф-ты φ определяются в зависимости от гибкости сжатой части $\frac{l'}{r}$ по ф-лам:

$$\varphi = 1 - 0{,}0069\frac{l'}{r} \quad \text{при } \frac{l'}{r} \text{ от 5 до 100}$$

и

$$\varphi = \frac{E\pi^2}{kn_0\left(\frac{l'}{r}\right)^2} \quad \text{при } \frac{l'}{r} > 100,$$

где: l'—расчетная длина сжатой части, получаемая умножением действительной длины части l на коэф-ты: 2—если один конец защемлен, а другой свободный; 1—если оба конца шарнирно закреплены; 0,8—если один конец защемлен, а другой шарнирно закреплен; 0,65—если оба конца защемлены; r—радиус инерции относительно оси наименьшего момента инерции (оси xx, yy или y_1y_1); E—модуль упругости вдоль волокон=110 000 $кг/см^2$ при сухом лесе, 90 000 $кг/см^2$—при полусухом, 70 000 $кг/см^2$—при сыром; n_0—допускаемое напряжение на сжатие вдоль волокон; k—коэф-т надежности = 4,5.

Для составного сечения φ_x определяется по $\frac{l'_x}{r_x}$, φ_y — по $\frac{l'_y}{r_y}$ и φ_1—по $\frac{l'_1}{r_1}$, где l'_x и l'_y —расчетные длины всей части при изгибе относительно оси xx и соответственно оси yy; $l'_1 = l_1 \sim$ расстояние между связями (прокладками) в составных стержнях и r_1—радиус инерции сечения одной доски, входящей в составное сечение, относительно оси y_1y_1. Длина l_1 должна быть назначена так, чтобы гибкость $\frac{l_1}{r_1}$ была меньше или равна наибольшей гибкости всего сечения относительно оси xx и yy.

Коэф-ты φ и $k_l = \frac{1}{\varphi}$ (см. табл. 52).

Табл. 52.

$\frac{l'}{r}$	φ	k_l	$\frac{l'}{r}$	φ	k_l	$\frac{l'}{r}$	φ	k_l
5	0,966	1,035	40	0,724	1,381	80	0,448	2,232
10	0,931	1,074	50	0,655	1,527	90	0,379	2,639
20	0,862	1,160	60	0,586	1,706	100	0,310	3,226
30	0,793	1,261	70	0,517	1,898			

Эти коэф-ты (для гибкости до 100) не зависят от величины основного напряжения и могут применяться для всех случаев и для всех пород леса.

При гибкости более 100 допускаемое напряжение на сжатие при продольном изгибе, т. е. φn_0, зависит только от гибкости и модуля упругости. Величина этих напряжений дана в табл. 53. Для нахождения, в случае надобности, коэфта φ данное для соответствующей гибкости допускаемое напряжение делится на n_0, установленное для данного случая.

Независимо от расчета на устойчивость по коэф-там φ должен быть произведен расчет на крепость по наименьшей F_{netto} без φ.

Табл. 53. Допускаемые напряжения на сжатие при продольном изгибе для сухого леса в *кг/см²*.

$\frac{l'}{r}$	φn_0	$\frac{l'}{r}$	φn_0	$\frac{l'}{r}$	φn_0
101	24	120	17	140	12
110	20	130	14	150	11

Динамические напряжения и колебания.

Естественным состоянием для всякого сооружения, машины, механизма и их частей считаем их движение, динамику. Вопросы динамики в строительной механике едва только начаты разработкой, тогда как статика сооружений развилась более или менее полно. Если в капиталистических странах создание «динамики сооружений» принято считать актуальной задачей, то тем более у нас этот вопрос должен стать боевым, его надо немедленно включить в порядок сегодняшнего дня соответствующим втузам, исследовательским институтам, высшим научным учреждениям.

В этой главе разбираются нек-рые материалы к этому обширному вопросу, именно: о динамических характеристиках нагрузок, динамическом эффекте, сказывающемся на сооружении, о влиянии инерционных сил, колебаниях упругих систем и ударе.

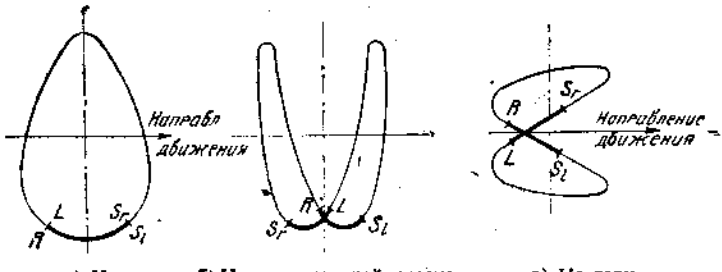
§ 1. Динамические нагрузки и эффекты.

В отличие от статически приложенных нагрузок, т. е. таких, когда они предполагаются возрастающими от 0 до конечного значения при постоянном уравновешении их внутренними силами, внезапно приложенная нагрузка—у д а р—является одним из видов динамических нагрузок. Вместе с этим удар надо рассматривать и как одну из характеристик всякой конкретной подвижной нагрузки, будь то поезд, отдельный человек, толпа, ветер.

Реальная подвижная нагрузка при всем своеобразии каждого ее отдельного вида имеет все же такие общие черты: она синтезируется из множества переменных по величине и направлению, меняющихся во времени сил,

Изменяются и точки приложения этих сил. В большинстве случаев силы эти периодически повторяют свое воздействие по тому или иному закону. Об ударе сказано выше. Необходимо еще отметить фактор большей или меньшей длительности воздействия такой прерывно приложенной периодической нагрузки, способной вызвать в сооружении колебания.

Если рассмотреть даже только элемент динамической нагрузки, напр., паровоз или отдельного человека, то мы находим, что центр тяжести этого элемента скачкообразно перемещается, описывая пространственные траектории; здесь сказывается влияние взаимного перераспределения масс, составляющих элемент, переменное воздействие (для паровоза) вертикальной составляющей давления пара, колебания частей элемента и элемента в целом, виляние и качание их. Мы обнаруживаем ускорения движения центра тяжести, а следовательно, и инерционные силы (в паровозе, напр., силы избыточных противовесов), удары (для ж. д. от наличия, напр., стыков, неисправностей пути и подвижного состава), то перегрузку, то разгрузку



а) На плоскости ходьбы. б) На вертикальной плоскости, перпендикулярной к плоскости ходьбы. в) На горизонтальной плоскости.

Черт. 113. Проекции относительной траектории ц. т. человека.

сооружения; известно. напр., что при беге человек часть времени (до 20%) находится в воздухе. Явление осложняется при совместном действии ряда элементов нагрузки. Новым осложняющим фактором явится изменение скорости движения нагрузки.

Нельзя думать, что сказанным вполне очерчивается хотя бы в общих чертах характеристика динамических нагрузок. Можно еще раз подчеркнуть необходимость получения развернутых характеристик основных нагрузок в результате постановки опытных, теоретических исследований, обобщения и взаимной увязки тех и других; необходимо иметь анализ действующих нагрузок вместе с правильной картиной их синтеза.

На черт. 113 даны проекции на три взаимно перпендикулярные плоскости траектории центра тяжести идущего человека. Динамика движения человека изучалась германским ученым О. Фишером, в книге к-рого «Der Gang des Menschen» приведен этот чертеж. L—начало касания пола левой ногой, R—правой, S_l и S_r—начало отделения ноги от пола.

Из опытов Фишера, сопровождающихся подсчетом трех слагающих силы инерции соответственно трем координатным осям, следовало, что динамическое нарастание нагрузки сверх статического составило: по вертикали до 40%, по горизонтали вдоль движения—до 30%, по горизонтали поперек движения—до 15%.

Необходимо сейчас же отметить, что при оценке того или иного эффекта, полученного в результате опыта, необходимо иметь в виду не только динамические характеристики нагрузок, но и динамические характеристики

сооружения, к к-рым отнесем: собственные колебания сооружения, его пролет, соотношение между весами нагрузки и сооружения, способность последнего воспринимать вынужденные колебания, соразмерность периода вынужденных колебаний с периодом собственных колебаний. Свое влияние на динамический эффект оказывают также: действительное состояние сооружения и его частей (узлов, опор, связей и пути), возраст его, качество материала, качество производства работ и др. Наконец все наши подсчеты будут тем достовернее, чем меньше наши расчетные схемы будут разниться от действительных. Укажем, что капитальные работы Фишера (W. Braun und O. Fischer, Bd. I—VI, 1895—1904 гг.) до сих пор не утратили своего значения, использовались и используются последующими исследователями.

Примитивные опыты американских инженеров (1913 г.) дали такие результаты: динамический коэф-т нагрузки (отношение динамического вертикального давления одного человека к статическому) при быстром поднятии человека, сидящего на корточках, составил 1,66, при внезапном вставании с места человека, сидящего на корточках,—1,79.

Опыты для определения воздействия одного человека на балку, поставленные в 1926 г. НТК НКПС, привели к таким выводам: ближе остальных нагрузок приближались к статической ходьба и бег мелкими, семенящими, шагами; обычная ходьба вызывала приращение давления сравнительно со статикой на 40%, быстрая ходьба — до 100%; при беге динамические коэф-ты достигали величины 1,67; они были различны в зависимости от скорости и ритма, возрастая с повышением скорости; возвышение, имеющееся на пути ходьбы, вызывало новый рост динамических коэф-тов; при прыжке человека вверх с обратным падением на то же место динамический коэф-т достиг 3,32.

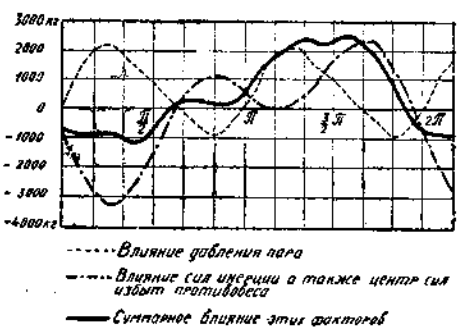
Относительно динамического воздействия толпы та же организация в результате опытов 1926 г. дала заключения: нагрузка толпой не только при движении в ногу, но и при ходьбе и беге вольным шагом имела периодический характер; динамический коэф-т тем меньше, чем меньше людей входило в состав толпы. Отсюда был вывод: с увеличением расчетного отверстия динамический коэф-т вертикальной нагрузки должен уменьшаться; он возрастал с увеличением скорости движения толпы; от среднего значения 1,70—1,85 он при беге поднимался до 2,0—3,0 (верхние пределы касаются ходьбы и бега в ногу); шаг на месте и бег на месте не вызывали продольных горизонтальных сил и колебаний, к-рые появлялись лишь при поступательном движении при беге меньших размеров, чем при ходьбе, однако—возрастая с увеличением скорости ходьбы; поперечные горизонтальные колебания возникали и при движении на месте; они возрастали по мере перехода от шага к бегу и по мере увеличения скорости движения.

Динамический коэф-т прогиба при проезде по 46-метровому мосту трехтонной фуры на двух лошадях Hawranek (1914 г.) определил в 2,0; толпа того же веса вызывала у него прогиб вдвое больший, чем эта фура. Здесь однако очень важное значение имеет соотношение между ритмом ударов нагрузки (копыт лошадей) и периодом собственных колебаний строения: при их взаимной близости динамические коэф-ты могут достигнуть катастрофических значений, а явления резонанса могут привести сооружение к разрушению.

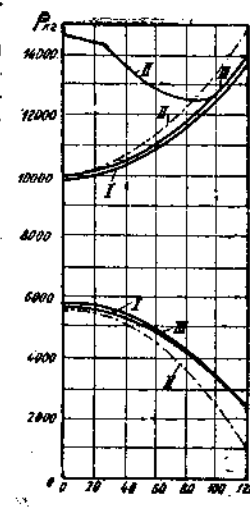
Работы по изучению динамического эффекта паровоза, начатые у нас в 1905 г. проф. Н. П. Петровым, привели к таким результатам в 1914 г.: для паровозов разных серий были получены величины динамической реакции колеса на рельс и ее составляющих в функции от скорости и от угла поворота кривошипа; были составлены «паспорта» для паровозов, откуда могут быть взяты максимальные и минимальные значения этой реакции. Приводим графики зависимостей давления колеса от угла поворота кривошипа

(черт. 114) и от скорости движения (черт. 115). Графики эти фиксируют первые шаги по пути изучения динамики паровоза.

На черт. 115 римские цифры указывают номера движущих осей; ось *II* — ведущая, остальные — спаренные; пунктир соответствует реакции ведущей оси при закрытом регуляторе. Соответству-



Черт. 114. Зависимость слагающих сил реакции от угла поворота кривошипа (паровоз серии 1—3—1 С; $v = 110$ км/час).

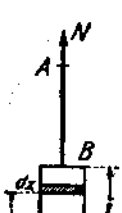


Черт. 115. Реакция колес паровоза серии 1—3—1 С

ющие величины статических давлений колес этого паровоза: для *I* и *II* осей—7 850 *кг*, для *III* оси—7 900 *кг*.

§ 2. Влияние сил инерции.

Способ решения нижеприведенных задач заключается в том, что, предполагая (первоначально) исследуемые тела абсолютно твердыми, определяют ускорения их движения и силы инерции; после сложения этих последних с силами, действующими на тело, суммарные напряжения рассчитывают по правилам статики.



Черт. 116.

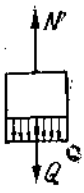
Пример 1. Движение тела весом P вверх под действием силы N, приложенной в точке A (черт. 116). При равномерном поднятии на элемент dx действует лишь сила тяжести $\int_0^x p \cdot dx = p \cdot x$, где p—вес единицы длины тела. При равноускоренном движении с ускорением a к силе $p \cdot x$ (направленной вниз) добавляется сила инерции (того же направления), равная: $\int_0^x \frac{p \cdot dx}{g} \cdot a = \frac{p \cdot x}{g} a$, где g—ускорение свободного падения. Итак, в сечении на уровне элемента dx действует растягивающая сила: $P_x = px + px\frac{a}{g}$; в сечении B: $P_B = pl + pl\frac{a}{g}$; при равнозамедленном движении вторые члены принимают знак минус. Напряжения будут получены делением сил на площадь сечения и будут отличаться от напряжений при статической нагрузке тем больше, чем больше ускорение a. В случае опускания груза P соответственно меняются направления сил инерции, а следовательно, и знак в выражениях для сил.

Пример 2. В лифте поднимается груз Q с постоянным ускорением a (черт. 117). Определим давление на площадку, пренебрегая собственным весом лифта.

По предыдущему помимо статического давления, равного Q, воздействует и сила инерции $\frac{Q}{g} \cdot a$; суммарное давление равно: $Q + \frac{Q}{g} a$.

Пример 3. Напряжение во вращающемся кольце (черт. 118). Ось вращения, проходя через центр кольца, перпендикулярна его плоскости. Называя: r—средний радиус кольца, $\frac{v}{r} = \omega$—постоянная угловая скорость вращения, p—вес единицы длины кольца и g—ускорение силы тяжести, имеем: сила инерции на единицу длины кольца:

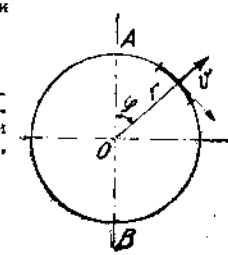
$$i = \frac{p}{g} \cdot \frac{v^2}{r} = \frac{p}{g} \omega^2 r.$$



Черт. 117.

Сила эта направлена по радиусу (центробежная). Для определения величины растягивающей силы разрезаем по диаметру кольцо и проектируем все инерционные силы на ось, перпендикулярную сечению; имеем:

$$N = \int_0^{\pi} i \cdot r \cdot \sin\varphi \cdot d\varphi = r \cdot \frac{p \cdot v^2}{g \cdot r} = \frac{pv^2}{g},$$



Черт. 118.

откуда растягивающее напряжение:

$$n = \frac{N}{F} = \frac{\gamma \cdot v^2}{g},$$

где γ—вес единицы объема кольца и F—площадь сечения.

Последняя ф-ла позволяет подсчитать напряжения, напр., для стали ($\gamma = 7{,}86$ $г/см^3$):

при v $м/сек$	$= 25$	50	100	150	200	400 $м/сек$
при n $кг/см^2$	$= 50$	200	800	1800	3 200	12 800 $кг/см^2$

Для возможности достижения больших окружных скоростей приходится обращаться к дискам из специальных сталей.

Пример 4. Кольцо вращается вокруг оси AB, лежащей в его плоскости (черт. 118). Сила инерции на единицу длины кольца:

$$i_1 = \frac{p}{g} \cdot \omega^2 r \cdot \sin\varphi = i \cdot \sin\varphi,$$

где φ—угол отклонения единицы длины от оси вращения. Растягивающая сила в сечениях A и B:

$$N = \int_0^{\frac{\pi}{2}} i_1 \cdot r \cdot d\varphi = \frac{p}{g} \cdot \omega^2 r^2 = i \cdot r.$$

Изгибающий момент M_0 в вертикальных сечениях определим, разрезая кольцо в A и перенося внутренние усилия в упругий центр (EI полагаем постоянным):

$$M_0 = -\frac{\frac{1}{EI}\int_0^s \overline{M} \cdot M_p \cdot ds}{\frac{1}{EI}\int_0^s \overline{M}^2 \cdot ds} + N \cdot r;\ \overline{M} = 1;\ M_p = 2i \cdot r^2 \cdot \sin^4\frac{\varphi}{2},$$

откуда:

$$M_0 = -\frac{\frac{3}{2}\pi \cdot i \cdot r^2}{2\pi \cdot r} + i \cdot r^2 = \frac{i \cdot r^2}{4}.$$

Увеличение горизонтального диаметра (и уменьшение вертикального) выразится так:

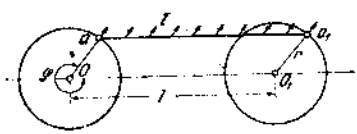
$$\delta = \frac{i \cdot r^4}{6EI}.$$

Пример 5. Найти изгибающий момент в спарнике паровоза (черт. 119) при постоянной угловой скорости вращения колес ω. Силы инерции равномерно распределены по длине спарника, направлены параллельно оси кривошипа ($oa \parallel o_1a_1 \parallel i$) и равны

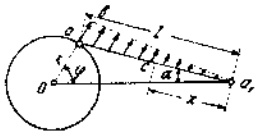
на единицу длины: $i = \frac{p}{g}\omega^2 \cdot r$. Складывая влияние сил инерции (i) с влиянием собственного веса (p), получим:

$$M_{max} = \frac{i \cdot \sin\varphi}{8} \cdot l^2 + \frac{pl^2}{8} = \frac{pl^2}{8}\left(\frac{\omega^2 \cdot r}{g} \cdot \sin\varphi + 1\right).$$

Наибольший максимум имеем при самом нижнем положении спарника $\left(\varphi = \frac{\pi}{2}\right)$; чтобы численно оценить влияние сил инерции, зададимся: $r = 0{,}50$ м, $\omega = 8\pi$ (4 оборота в сек); $\varphi = \frac{\pi}{2}$; тогда $M_{max} \cong \frac{pl^2}{8}(32+1)$; следовательно, напряжения будут в 33 раза больше статических, если площадь поперечного сечения спарника по длине постоянна.



Черт. 119.



Черт. 120.

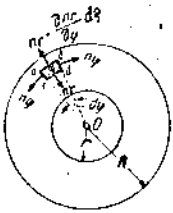
Пример 6. Найти изгибающий момент в шатуне паровоза (черт. 120).

Делаем допущение, что силы инерции по длине шатуна меняются по закону треугольника aba_1. Компонента силы инерции, перпендикулярная оси шатуна, на единицу длины для точки c будет равна:

$$i_1 = \frac{p}{g} \cdot \omega^2 \cdot r \cdot \frac{x}{l} \cdot \sin(\varphi + \alpha) = i \cdot \frac{x}{l} \cdot \sin(\varphi + \alpha).$$

Максимум изгибающего момента от сил инерции будет в сечении с координатой $x = \frac{l}{\sqrt{3}}$ при $\sin(\varphi + \alpha) = 1$:

$$M_{max} = \frac{1}{9 \cdot \sqrt{3}} \cdot l \cdot i^2.$$



Черт. 121.

Пример 7. Напряжения от сил инерции в диске с круговым вырезом внутри, вращающемся вокруг оси O с угловой скоростью ω (черт. 121). Допускаем, что напряжения в диске не меняются по толщине, к-рая введена в ф-лы равной единице. В выделенном двумя радиальными и двумя круговыми сечениями элементе $abcd$ имеют место лишь нормальные напряжения n_r и n_φ, величина к-рых определяется, как и в задаче Ляме. Называя γ вес единицы объема и ρ—расстояние элемента от центра диска, имеем:

сила инерции:

$$i_1 = \frac{\gamma \cdot \omega^2 \cdot \rho}{g} \cdot \rho \cdot d\varphi \cdot d\rho \cdot 1 = i \cdot d\varphi \cdot d\rho,$$

уравнение равновесия:

$$n_r + \rho \cdot \frac{\partial n_r}{\partial \rho} - n_\varphi + i = 0; \quad n_\varphi = \frac{E}{1-\sigma^2}\left(\frac{\Delta}{\rho} + \sigma \cdot \frac{\partial \lambda}{\partial \rho}\right); \quad n_r = \frac{E}{1-\sigma^2}\left(\frac{\partial \Delta}{\partial \rho} + \sigma \cdot \frac{\Delta}{\rho}\right).$$

Два последних ур-ия суть выражения напряжений для случая растяжения по двум взаимно перпендикулярным направлениям; в них σ—Пуассоново отношение, а φ—деформация (радиальное перемещение) точки диска, отстоящей от центра на ρ; первое ур-ие получено проектированием сил на радиус Oa.

Решение этих ур-ий дает:

если обозначить: $v = \omega \cdot R$; $\alpha = \frac{r}{R}$; $\psi = \frac{\rho}{R}$;

$$n_\varphi = \frac{\gamma v^2}{g} \cdot \frac{3+\sigma}{8}\left[-\frac{1+3\sigma}{3+\sigma} \cdot \psi^2 + 1 + \alpha^2 + \frac{\alpha^2}{\psi^2}\right];$$

$$n_r = \frac{\gamma v^2}{g} \cdot \frac{3+\sigma}{8}\left[-\psi^2 + 1 + \alpha^2 - \frac{\alpha^2}{\psi^2}\right].$$

Исследование ф-л:
$n_r = 0$ при $\phi = \alpha$ или $\phi = 1$, т. е. на внешних и внутренних контурах диска; будучи всегда положительным (растяжение), n_r достигает максимума при $\psi = \sqrt{\alpha}$:

$$max\ n_r = \frac{\gamma v^2}{g} \cdot \frac{3+\sigma}{8}(1-\alpha)^2;$$

n_φ — также всегда положительно и достигает максимума при $\omega = \alpha$:

$$max\ n_\varphi = \frac{\gamma v^2}{g} \cdot \frac{3+\sigma}{4}\left(1 + \frac{1-\sigma}{3+\sigma} \cdot \alpha^2\right).$$

Диск надо рассчитывать на $max\ n_\varphi$, что больше $max\ n_r$
Если r близко к R ($\alpha \cong 1$), то:

$$max\ n_\varphi \cong \frac{\gamma v^2}{g}\ (\text{см. пример 3}).$$

При r небольшом, пренебрегая α, получим:

$$max\ n_\varphi = \frac{\gamma v^2}{g} \cdot \frac{3+\sigma}{4}.$$

Пример 8. Напряжения во вращающемся сплошном диске. Уравнения примера 7 остаются в силе; в виду других условий «по концам», определяющих постоянные интегрирования, получаем:

$$n_\varphi = \frac{\gamma v^2}{g} \cdot \frac{3+\sigma}{8}\left(-\frac{1+3\sigma}{3+\sigma}\psi^2 + 1\right);\quad n_r = \frac{\gamma v^2}{g} \cdot \frac{3+\sigma}{8}(-\psi^2 + 1).$$

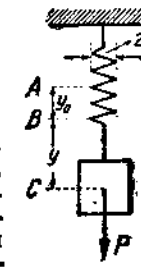
Оба напряжения положительны всегда; при $\psi = 0$:

$$max\ n_\varphi = max\ n_r = \frac{\gamma v^2}{g} \cdot \frac{3+\sigma}{8}.$$

Сравнивая с последней ф-лой примера 7, видим, что наличие малого отверстия удваивает напряжения в диске.

§ 3. Колебания упругих систем и удар.

Будем различать собственные (или свободные) колебания системы, естественной формой к-рых являются затухающие колебания, и вынужденные колебания, происходящие в тот отрезок времени, когда возбуждающая колебания причина воздействует на систему, изменяя при этом характер ее естественных колебаний.



Черт. 122.

Свободные колебания.

А. Рассмотрим колебания груза, подвешенного на пружине (черт. 122). Уровень C—положение центра тяжести колеблющегося груза в данный момент, уровень B—положение его до начала колебаний, уровень A—положение ц. т. груза до нагружения пружины. Пренебрежем весом пружины. Упругую реакцию пружины считаем пропорциональной опусканию груза и назовем: $-k(y_0 + y)$;

сила инерции при колебании $= -\frac{P}{g}y''$, где $y'' = \frac{d^2y}{dt^2}$;

ур-ие движения:

$$P - k(y_0 + y) - \frac{P}{g}y'' = 0.$$

При статическом равновесии (уровень B) $P = ky_0$. Вводя кроме этого $a^2 = \frac{g}{P}k\ \left(= \frac{g}{y_0}\right)$, получим:

$$y'' + a^2 y = 0.$$

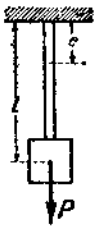
Таково диференциальное ур-ие колебания груза. Общий его интеграл:

$$y = C_1 \cdot \cos at + C_2 \cdot \sin at.$$

Если задаться, что при $t=0$, $y=0$ и v_0—скорость, сообщенная в начале колебаний, то найдем: $C_1=0$, $C_2=\frac{v_0}{a}$ и $y=\frac{v_0}{a}\cdot\sin at$ и $y'=v_0\cdot\cos at$.

Амплитуда колебаний: $A=\frac{v_0}{a}=v_0\sqrt{\frac{y_0}{g}}=\frac{T}{2\pi}v_0$ (см. ниже).

Полный период колебаний отвечает периоду изменений sin и cos, т. е. изменению величины at от 0 до 2π; $a\cdot T=2\pi$, откуда период колебаний: $T=\frac{2\pi}{a}=2\pi\sqrt{\frac{y_0}{g}}$, где a—частота колебаний.



Черт. 123.

Б. Последняя ф-ла очень важна; она тождественна с ф-лой для колебаний математического маятника, длина к-рого равна упругой статической деформации y_0 разбираемой системы; она остается верной как для пружины ($y_0=\frac{P\cdot R^3\cdot 2\pi\cdot n}{g\cdot I_p}$, где R—радиус витка, n—число их, $G=\frac{2}{5}E$—модуль кручения, I—полярный момент инерции сечения пружины), так и для любой упругой системы с одной степенью свободы; напр. (черт. 123), если груз подвешен на стержне (весом стержня пренебрегаем), вместо y_0 в ту же ф-лу для T подставим $\frac{P\cdot l}{E\omega}$, где E—модуль продольной упругости, ω—площадь поперечного сечения.

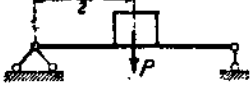
В случае балки на двух опорах, нагруженной в средине (черт. 124), $y^0=\frac{P\cdot l^3}{48EI}$. Для балки, заделанной одним концом (черт. 125), нагруженной на другом конце, $y_0=\frac{P\cdot l^3}{3EI}$. В обоих последних случаях I—момент инерции сечения балки.

В. Если хотим учесть **собственные веса** колеблющихся систем, то, как это следует из примерных расчетов по способу Рэлея, нужно в указанных для y_0 ф-лах вместо P подставлять, назвав q вес единицы длины:

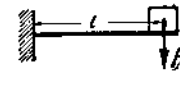
в случае стержня: $P+\frac{ql}{3}$;

в случае балки на двух опорах: $P+\frac{17}{35}ql$;

в случае балки, заделанной одним концом: $P+\frac{33}{140}ql$.



Черт. 124.



Черт. 125.

Указанный только что способ Рэлея основан на подсчете энергии колеблющейся системы; потенциальная и кинетическая энергии, меняясь по величине каждая порознь, в сумме сохраняются, если пренебречь сопротивлениями и рассеянием энергии; делается предположение о возможном типе колебаний, выводится соотношение между перемещением точек системы и подсчитывается живая сила от собственного веса. Напр., в случае стержня с грузом:

Потенциальная энергия:

$$\frac{k(y+y_0)^2}{2}-P\cdot y,\ \text{где}\ k=\frac{P}{y_0};$$

живая сила груза:

$$\frac{P}{2g}(y')^2.$$

В итоге: $\frac{ky^2}{2}+\frac{P}{2g}(y')^2=-\frac{ky_0^2}{2}=\text{Const.}$ после дифференцирования по t:

$\frac{P}{g}y''+k\cdot y=0$ (тождественно с выведенным ранее).

Полагаем, что тип колебаний будет тот же, что и ранее теоретически полученный, если масса стержня не велика сравнительно с массой груза (хотя следует заметить, что даже при отношении первой массы ко второй близком к 2 ошибка достигает лишь 3%). Перемещение любой точки стержня выразится:

$$u=\frac{y}{l}\cdot c.$$

Живая сила стержня:

$$\int_0^l\frac{q\cdot dc}{2g}\left(\frac{y'c}{l}\right)^2=\frac{q(y')^2}{2gl^2}\cdot\int_0^l\left(\frac{c^2}{3}\right)=\frac{ql}{3g}\cdot\frac{(y')^2}{2}.$$

Общая живая сила системы:

$$\frac{(y')^2}{2g}\left(P+\frac{ql}{3}\right),$$

что и указывалось выше.

При желании иметь точные ответы надо обратиться к решению дифференциальных ур-ий в частных производных.

Г. Если $P=0$, то период **собственных колебаний**, напр., для балки на двух опорах (случай, особенно интересующий мостовиков), будет приближенно:

$$T=2\pi\sqrt{\frac{\frac{17}{35}ql\cdot l^3}{48EIg}}=\frac{2\pi\cdot l^2}{9{,}94}\sqrt{\frac{q}{EI\cdot g}},$$

а точно:

$$T=\frac{2l^2}{\pi}\sqrt{\frac{q}{EI\cdot g}};$$

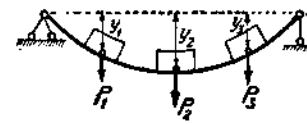
разница меньше 1% при скорости распространения волны:

$$v=\frac{2l}{T}=\frac{\pi}{l}\sqrt{\frac{EIg}{q}}.$$

Возвращаясь к ф-ле $T=2\pi\sqrt{\frac{y_0}{g}}$, отметим, что число колебаний в минуту:

$$m=\frac{60}{T}=\frac{60\sqrt{g}}{2\pi\sqrt{y_0}}\simeq\frac{300}{\sqrt{y_0}},$$ где y_0 в *см*.

Для схемы, приведенной на черт. 126, период колебаний приближенно можно подсчитать по ф-ле:



Черт. 126.

$$T=2\pi\sqrt{\frac{\Sigma P\cdot y^2}{g\cdot\Sigma P\cdot y}}$$

(к-рая согласуется с предыдущей в случае одного груза посредине). К такой схеме приводят вал, когда решают вопрос о нахождении критической скорости, т. е. такой, для к-рой число оборотов в минуту равняется числу колебаний. Это последнее найдем по ф-ле:

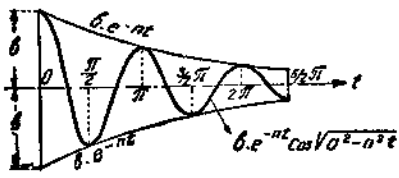
$$m=300\sqrt{\frac{\Sigma P\cdot y}{\Sigma P\cdot y^2}},$$

где y — в *см*.

Д. Опыты 1927 г., поставленные НТК НКПС, привели исследователей к таким выводам: мост колеблется, повидимому, как монолитное сооруже-

ние, обладающее одной степенью свободы; решающим фактором в величине периода колебаний является пролет моста; большинство мостов совершали двутонные горизонтальные колебания с периодом основного тона $T \cong 0{,}008l$ (период дополнительного в среднем вдвое меньше); явление двутонности вертикальных колебаний встречалось реже; основной вертикальный период выражался $T \cong 0{,}0039l$ (дополнительный период примерно вдвое больше). При подстановке l в метрах T получаем в секундах.

Е. Рассмотрим явление **затухания колебаний**. Колебания системы сопровождаются развитием сил сопротивления, к-рые могут рассматриваться либо постоянными, либо меняться пропорционально соответственной степени скорости.



Черт. 127.

Пусть колебание пружины (черт. 122) происходит при наличии силы трения, пропорциональной первой степени скорости и равной: $A \cdot y' = -2n\frac{P}{g} \cdot y'$.

Ур-ие движения будет:

$$y'' + 2ny' + a^2 y = 0,$$

где n—коэф. затухания.

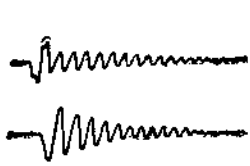
В случае $n \geqq a$, т. е. когда трение значительно (движение, напр., в вязкой жидкости), движение становится апериодическим, колебания не имеют места и отклонение y ассимптотически приближается к нулю. При $n < a$ общий интеграл будет:

$$y = e^{-nt}\left(C_1 \cdot \cos\sqrt{a^2 - n^2} \cdot t + C_2 \cdot \sin\sqrt{a^2 - n^2} \cdot t\right).$$

Выбирая начальные условия: $t = t_0$; $y = b$; $v_0 = 0$, получим: $C_2 = 0$; $C_1 = b$; $y = e^{-nt} \cdot b \cdot \cos\sqrt{a^2 - n^2} \cdot t$.

Полный период колебаний: $T = \frac{2\pi}{\sqrt{a^2 - n^2}}$; по истечении первого периода амплитуда b уменьшится, сделавшись равной $b \cdot e^{-nT}$; по истечении второго станет равной $b \cdot e^{-n \cdot 2T}$, и т. д.; т. о., колебания затухают.

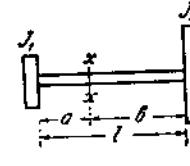
Теоретический график, фиксирующий картину затухания, дан на черт. 127. При испытании мостов диаграммы колебаний могут засниматься прогибомером Гейгера. Примеры таких диаграмм приведены на черт. 128. Во время



Черт. 128.



Черт. 129.



Черт. 130.

упомянутых выше опытов иногда наблюдалось явление нек-рого запаздывания в появлении максимальной амплитуды, причину чего испытатели видели в запаздывании распространения основного силового потока; наблюдалось появление второго максимума, что было предположительно объяснено явлениями биения; количество колебаний росло с увеличением пролета моста (20—30 для мостов свыше 60 *м*, 12—20 для мостов меньше 60 *м*). Была сделана такая попытка найти связь между скоростью затухания колебаний и возрастом моста: зрелый мост, у к-рого соединения приработались, «обыгрались», имеет наименьшую скорость затухания; первая ста-

дия молодости (1—2 года) и дряхлость характеризуются быстрым затуханием колебаний; наконец отмечено, что величина амплитуды никоим образом не характеризует мост.

Ж. Изучение периода свободных колебаний кручения можно начать со случая, указанного на черт. 129. Длина вала—l; полярный момент инерции его сечения—I_0; I—момент инерции шкива; G—модуль кручения; φ—угол кручения шкива. Пренебрегая влиянием массы вала и силами трения, получим ур-ие колебания шкива как сумму моментов сил инерции шкива (1-й член) и сил упругости вала:

$$I \cdot \varphi'' + \frac{G \cdot I_0}{l} \cdot \varphi = 0, \text{ или: } \varphi'' + a^2\varphi = 0, \text{ если } a^2 = \frac{G \cdot I_0}{I \cdot l}.$$

Общий интеграл: $\varphi = C_1 \cdot \cos at + C_2 \cdot \sin at$.
О постоянных C_1 и C_2 см. выше. Период колебаний кручения:

$$T = \frac{2\pi}{a} = 2\pi\sqrt{\frac{I \cdot l}{G \cdot I_0}}.$$

Применив аналогично ранее сказанному метод Рэлея, можно учесть влияние массы стержня; оно оценивается прибавлением к моменту инерции шкива $^1/_3$ момента инерции вала.

В случае наличия двух шкивов (с моментами инерции I_1 и I_2) при вращении их в разные стороны на валу обнаруживается сечение x—x, не колеблющееся (черт. 130). Дело сводится к предыдущему случаю. Пользуясь равенством периодов колебаний обоих шкивов, имеем:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{a \cdot I_1}{g \cdot I_1}} = 2\pi\sqrt{\frac{b \cdot I_2}{G \cdot I_0}};$$

откуда:

$$a = \frac{I_2 \cdot l}{I_1 + I_2} \text{ и } T = 2\pi\sqrt{\frac{I_1 \cdot I_2 \cdot l}{g \cdot I_0 (I_1 + I_2)}}.$$

Избегая резонанса (см. ниже), необходимо стремиться, чтобы период собственных колебаний вала не был равен (или кратен) периоду одного оборота двигателя.

Вынужденные затухания.

А. Этот вид колебаний протекает в условиях воздействия на систему, совершающую свободные колебания переменных во времени сил. Т. о., на явление свободного колебания, к-рое при существовании трения будет затухающим, налагается колебание, вызываемое силой $f(t)$. Особенно важны случаи, когда сила $f(t)$—периодическая; ее можно выразить в форме конечного ряда гармонических функций вида $B \cdot \sin pt$, рассмотрением к-рого поэтому можно ограничиться.

Период действия этой силы: $T = \frac{2\pi}{p}$ —период изменения sinus'а.

Отнеся свои рассуждения снова к черт. 122, полагая наличие сил трения $\left(A\frac{g}{p}y' = -2n \cdot y'\right)$ и заменив B через $q \cdot \frac{p}{g}$, получим неоднородное линейное диференциальное ур-ие движения:

$$y'' + 2n \cdot y' + a^2 \cdot y = q \cdot \sin pt.$$

Для решения его надо, найдя частное решение, сложить последнее с общим решением однородного ур-ия ($y''+2ny'+ay=0$). Ответ получим такой:

$$y=e^{-nt}(C_1\cdot\cos\sqrt{a^2-n^2}\cdot t+C_2\cdot\sin\sqrt{a^2-n^2}\cdot t)+C_3\cdot\sin(pt-\alpha).$$

Первый член правой части нам уже знаком по главе о свободных затухающих колебаниях, где указан порядок определения постоянных C_1 и C_2. Преобладающее значение имеет второй член, т. к. первый все убывает благодаря множителю e^{-nt}. Второй член—результат наличия возмущающей силы—фиксирует в нашей системе незатухающие вынужденные колебания того же периода $\left(T=\frac{2\pi}{p}\right)$, что и сила.

Амплитуда вынужденных колебаний:

$$C_3=\frac{q}{\sqrt{(a^2-p^2)^2+4p^2n^2}}=\frac{q\cdot\sin\alpha}{2pn}.$$

Угол α находится из ф-лы:

$$\operatorname{tg}\alpha=\frac{2pn}{a^2-p^2}.$$

Он представляет собой разность фаз между периодами возмущающей силы и вынужденными колебаниями, при чем колебания отстают от силы.

Б. Помня, что период собственных колебаний $T_1=\frac{2\pi}{a}$; период вынужденных колебаний: $T=\frac{2\pi}{p}$, можем выразить амплитуду колебаний так:

$$C_3=\frac{q}{p^2}\cdot\frac{1}{\sqrt{\left(1-\frac{T_1^2}{T^2}\right)+\frac{T_1^2}{T^2}\cdot\frac{4n^2}{a^2}}}.$$

Величина амплитуды зависит от соотношения T_1 и T. Если T относительно очень мало, т. е. возмущающая сила имеет большую частоту, то $C_3\to 0$; в этом принцип сейсмографов и нек-рых мостоиспытательных приборов (колебания моста не влекут в нем за собой вынужденных колебаний). Когда T_1 равно T и n (коэф-т силы трения) мало, наступает явление резонанса и амплитуды могут быстро расти (при $n=0$ $C_3=\infty$).

Наши рассуждения и выкладки останутся в силе, если станем рассматривать вынужденные колебания балки на двух опорах (черт. 124). Когда груз P представляет собой работающий двигатель, в к-ром вращающие массы создают силы инерции, то балка будет испытывать воздействие переменной силы как раз разобранного типа: $R=B\cdot\sin pt$. Боясь резонанса, следует избегать равенства (или кратности) периодов колебаний: периодической силы $T=\frac{2\pi}{p}$ и собственных колебаний балки: $T_1=2\pi\sqrt{\frac{P+\frac{17}{35}ql}{48EIg}\cdot l}$.

Для балки, заделанной одним концом (черт. 125), по какой схеме можно рассматривать колонны, поддерживающие машинное отделение: $T_1=2\pi\sqrt{\frac{P+\frac{33}{140}ql}{3EIg}l^3}$ (см. «Свободные колебания»). Критическая угловая скорость найдется по ф-ле: $p_{кр.}=\frac{2\pi}{T_1}$.

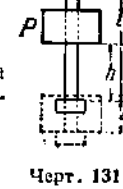
В. Опыты приводили мостоиспытателей к таким выводам: в ж.-д. мостах малых пролетов (до 40 м) при наличии на мосту нагрузки свободные колебания быстро затухают; это влияние нагрузки мало в больших мостах, поэтому только для них может быть поднят вопрос о возможности резонанса; маловероятно появление резонанса поперечных колебаний пролетного строения; критическая скорость, при к-рой на ж.-д. мосту мог развиться резонанс, определялась по ф-ле:

$$v_{кр.} = \frac{3{,}6 \cdot \pi \cdot D}{T},$$

где D—диаметр колеса паровоза, T—период колебаний моста с нагрузкой. Так определенная критическая скорость близка к средней существующей скорости; однако резонанс не наблюдался, хотя и имело место нек-рое увеличение амплитуд колебаний вблизи теоретической скорости; повидимому, благоприятно сказывается изменение веса нагрузки, находящейся в каждый данный момент на мосту, и др. обстоятельства, осложняющие явление.

Удар. Вопрос об эффекте удара разработан до сих пор очень мало. Приведем для случая, указанного на черт. 131, приближенное решение, данное Юнгом (1807 г.). Груз P с высоты h свободно падает на нижний конец вертикального стержня и вызывает наибольшее удлинение Δl. Работа силы P, $P(h+\Delta l)$, если пренебречь массой стержня, потерей живой силы, рассеиванием энергии, превратится в потенциальную энергию деформации $\frac{n^2 l \cdot \omega}{2E}$. Здесь предположено, что напряжения в стержне от момента удара до момента наибольшей деформации росли по статическому закону (отсюда коэф-т $\frac{1}{2}$), будучи в каждый данный момент одинаковыми во всех сечениях стержня и не превосходя пределов упругости. После замены $n = E\frac{\Delta l}{l}$ и $\frac{Pl}{E\omega} = \Delta l_{cm.}$ (статическое) получим:

$$\Delta l = \Delta l_{cm.}\left(1 + \sqrt{1 + \frac{2h}{\Delta l_{cm.}}}\right).$$



Черт. 131.

Аналогичная ф-ла получится и для случая падения груза на средину балки, лежащей на двух опорах (при тех же допущениях):

$$f = f_{cm.}\left(1 + \sqrt{1 + \frac{2h}{f_{cm.}}}\right).$$

При необходимости учесть массу балки (или стержня) пользуются ф-лой

$$\Delta = \Delta_{cm.}\left(1 + \sqrt{1 + \frac{2h}{\Delta_{cm.}} \cdot \frac{1}{1 + k\frac{Q}{P}}}\right),$$

где Q—вес балки или стержня, P—вес падающего груза, h—высота падения, k—коэф-т, определенный при допущении, что скорости точек системы меняются так же, как и их перемещения при статической деформации; для случая, указанного на черт. 131, $k = \frac{1}{3}$, для балки двухопорной при падении груза P на средину $k = \frac{17}{35}$; при ударе по свободному концу балки, заделанной другим концом, $k = \frac{33}{140}$; $\Delta_{cm.}$—статическая деформация от груза P.

Проф. Ф. Кеглером предложена несколько иная ф-ла для случая падения груза P на средину балки (весом Q) при наличии на средине груза P_0:

$$\Delta = \frac{P' l^3}{48 EI}\left[1+\frac{P}{P'}\sqrt{1+\frac{2h}{\left(P+\frac{Q}{2}\right)^2 \cdot l^3 \over \left(P+\frac{Q}{3}\right) \cdot 48\,EI}}\right],$$

где $P' = P_0 + \frac{5}{8} Q + P$, l—пролет балки, EI—жесткость, h—высота падения груза.

Легко видеть, что при отсутствии груза P_0 и при пренебрежении собственным весом Q мы придем к указанным ранее ф-лам.

СТАТИКА СООРУЖЕНИЙ.

Усилия в статически определимых фермах.

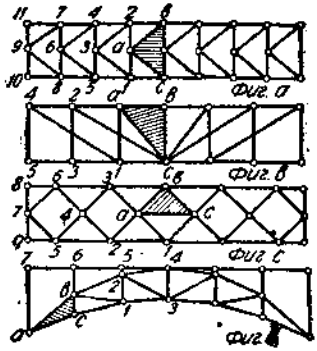
§ 1. Образование ферм и условия их неизменяемости.

Сооружения, состоящие из системы прямолинейных стержней, соединяемых между собой шарнирами, называются фермами. В зависимости от взаимного расположения стержней в пространстве различают плоские и пространственные фермы.

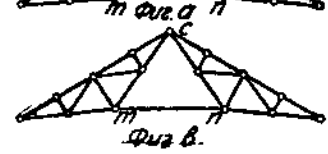
Наименьшее число опор для неподвижного прикрепления к земле—две, из к-рых одна подвижная, другая неподвижная, т. е. наименьшее число стержней равно 3.

Для упрощения расчетов ферм делают следующие рабочие предположения, к-рые достаточно близко соответствуют характеру действительной работы их.

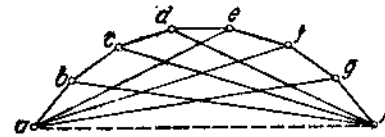
1) Стержни связаны между собой в узлах шарнирами, не имеющими трения. Вследствие этого при действии нагрузок в узлах фермы прямолинейные стержни будут испытывать лишь осевые усилия, при отсутствии моментов и поперечных скл.



Черт. 1.



Черт. 2.



Черт. 3.

2) Упругие деформации ферм являются величинами незначительными по сравнению с генеральными размерами ферм, вследствие чего возможно не считаться с изменением схемы ферм при перемещении узлов, т. е. применять принцип независимости действия сил.

Указанные допущения практически приемлемы для ферм, состоящих из треугольников, и вообще для тех схем ферм, к-рые при шарнирах в узлах являются геометрически неизменяемыми.

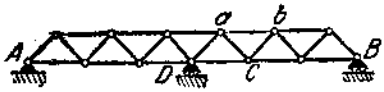
Фермы, состоящие из основного треугольника с последовательным присоединением каждого следующего шарнира к уже имеющимся двум стержням, не составляющим одной прямой, называются простейшими. Примером такой фермы служит черт. 1.

Из каждой простейшей фермы путем замены стержней, являющимся наиболее общим приемом преобразований, можно получить другие неизменяемые системы. Так, например, стропильная ферма Полонсо м. б. получена заменой стержня ab на mn, однако в последнем случае ферма не м. б. получена из исходного тре-ка путем последовательного присоединения узлов двумя стержнями (черт. 2).

Ферма Шухова, применяемая для перекрытий, м. б. приведена к простейшей путем замены стержня gh на ah (черт. 3).

Возможна также замена стержня фермы на лишние опорные стержни. Так, напр. (черт. 4), стержень *ab* заменен подвижной опорой *D*. Число стержней в фермах простейших и полученных путем преобразования из простейших равно:

$$k = 2n - 3,$$



Черт. 4.

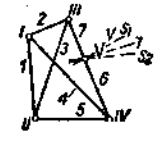
где n—число узлов. При включении в общее число стержней также и опорных:

$$k = 2n.$$

Это условие является необходимым для статической определимости и геометрической неизменяемости ферм.

Являясь условием необходимым, оно может оказаться недостаточным, т. к. для неизменяемости нужно еще, чтобы потребное число стержней было должным образом взаимно расположено. Дополнительными условиями, обеспечивающими неизменяемость ферм, являются:

1) Отсутствие в составе ферм узлов, присоединенных к двум другим узлам при посредстве двух стержней, лежащих на одной прямой (черт. 5). В противном случае простейшие фермы всегда неизменяемы.



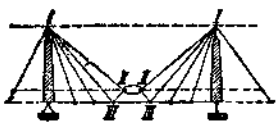
Черт. 5.

2) При соединении трех неизменяемых ферм в одну общую ферму при посредстве трех шарниров последние не должны лежать на одной прямой. Вообще при m соединяемых между собой дисков (неизменяемых ферм) шарниры их не должны располагаться попарно на трех параллельных или пересекающихся прямых (черт. 6).

3) При соединении двух дисков при посредстве трех стержней последние не должны пересекаться в одной точке. Так, например, ферма Шухова неизменяема, т. к. состоит из двух дисков *1-2-5* и *0-3-4*, соединенных тремя стержнями *0-1*, *2-3* и *4-5* (черт. 7).

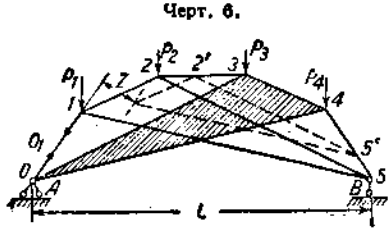
Наоборот, в системе черт. 8 присоединяющие верхний диск стержни пересекаются в одной точке, след., присоединение изменяемо.

Наиболее общими приемами исследования неизменяемости ферм являются кинематический и аналитический. При кинематическом методе исследования удаляется один из стержней и исследуются возможные перемещения шарниров системы. Если наличие удаляемого стержня не препятствует возможным перемещениям системы, то она изменяема, в противном случае—неизменяема.

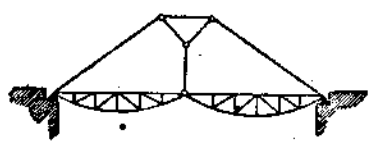


Черт. 6.

Аналитическое исследование состоит в вычислении детерминантов (общего и частных) $2n$ уравнений, выражающих собой условия равновесия n узлов $\Sigma x = 0$ и $\Sigma y = 0$.



Черт. 7.



Черт. 8.

При

$$\frac{\Delta \text{ частн.}}{\Delta \text{ общего}} = \frac{0}{0}$$

система мгновенно-равновесна.

При

$$\frac{\Delta \text{ частн.}}{\Delta \text{ общего}} = \infty$$

изменяема.

Приступая к сложному кинематическому или аналитическому исследованию неизменяемости, необходимо попытаться установить предварительно простейшими приемами, не является ли система изменяемой. Иногда можно путем последовательного откидывания шарниров, присоединенных двумя стержнями, убедиться в неизменяемости. Системы неизменяемые и удовлетворяющие условию $k = 2n - 3$, являются статически определимыми, при $k > 2n - 3$—статически неопределимыми.

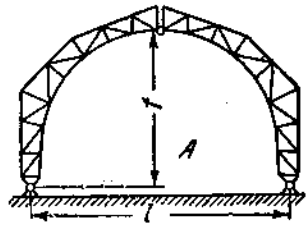
§ 2. Классификация ферм.

Классификация ферм м. б. произведена по характеру опорных реакций, по расположению опор, по роду езды, по роду очертания поясов, типу решетки. По характеру опорных реакций различаются системы безраспорные и распорные.

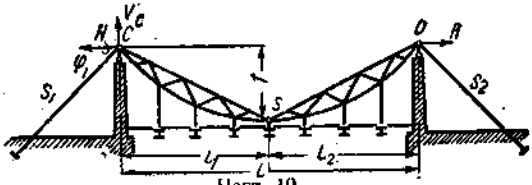
Безраспорные называются балочными, распорные—арочными фермами (черт. 9) и с обратным распором—висячими (черт. 10). Системы, состоящие из нескольких основных элементов, называются комбинированными (черт. 11). По расположению опор различаются разрезные и консольные фермы. По роду езды различаются фермы с ездой поверху, посредине и понизу (черт. 12).



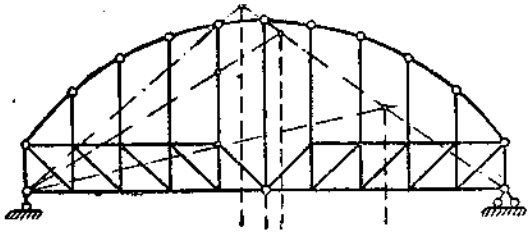
Черт. 9.



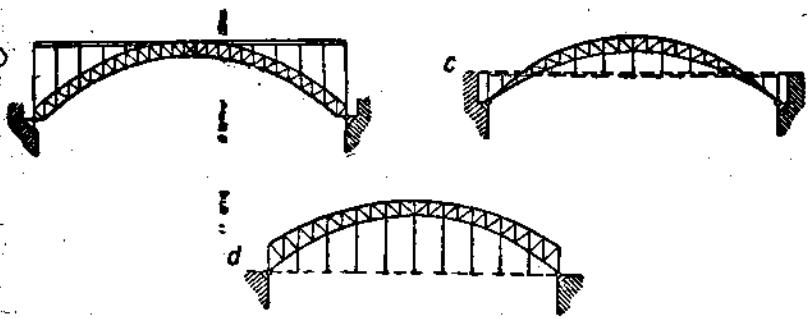
Черт. 9-а.



Черт. 10.



Черт. 11.

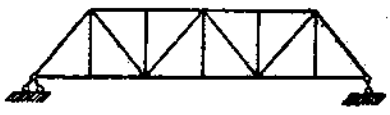


Черт. 12.

По очертанию поясов различаются фермы с параллельными поясами, параболическими, полигональными и др. По виду решетки различаются раскосные (черт. 13), треугольные (черт. 14), полураскосные (черт. 15) и решетчатые (черт. 16). Все эти решетки носят название простых.



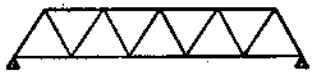
Черт. 13.



Черт. 14.



Черт. 15.



Черт. 16.

Наложением двух или более решеток друг на друга система обращается в многораскосную или многорешетчатую (черт. 17).



Черт. 17.



Черт. 17-а.

Включением в простую решетку дополнительных стержней с соответствующими узлами образуется система с дополнительными шпренгелями (черт. 18).



Черт. 18.

Расстояние между осями опор ферм называется пролетом, расстояние между нагруженными узлами ферм—панелью. Расстояние, измеряемое по вертикали между промежуточным шарниром и линией, соединяющей опорные шарниры в арочных и висячих мостах, называется стрелкой.

§ 3. Нагрузка.

Нагрузки, действующие на фермы, разделяются на постоянные и временные. По характеру своего приложения обе нагрузки м. б. распределенными и сосредоточенными. К постоянной нагрузке относятся собственный вес перекрытия, пролетного строения моста, вес оборудования. К временной нагрузке относятся снег, ветер, давление земли и воды, движущийся поезд, автомобили, толпа, силы торможения, динамические воздействия, развиваемые движением нагрузки; и силы инерции сооружения (согласно принципу д'Аламбера). При медленном возрастании сил, при к-ром исключены колебания системы, величина их принимается не зависящей от времени и силы называются статическими—в противоположность динамическим силам, быстро меняющим свою величину и положение на сооружении.

В последнем случае принцип независимости действия сил неприменим, в первом же случае в качестве рабочего предположения достаточно близок к действительности.

Расчет динамических воздействий обычно производится условно приведением к статическому действию помножением на динамические коэф-ты. Последние определяются переходом кинетической энергии нагрузки посредством колебаний ферм в работу деформации.

§ 4. Методы расчета ферм.

Исходными условиями для определения усилий в стержнях ферм являются три ур-ия статики: $\Sigma X = 0$, $\Sigma Y = 0$ и $\Sigma M = 0$. Для определения внутренних усилий необходимо выделить сечением часть фермы и рассмотреть ее в состоянии упругого равновесия под действием внешних и внутренних усилий. Выделение части фермы м. б. произведено способом сечения или моментов и вырезанием узлов.

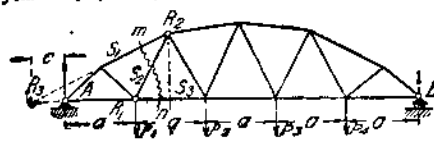
При действии постоянной нагрузки усилия определяются либо аналитически, либо путем графического построения диаграммы усилий (Максвелла-Кремоны).

При действии временной подвижной нагрузки усилия определяются по линиям влияния (инфлюентные линии).

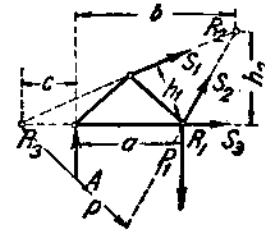
§ 5. Расчет ферм при действии постоянной нагрузки.

Способ моментных точек. Способ этот состоит в выборе сечения, рассекающего ферму на две части, пересекающего три стержня, из к-рых два сходятся в общей точке.

Рассматривая равновесие любой отсеченной части под действием опорных реакций, нагрузки и усилий в рассеченном элементе относительно точки пересечения двух других стержней (точка Риттера, или моментная), можно определить величину неизвестного усилия (черт. 19).



Черт. 19.



Усилие S_1 определится из ур-ия $\Sigma M_h = 0$:

$$Ax - S_1 h_1 = 0.$$

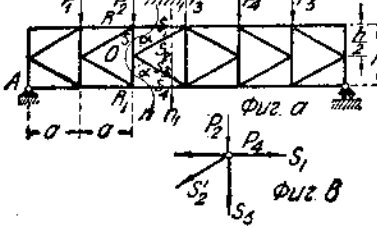
Усилие в элементе S_2 определится из ур-ия $\Sigma M_{R_2} = 0$, где R_2—точка пересечения поясов:

$$-Ac + P(a+c) - S_2 p = 0.$$

Т. о. в общем случае усилие в любом элементе фермы м. б. определено как частное от деления момента (левых сил или правых) относительно моментной точки на плечо элемента относительно той же моментной точки. Для фермы, изображенной на черт. 20, моментные точки для поясов определяются проведением сечений. Так, для элемента S_1 моментной точкой является R_1. Моментные точки для раскосов в этом случае лежат в бесконечности. Для определения усилий в них можно воспользоваться условием проектирования на вертикаль всех действующих сил. Тогда из ур-ия $\Sigma Y = 0$:

$$A - P_1 - P_2 + 2S_2 \cdot \cos\alpha = 0$$

определится значение S_2.

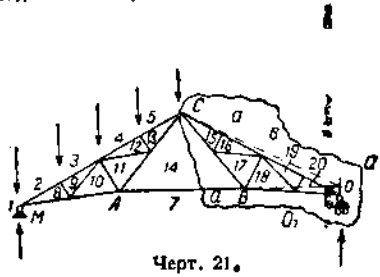


Черт. 20.

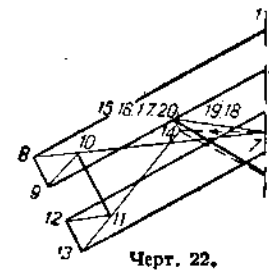
Способ вырезания узлов. Для стойки черт. 20 нельзя выбрать разрез, к-рый пересекал бы три стержня, из к-рых все кроме одного сходились бы в одной точке, а следовательно, нельзя определить моментную точку. В этом случае проще произвести мысленное вырезание узла R_1 и произвести проектирование на одну из осей всех действующих сил.

§ 6. Построение диаграммы усилий (Кремоны-Максвелла).

Этот прием позволяет произвести одновременное определение всех усилий фермы под заданной нагрузкой. Способ основан на графическом разложении данной силы на



Черт. 21.



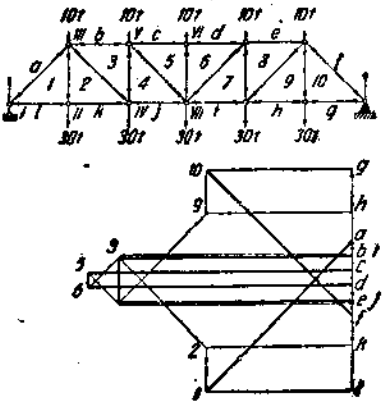
Черт. 22.

два заданных направления (черт. 22). Условия равновесия в каждом узле определяют собой замкнутость плана сил, построенного для усилий стержней данного узла и внешней нагрузки, приложенной в нем. Способ Кремоны-Максвелла позволяет построить

один общий, совмещенный, план сил, включающий в себя последовательно планы сил для всех узлов фермы. Это дает возможность быстрого и компактного определения всех неизвестных усилий, вследствие чего способ имеет широкое употребление.

Пример построения диаграммы Кремоны приведен на черт. 23. Ферма с параллельными поясами нагружена в узлах вертикальными силами. Для удобства обозначения усилий в диаграмме Кремоны назовем каждый тре-к, входящий в состав фермы, порядковым номером (способ Бау). Тогда каждый стержень получает обозначение двух смежных участков, например, опорный раскос *a-1* и т. д. Построение начинается с отложения в масштабе всех действующих в узлах сил по ходу часовой стрелки, т. е. начиная с опорной реакции *A*, нагрузки узлов верхнего пояса и реакции *B* и нагрузки нижнего пояса. Далее строится план сил для одного из опорных узлов, напр., левого опорного.

Левая опорная реакция *A*(*I—a*) раскладывается на направления *a-1* и *1-1*. Величина усилий измеряется в масштабе сил длинами сторон тре-ка *a-1*, а знаки—условиями замыкания сил, т. е. течением стрелок сил в одном направлении. Так, при направлении реакции *a-1* вверх усилие *a-1* направлено на узел, т. е. является сжимающим, а *1-1*—от узла, т. е. растягивающим.



Черт. 23.

Далее переходим к узлу *II*, в к-ром усилие *1—I* является определенным из предыдущего построения, а неизвестными явятся усилия *1-2* и *2-k*. Строя замкнутый многоугольник для системы сил этого узла, для к-рого уже имеем в диаграмме стороны *k1* и *1-1*, и проводя из концов сил направления элементов *2-k* и *1-2*, определим величину этих усилий. Знаки усилий определяются попрежнему течением стрелок в одном направлении, т. е. для *1-2* и *k-2* являются направленными от узла, т. е. положительными.

Переходя последовательно к следующему узлу, для к-рого остаются неизвестными два усилия сходящихся стержней, а другие определены из построения многоугольников сил для предыдущих узлов, определим все неизвестные усилия фермы. Поверкой правильности построения является графическое замыкание последнего многоугольника *g-10-f*, или при построении одновременно с обоих концов фермы пограничного многоугольника.

В нек-рых случаях (черт. 24) построение диаграммы Кремоны затрудняется тем, что, идя от опорного узла с двумя сходящимися стержнями, построение наталкивается на наличие трех неизвестных усилий в узлах *IV* и *I*. В этом случае надлежит определить предварительно способом моментных точек усилие *VIII—VIII*, затем последовательно произвести разложение сил в узлах *VIII* и *VII*, чем определятся величина и знак усилия элемента *IV—VII*, что позволит произвести построение для узла *IV*, где неизвестными остаются лишь два усилия: *2-3* и *1-2*.

В виду того, что действующими нагрузками для перекрытий являются собственный вес, ветер и снег, для расчета стержней ферм необходимо знание наибольших величин усилий, соответствующих невыгодным загружениям. Поэтому обычно строят три диаграммы Кремоны: первую для загружения ферм собственным весом, вторую—от загружения полупролета снегом и третью—от ветра справа или слева. Расчетная невыгодная комбинация нагрузок определяется суммированием усилий в стержнях от действия собственного веса, снега по всему пролету или на полупролете и ветра справа или слева. При этом усилия в любом стержне от сплошного загружения пролета снегом определяются как сумма усилий в двух симметричных стержнях, определенная из диаграммы, соответствующей загружению полупролета (черт. 24-а, 24-б, 24-в).



Черт. 24.

При учете совместного действия снега и ветра величины расчетных нагрузок принимаются в размере $^5/_6$.

По единым нормам СССР величина снеговой нагрузки определяется в зависимости от географического положения сооружения, высоты над уровнем моря и угла наклона кровли по формуле:

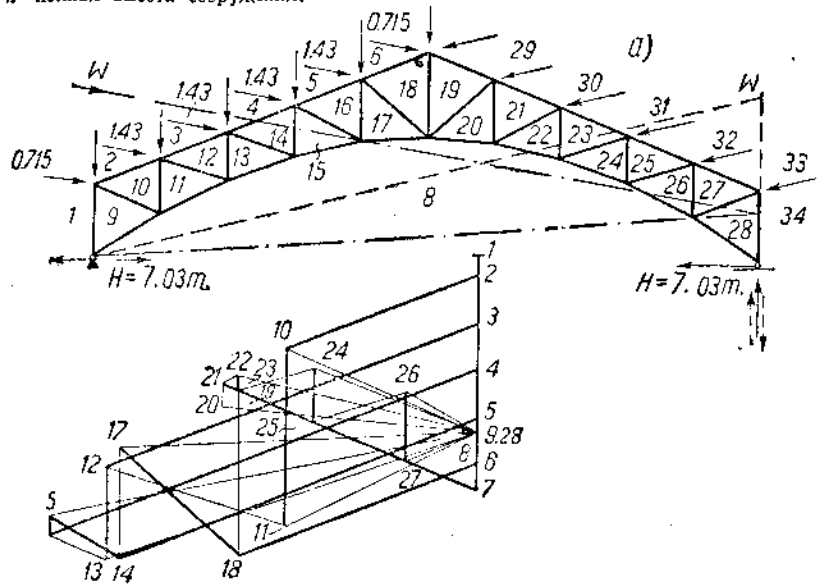
$$p = p^0(1 + 0{,}002h)\,(450 - \alpha),$$

где p^0—эмпирическая величина снеговой нагрузки, h—высота над уровнем моря α—угол наклона кровли.

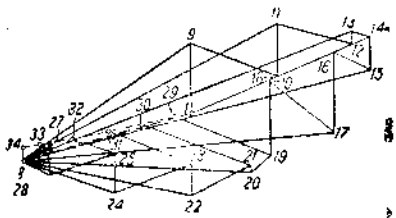
Ветровая нагрузка определяется по ф-ле:

$$P_b = k(P_b^0 + k_1 h),$$

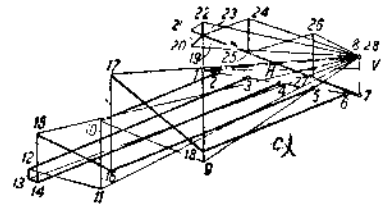
где k—коэф-т обтекания поверхности, P_b^0—основная ветровая нагрузка в зависимости от характера местности, k_1—расчетный коэф-т в зависимости от рода сооружения, h—полная высота сооружения.



Черт. 24-а.



Черт. 24-б.



Черт. 24-в.

§ 7. Расчет усилий при действии подвижной нагрузки. (Метод линий влияния).

Расчет усилий ферм по методу линий влияния состоит из двух частей: 1) построение линий влияния, 2) определение наибольших усилий путем загружения их заданной нагрузкой невыгоднейшим образом.

Линии влияния для балочных ферм. Линия влияния является графическим выражением закона изменения усилия в стержне фермы при передвижении единичного груза $P=1$ по пролету. Аналитический прием построения линий влияния состоит в установлении общего выражения величины усилия в стержне в зависимости от положения груза.

Способ сечений. Для пояса O_3 балочной фермы с полигональным очертанием верхнего пояса (черт. 25) проведем сечение SS_1 и выразим момент левых сил относительно моментной точки 9.

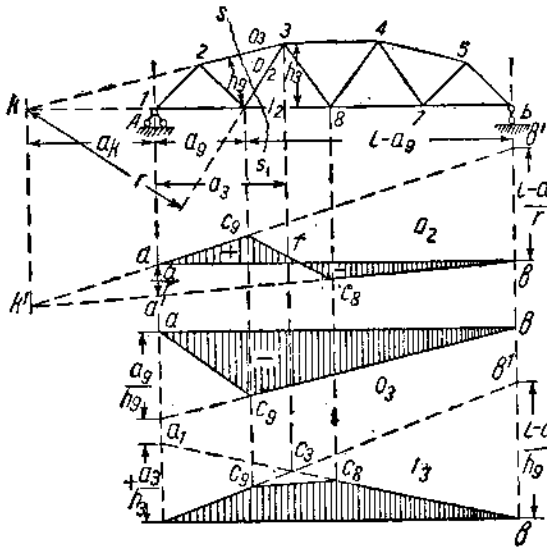
При положении груза $P=1$ правее точки 9 усилие в элементе O м. б. найдено из ур-ия:

$$Aa_9 + O_3 h_9 = 0, \text{ или } O_3 = -\frac{Aa_9}{h_9}. \quad (1)$$

При положении груза слева от точки 9, беря сумму моментов правых сил относительно точки 9:

$$B(l-a_9) + O_3 h_9 = 0, \text{ или } O_3 = -\frac{B(l-a_9)}{h_9}. \quad (2)$$

В общем случае усилие в любом элементе фермы м. б. выражено как момент левых или правых действующих сил, деленных на плечо элемента относительно своей моментной точки. Из ур-ий (1) и (2), представляющих собой прямолинейные законы возрастания усилия при движении груза, вытекает общее правило для построения линии влияния, аналогичное правилу построения линий влияния моментов в простой двухопорной балке.



Черт. 25.

Для построения правого участка линии влияния откладываем на левой опоре ординату $a:h$, где a—расстояние моментной точки до левой опоры, а h—плечо элемента, и соединяем вершину ординаты с нулем на правой опоре. Для построения левого участка откладываем на правой опоре ординату $(l-a):h$, вершину к-рой соединяем с нулем на левой опоре. Обе прямые или их продолжение пересекаются под проекцией на горизонталь моментной точки. Если моментная точка находится внутри пролета, то ур-ия (1) и (2) обеих ветвей линии влияния усилия имеют одинаковые знаки и, следовательно, ординаты откладываются по одну сторону от горизонтальной прямой, в противном случае откладываются в разные стороны. Так, напр., для линии влияния D_3 ур-ие левой ветви является:

$$-Aa_x - D_3 r = 0, \text{ или } D_3 = -\frac{Aa_x}{r}.$$

Ур-ие правой ветви:

$$-B(l+a) + D_3 r = 0, \text{ или } D_3 = \frac{B(l+a)}{r};$$

т. е. ур-ия имеют разные знаки.

В соответствии с этим на правой опоре откладывается отрезок $(l-a_x):r$ вверх, а на левой $a:r$ вниз и соединяется с нулями на противоположных опорах. Обе прямые при своем продолжении пересекаются под проекцией моментной точки k.

Т. к. всякая линия влияния представляет собой диаграмму перемещений узлов фермы пояса, по к-рому происходит движение, то построение линии влияния на участке рассекаемой панели производится сноской правого узла панели на правый участок, а левого—на левый и соединением этих точек переходной прямой.

Правило это определяется тем, что при сообщении системе возможного перемещения по направлению элемента D_3 часть фермы 3-4-5-B-7-8 представляет собой жесткий диск, узлы к-рого перемещаются по одной прямой $c_8 b$, диск же 2-9-1 по прямой ac.

Точка k_3 является мгновенным центром вращения элементов 2-3 и 9-8 при возможном перемещении системы по направлению D_3.

Для элемента U_2 ур-ие левой ветви:

$$Aa_2 - U_2 h_2 = 0, \text{ или } U_2 = \frac{Aa_2}{h_2}.$$

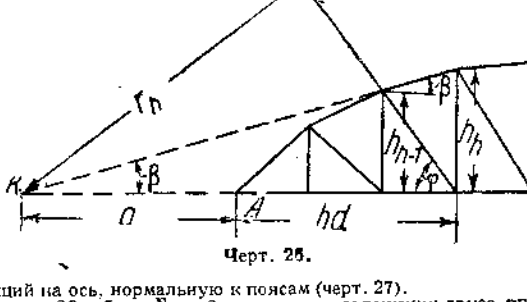
Ур-ие правой ветви:

$$B(l - a_2) - U_2 h_2 = 0, \text{ или } U_2 = \frac{B(l-a_2)}{h_2}.$$

Следовательно, попрежнему строим обе ветви и сносим узлы рассеченной панели C_2 и C_3 на соответственные ветви, чем определяется треугольная срезка линии влияния.

В тех случаях, когда моментная точка для раскосов лежит вне чертежа, что имеет место при слабо криволинейных очертаниях поясов, определение положения ее можно произвести аналитическим путем (черт. 26):

$$a = \frac{h_n}{\operatorname{tg}\beta} - nd;\ r_n = \frac{h_n \cdot \sin\varphi}{\operatorname{tg}\beta},$$



Черт. 26.

Способ проекций. При параллельных поясах моментные точки для раскосов удалены в бесконечность, вследствие чего ур-ие моментов дает неопределенное решение. В этом случае можно воспользоваться ур-ием проекций на ось, нормальную к поясам (черт. 27).

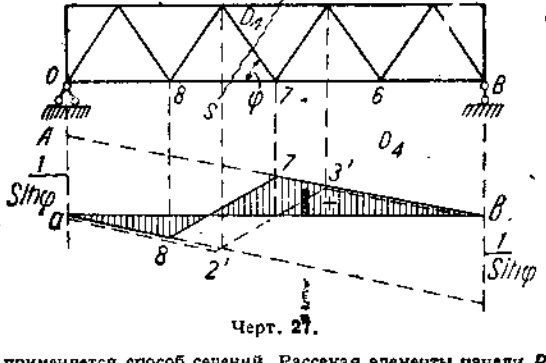
Пересекая панель *8-7* сечением *SS* и беря $\Sigma y = 0$, имеем при положении груза правее сечения *SS*:

$$A - D_4 \cdot \sin\varphi = 0, \text{ или } D_4 = \frac{A}{\sin\varphi}.$$

При грузе левее сечения *SS*:

$$B + D_4 \cdot \sin\varphi = 0;\ D_4 = \frac{B}{\sin\varphi}.$$

Т. о., построение линии влияния аналогично построению линии влияния для поперечной силы простой балки. Откладывая на левой опоре величину $\frac{1}{\sin\varphi}$ вверх, а на правой $\frac{1}{\sin\varphi}$ вниз и соединяя вершины их с нулями на противоположных опорах, получаем обе ветви линии влияния. Производя по общему правилу сноски на панель, получаем переходную прямую *8-7*.



Черт. 27.

Способ вырезания узлов. Для полураскосной фермы, изображенной на черт. 28, линии влияния поясов удачно строятся по способу сечений.

Так, напр., проводя сечение *mn*, определяем для элемента *CD* верхнего пояса моментную точку *R*, и, следовательно, построение ведется подобно описанному выше.

Для элементов решетки применяется способ сечений. Рассекая элементы панели *RF* сечением *SS* и проектируя на вертикаль левые силы, имеем:

$$A + S_1 \cdot \cos\varphi - S_2 \cdot \cos\varphi = 0,$$

Проектируя же те же силы на горизонталь, имеем:

$$S_1 = -S_2$$

и, следовательно:

$$S_1 = -S_2 = \frac{A}{2\cos\varphi};$$

для правой ветви:

$$S_1 = -\frac{B}{2\cos\varphi}.$$

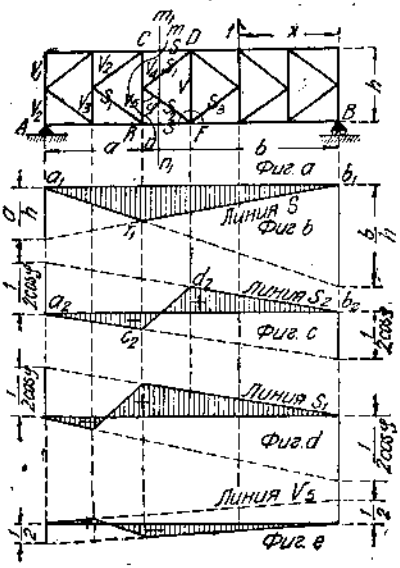
Дальнейшее построение линии влияния производится обычным путем.

При построении линий влияния V_5 встречаемся с тем, что нельзя провести сквозного сечения, в к-рое попадали бы три элемента, из к-рых два пересекались бы в одной точке. В этом случае удобно пр извести вырезание узла и проектировать все сходящиеся в нем усилия на вертикальную ось. Получим ур-ие правой ветви:

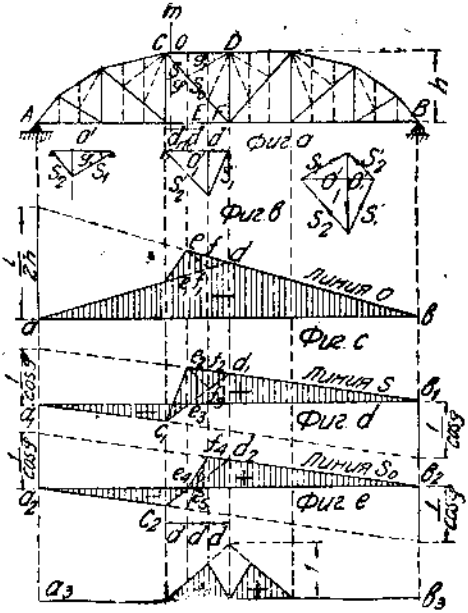
$$+S_1 \cdot \cos\varphi + V_5 = 0;$$
$$V_5 = -S_1 \cdot \cos\varphi.$$

Следовательно, опорные ординаты равны:

$$\pm\frac{1}{2}\frac{\cos\varphi}{\cos\varphi} = \pm\frac{1}{2}.$$



Черт. 28.



Черт. 29.

§ 8. Линии влияния для сложных ферм.

Для мостовых ферм больших пролетов применяются шпренгельные фермы, позволяющие выдерживать нормальные величины панелей при экономически выгодных углах наклонов раскосов (черт. 29). Для этих ферм построение линий влияния производится суммированием линий влияния основной фермы и шпренгельных несимметричных фермочек, представленных на черт. 29, *b*. Усилия S_1, S_2', S_2 и S_1' в элементах шпренгельных фермочек определяются разложением единичного груза последовательно на два направления и равны:

$$S_1 = \frac{1}{3\sin\varphi_1};\quad S_2 = \frac{2}{3\cos\varphi};\quad S_2' = \frac{3\cos\varphi}{1};$$
$$O_1 r = \frac{2d}{h} \text{ и } O_1' = -\frac{d}{2h}.$$

Линии влияния нижних поясов и нижних частей раскосов остаются без изменения, т. к. не включают в себя элементов шпренгельных фермочек.

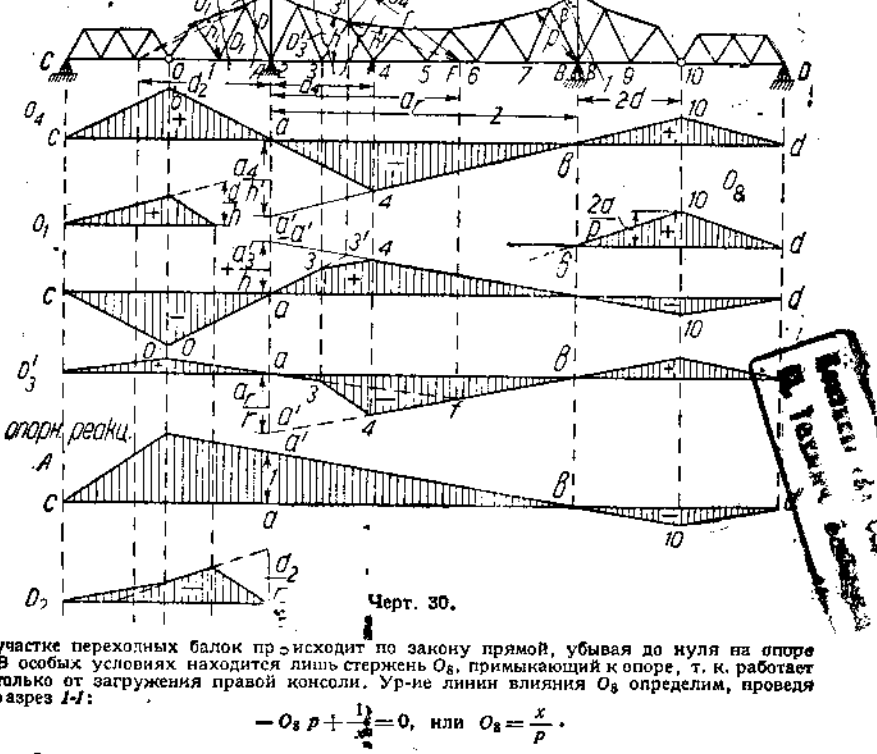
Линия влияния *O* строится по описанным выше приемам, но т. к. длина рассеченной панели стала равна лишь одной трети основной *CD*, то и сноска на ветви определяется точками e_2 и c. Точно так же для линии влияния *S* сноска на ветви определяется точками e_2 и c_1.

Линия влияния S_0 определится суммированием основной линии влияния с треугольником $f_4 e_1 d_2$, являющимся линией влияния для элемента S_2'.

Вид линии влияния стоек отличается от вида для стоек простых систем, т. к. части нагрузки передается подвесками непосредственно на узлы верхнего пояса. Так, напр., для средней стойки из условия равновесия узла D следует, что при постановке груза в средине пролета $V=0$. Стойка будет работать лишь под влиянием усилий, развивающихся в элементах шпренгелей. Линия влияния ее показана на черт. 29, фиг. *f*.

§ 9. Линии влияния для консольных ферм.

Линии влияния усилий элементов междуопорных частей строятся так же, как для бесконсольных двухопорных ферм, с той лишь разницей, что правая ветвь действует на протяжении правой консоли, а левая—левой (черт. 30). Изменение линии влияния на



Черт. 30.

участке переходных балок происходит по закону прямой, убывая до нуля на опоре. В особых условиях находится лишь стержень O_8, примыкающий к опоре, т. к. работает только от загружения правой консоли. Ур-ие линии влияния O_8 определим, проведя разрез *1-1*:

$$-O_8 p + \frac{1}{\infty} = 0, \text{ или } O_8 = \frac{x}{p}.$$

Следовательно, при постановке груза в шарнире *10* ордината линии влияния:

$$O_8 = \frac{2d}{p}.$$

Ур-ие выражает собой закон прямой, проходящей через нуль на опоре.

Линии влияния элементов консолей строятся аналогично. Так, напр., для элемента O_1 ур-ие левой ветви линии влияния:

$$-1x + O_1 h_1 = 0, \text{ или } O_1 = \frac{x}{h_1},$$

где x—расстояние от моментной точки. При $x=d$ $O_1 = \frac{d}{h_1}$. При $x=0$ $O_1 = 0$.

Изменение в пределах переходной фермы происходит по закону прямой. Правая ветвь представляет прямую с нулевыми ординатами. Произведя панельные сноски на ветви, получаем линию влияния O_1.

Для элемента D_2 моментная точка лежит на расстоянии d_2 от левой опоры.

Ур-ие левой линии влияния:

$$1x + D_2 r_2 = 0;\quad D_2 = \frac{x}{r_2}.$$

При $x = 0$ $D_2 = 0$; при $x = d_2$ $D = -\frac{d_2}{r_2}$.

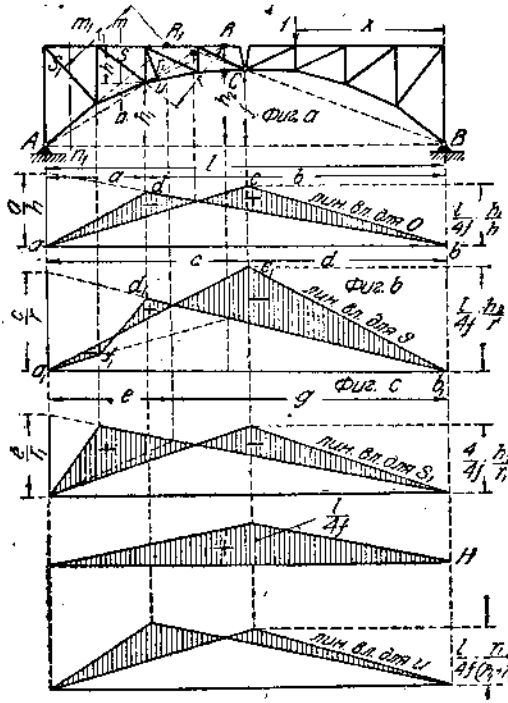
Правая линия влияния представляет собой прямую с нулевыми ординатами, т. к. элементы консоли работают лишь от нагрузки, приложенной на консоли. Т. о., производим сноски узлов панели на правую и левую ветви.

Изменение линии влияния в пределах переходной фермы происходит по закону прямой.

§ 10. Линии влияния для арочных ферм.

Статически определимыми системами арочных ферм являются трехшарнирные арки. Опоры арочных ферм д. б. обязательно неподвижны, т. к. они должны воспринимать и передавать на землю распор арочной фермы.

Распор трехшарнирной арочной фермы направлен внутрь пролета и определяется из условия равновесия действующих на левую или правую половину арки сил:



Черт. 31.

$$Ax - Hf - \sum_1^n P(x-c) = 0,$$

или, т. к.

$$Ax - \sum_1^n P(x-c) = \mathfrak{M}_0$$

(где c—расстояние от точки приложения груза до шарнира) равно моменту в простой балке, то $H = \frac{\mathfrak{M}_0}{f}$, т. е. распор выражается как изгибающий момент в двухопорной балке в сечении, соответствующем абсциссе промежуточного шарнира, деленной на стрелку. Следовательно, линия влияния распора подобна линии влияния $\mathfrak{M}_0$ и отличается от нее лишь множителем $1:f$.

При положении промежуточного шарнира в средине пролета ордината вершины при положении единичного груза в средине линии влияния равна:

$$\frac{1}{2}\frac{l}{2} - Hf = 0;\ H = \frac{l}{4f}.$$

Т. о., построение любой линии влияния усилия элемента арочной трехшарнирной фермы можно производить, как для элемента двухопорной балочной фермы плюс влияние распора.

На фиг. *a* черт. 31 приведены линии влияния поясов и решетки арочной трехшарнирной фермы портального типа. Линия влияния O построена как сумма двух линий влияния: первой—как для элемента верхнего пояса балочной фермы и второй—выражающей влияние распора на усилие O. Дополнительное действие распора определится из ур-ия:

$$-Hh_1 + Oh = 0,$$

или:

$$O = \frac{Hh_1}{h} = \frac{l}{4f}\cdot\frac{h_1}{h}.$$

Суммарная линия влияния изображена заштрихованной (фиг. *b* черт. 31).

Для элемента нижнего пояса U получается вполне аналогично фиг. *c* черт. 31. Влияние распора определится из ур-ия:

$$-H(h+h_1)-Ur=0;$$

$$U=\frac{H(h+h_1)}{r}=\frac{tr_1}{4f(h+h_1)}.$$

Для элемента решетки S_1 моментной точкой является R—на расстоянии C от левой опоры.

Правую ветвь линии влияния раскоса для балочной фермы мы построим, отложив на левой опоре ординату $c:r$, соединив вершину ее с нулем на правой опоре. Левая ветвь определится проекцией моментной точки на правую ветвь и нулем на левой опоре.

Точки d_1 и f_1 являются обычными сносками панельных узлов на правую и левую ветви линии влияния.

Влияние H определится из ур-ия:

$$-Hh_2-Sr=0;$$

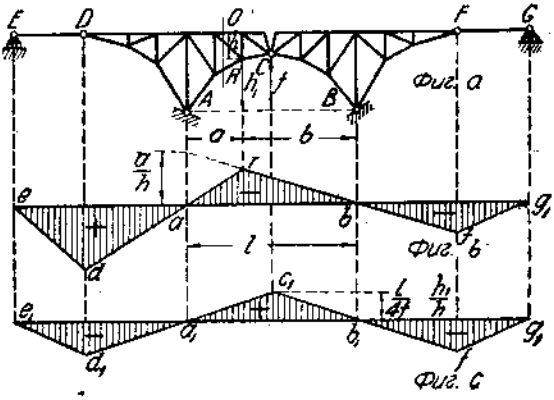
$$S=-\frac{Hh_2}{r}=-\frac{l}{4f}\cdot\frac{h_2}{r}.$$

Суммарная линия влияния заштрихована на черт. 31.

Линия влияния S_1 отличается лишь тем, что сноска левого узла опорной панели попадает на опору и, следовательно, правая ветвь распространяется до правого узла панели.

Для арочно-консольных ферм все построения остаются справедливыми (черт. 32). Напр., для пояса *O* предварительно строим линию влияния для консольно-балочной фермы, а далее изучаем влияние на усилие распора арки. Окончательная линия влияния определится суммированием ординат.

На примере построенных линий влияния мы видим, что площади линий влияния усилий в арочных фермах являются меньшими, чем для балочных. В особенности это сильно сказывается для арочных ферм серповидного очертания и серпов с параллельными поясами. Этим определяются меньшие величины усилий, а следовательно, и затраты материала на пролетное строение. Одновременно возрастает стоимость опор, т. к. они должны воспринять распор. Особенно экономичны арочные фермы при прочных грунтах и значительных величинах стрелок (ок. $^1/_5 l$).



Черт. 32.

§ 11. Вантовые фермы.

Понятие о вантовых фермах и основные преимущества их. Вантовыми фермами называются висячие распорные фермы, испытывающие исключительно растягивающие усилия под действием заданной нагрузки при любом ее расположении.

Наличие исключительно растянутых элементов в вантовых фермах придает им ряд ценных качеств. Главнейшие из них состоят:

1. В возможности конструирования этих ферм из стальных проволочных канатов с высокими сопротивлениями, а следовательно, и допускаемыми напряжениями.

Напряжения здесь не зависят от длин стержней, т. к. продольный изгиб отсутствует.

Сечения элементов не имеют ослаблений заклепочными дырами. Вес элементов ферм получается весьма малый, что позволяет легко транспортировать их и оперировать ими при сборке (черт. 33).

2. В отсутствии поперечных и ветровых связей между фермами, а также соединительных частей в элементах ферм.

Возможность устранения связей определяется состоянием устойчивого равновесия как отдельных элементов, так и ферм в целом вследствие растянутости их.

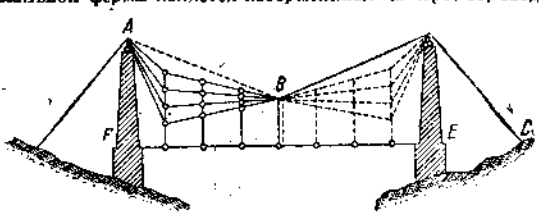
3. В почти полном соответствии работы действительной конструкции таких ферм с расчетной шарнирно-стержневой схемой вследствие взаимного соединения элементов при помощи болтов и серег. Такое соответствие позволяет более смело назначать запасы прочности при проектировании.

4. В полном отсутствии влияния темп-ры и осадки опор на усилия в элементах ферм. Это является следствием статической определимости геометрической схемы их, представляющей трехшарнирную арку.

5. В возможности производства навесной сборки без подмостей с самих же ферм, легкости восстановления и усиления, а также перекрытия чрезвычайно значительных пролетов. Жесткость таких мостов меньшая, чем обычных систем металлических мостов, что является следствием высоких напряжений. Однако практически для мостов под автомобильное движение и узкоколейных ж. д. она достаточна.

Все вышеуказанное приводит к значительной экономии в затратах материала и средств, вследствие чего подобные системы могут найти себе широкое применение в мостостроении и промышленном строительстве.

Принципы образования вантовых ферм. Наиболее общей схемой вантовой фермы является изображенная на черт. 33, введенная в рассмотрение впервые проф. И. М. Рабиновичем. В основе геометрического счертания фермы лежит фигура веревочно-стержневого многоугольника для системы вертикальных сил.



Черт. 33.

Выпуклые веревочные многоугольники, имеющие переломы в местах приложения сил, т. е. узлах фермы, соединены в геометрически неизменяемую систему при посредстве подвесок, шарнирно соединенных с поясами (черт. 33).

Каждый многоугольник имеет n сторон, соединенных между собой $n-1$ шарнирами. Элементы фермы соединены между собой общими шарнирами в точках A и B, где поддерживаются элементами AB и BC.

Закрепления осуществляются при помощи оттяжек CD, закрепляемых в опорных массивах, и пилонов CE и AF, имеющих шарнирное закрепление в точках E и F, либо подвижные опоры на вершинах.

Ферма состоит из двух полуферм: первой—ABC,—работающей при загружении нагрузкой левого полупролета и второй—показанной на черт. 33 пунктиром, обратно симметричной по отношению к первой и работающей при загружении правого полупролета независимо от первой и не связанного с ней общим шарниром в точке B. Каждую из частей можно рассматривать как трехшарнирную арку, имеющую часть AB, состоящую из ряда поясов, соединенных в геометрически неизменяемую систему при посредстве стоек, и элемента BC, прикрепляющего первую часть к вершине пилона C.

Нагрузка передается в узлы фермы через посредство подвесок с проезжей части, элементы к-рой также шарнирно соединены между собой (черт. 33).

Условия геометрической неизменяемости и принципы образования вантовых ферм. Если число поясов полуфермы m, а число панелей в ней n, то общее число элементов в них равно:

$$k = mn + (n-1)\,(m-1) = 2mn - m - n + 1, \qquad (1)$$

т. к. число стоек по каждой вертикали, соответствующей подвескам,—$m-1$, а число таких вертикалей—$n-1$.

Число узлов в части AB полуфермы равно:

$$N = (n-1)m + 2,$$

где число 2 соответствует числу узлов прикрепления A и B.

По условию неизменяемости статически определенной фигуры:

$$2N = K + 3$$

или, сопоставляя с ур-ием (1):

$$2mn - m - n + 4 = 2m(n-1) + 4,$$

откуда $m = n$, т. е. условием геометрической неизменяемости является равенство количества веревочных многоугольников числу сторон в каждом из них, т. е. числу панелей.

Все сказанное остается вполне справедливым и для того еще более общего случая, когда подвески, взаимно присоединяющие пояса, будут наклонными.

Для неподвижности фигуры AB относительно опор необходимо наличие должным образом расположенных трех стержней, каковыми являются стержни BC и AD и пилон AF, из к-рых последние два представляют собой неподвижное закрепление.

Система, изображенная на черт. 34, называется системой Жискляра. Она получила распространение во Франции.

Систему эту можно рассматривать как образованную последовательным присоединением к основной трехшарнирной арке ABC дополнительного ряда трехшарнирных арок ADE и ADC.



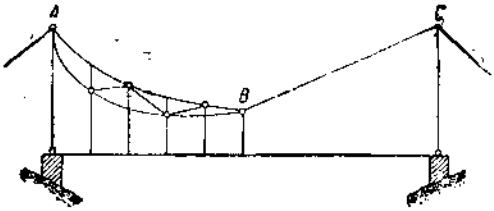
Черт. 34.

Основные свойства вантовых ферм. Установим основные свойства, к-рые необходимо выполнить для соблюдения условия исключительной растянутости всех элементов ферм, т. е. для вантовости их.

Представим себе ферму, изображенную на черт. 35. Т. к. система, изображенная на этом чертеже, является опрокинутой трехшарнирной аркой, то линии влияния усилий элементов ее будут двузначными, с двумя или большим количеством участков (черт. 35 и 36).

Представим себе двузначную линию влияния какого-либо из элементов фермы черт. 36; в общем случае она может иметь и большее, нежели два, количество переломов.

Для обеспечения появления исключительно растягивающего усилия в рассматриваемом элементе фермы необходимо, чтобы действие постоянной нагрузки всегда создавало растягивающее усилие, превосходящее по своей величине действие сжимающего усилия от загружения временной нагрузкой отрицательного участка линии влияния. Это есть основное условие для обеспечения вантовости ферм.

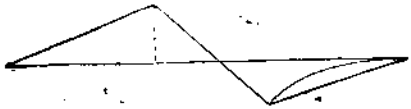


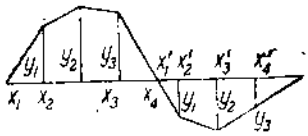
Черт. 35.

Следовательно, каждая вантовая ферма может существовать лишь при определенном для каждого случая соотношении постоянной и временной расчетных нагрузок. Без наличия постоянной нагрузки вантовые фермы существовать не могут.

При ином, нежели принято, расчетном соотношении нагрузок ферма может оказаться не вантовой.

Вследствие этого при проектировании вантовых ферм необходимо назначать их очертание так, чтобы при нек-рых увеличениях временной нагрузки против расчетной все же имелся бы запас растягивающего элемент усилия. В самом деле: пусть мы имеем в общем виде двузначную линию влияния с неограниченным числом переломов и с ординатами y (черт. 37).


Черт. 36.



Черт. 37.

Усилие от постоянной нагрузки в данном элементе будет равно:

$$S = q\left[\sum_1^n (+y_i)\,\lambda_i - \sum_1^n (Y_i)\,\lambda_i\right].$$

Снижающее усилие от временной нагрузки p равно:

$$S_p = p\sum_1^n (-y_i)\,\lambda_i.$$

Если обозначить отношение $\frac{p}{q} = \beta$, а отношение растягивающего усилия от постоянной нагрузки к сжимающему от временной α, т. е.:

$$\frac{q\dfrac{\sum_1^n (+y_i)\,\lambda_i - \sum_1^n (-y_i)\,\lambda_i}{n}}{p\sum_1^n (-y_i)\,\lambda_i} = \alpha,$$

будем иметь:

$$\sum_1^n (+y_i)\,\lambda_i - \sum_1^n (-y_i)\,\lambda_i = \alpha\beta \sum_1^n (-y_i)\,\lambda_i$$

Обозначив:

$$\sum_1^n (+y_i)\,\lambda_i = +\Omega,$$

положительная площадь линии влияния:

$$\sum_1^n (-y_i)\,\lambda_i = -\Omega$$

отрицательная площадь линии влияния:

$$\frac{+\Omega}{-\Omega} = \gamma,$$

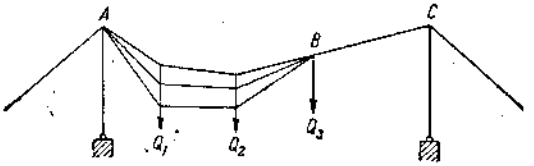
получим:

$$\alpha = \frac{\gamma - 1}{\beta}. \qquad (2)$$

Ур-ие (2) показывает, что запас, обеспечивающий растяжение в элементах вантовых ферм, зависит как от очертания линии влияния (коэф-т γ), так и от соотношения нагрузок (коэф-т β). Следовательно:

1) При увеличении временной нагрузки, т. е. увеличении β, α уменьшается, при уменьшении—возрастает.

2) При $\gamma = 1$ $\alpha = 0$, т. е. при равных величинах положительных и отрицательных площадей линии влияния запас по растяжению обращается в нуль, ферма не может быть вантовой.



Черт. 38.

3) При $\gamma < 1$ $\alpha < 0$, т. е. ферма имеет постоянно сжатые стержни.

4) При $\gamma = \infty$ $\alpha = \infty$, ферма имеет однозначные линии влияния.

При проектировании необходимо задаться при данных нагрузках нек-рым минимальным значением α, к-рое гарантировало бы непоявление сжимающих усилий при работе фермы под нагрузкой, в особенности, если она превзойдет по величине расчетную.

Достижение $\alpha = 1$ ставит ферму перед опасностью потери геометрической изменяемости, а следовательно, возникновения значительных перемещений.

Теоретический вес вантовых ферм м. б. выражен в общем виде:

$$g = \frac{E}{\sigma\delta} \sum_1^n Q_i\delta_i,$$

где δ_i—перемещение по вертикали нагруженных узлов фермы, Q_i—нагрузки, приложенные в узлах (черт. 38), σ—допускаемое напряжение.

Вес вантовых ферм на 1 *п. м* с подвесками м. б. выражен приближенно:

$$g = \frac{\gamma(p+q)l}{4\sigma}\left(1 + \frac{1}{2\cos^3\alpha}\right)\cdot \operatorname{ctg}\alpha,$$

где γ—уд. вес материала элементов фермы, l—пролет, α—угол, составленный прямой AB с горизонтом, σ—допускаемое напряжение.

Линии влияния усилий вантовых ферм. Рассмотрим ферму, изображенную на черт. 33. Построение линии влияния усилий в стержнях ее при помощи обычных способов: Риттера, Кремоны, вырезания узлов, проведения сечений, кинематического—встречают большие затруднения. В самом деле: нельзя провести разреза так, чтобы в него попали три элемента, из к-рых два сходились бы в одной точке, нет узлов, где сходились бы два элемента, следовательно, нельзя построить диаграммы Кремоны; кинематический способ потребует определения большого количества полюсов и т. д.

Общим решением статически определимых систем являются последовательное вырезание узлов и проектирование всех неизвестных усилий в стержнях и нагрузок, приложенных в узлах, на два направления; тогда будем иметь:

$$\sum_1^n X_i \cdot \cos\alpha_i + U_i = 0; \qquad \sum_1^n X_i \cdot \sin\alpha_i + V_i = 0,$$

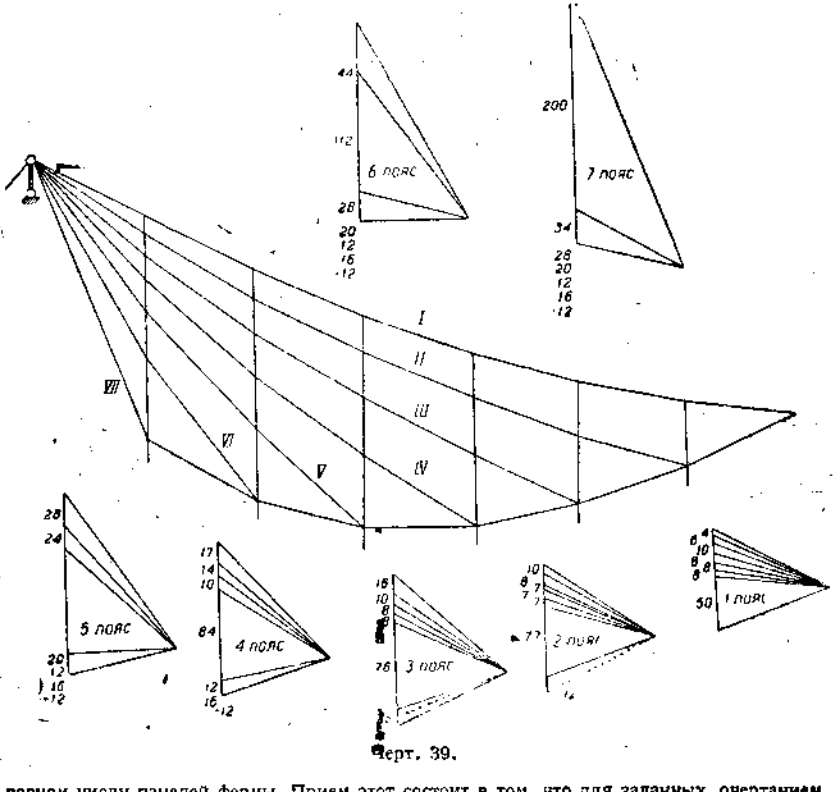
где X_i—неизвестные усилия, U_i и V_i—проекции нагрузок на два принятых направления осей. Число таких ур-ий будет равно числу неизвестных плюс 3, т. е.: $2N = K + 3$, где N—число шарниров, K—число неизвестных усилий в ферме, или: $2N - 3 = K = 2m(n-1)+1$, где m—число поясов и $n-1$—число вертикалей подвесок, 1—стержень BC.

Т. о. принципиально задача м. б. решена при любом количестве панелей, но приходится решать совместно большое количество ур-ий.

Напр., при восьми панелях потребуется решить совместно:

$$2N = 2\,m(n-1)+1 = 8\cdot(8-1)+1 = 113 \text{ ур-ий.}$$

Проф. И. М. Рабиновичем * дан общий графический прием, избавляющий от решения такого большого количества ур-ий и приводящий к решению системы ур-ий в количестве,



Черт. 39.

равном числу панелей фермы. Прием этот состоит в том, что для заданных очертанием фермы веревочных многоугольников строятся графически соответствующие им силовые. Каждое такое построение состоит в том, что берут произвольную вертикаль и отсекают на ней отрезки пучком лучей, параллельных сторонам пояса, исходящих из произвольного полюса (черт. 39).

Отрезки на вертикали в произвольном масштабе принимаются за силы. Полюсное расстояние является совершенно произвольным, но общим для всех силовых многоуголь-

* 30 Сб. Ин-та инж. исхл. Вантовые фермы в мостостроении, ст. И. М. Рабиновича, М., 1930, Транспечать.

ников. Отрицательные значения сил в полученных многоугольниках соответствуют входящим углам, а положительные—выпуклым.

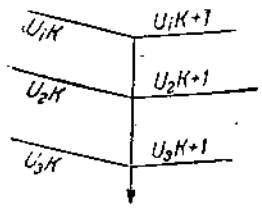
Если два элемента пояса сливаются вместе, то соответствующая сила в силовом многоугольнике обращается в нуль.

Полученные силы не являются произвольными, т. к. каждый из рассматриваемых поясов проходит через три точки A, B и C.

При умножении всей системы сил на неопределенные коэф-ты Z_i каждый пояс остается веревочным многоугольником и для системы сил Z_i, P_i. Задача сводится, т. о., к определению неопределенных коэф-тов Z_i. Если они будут найдены, то усилие в любом элементе пояса:

$$U_{ik} = Z_i u_{ik},$$

где u_{ik}—длина соответствующего луча соответствующего силового многоугольника.



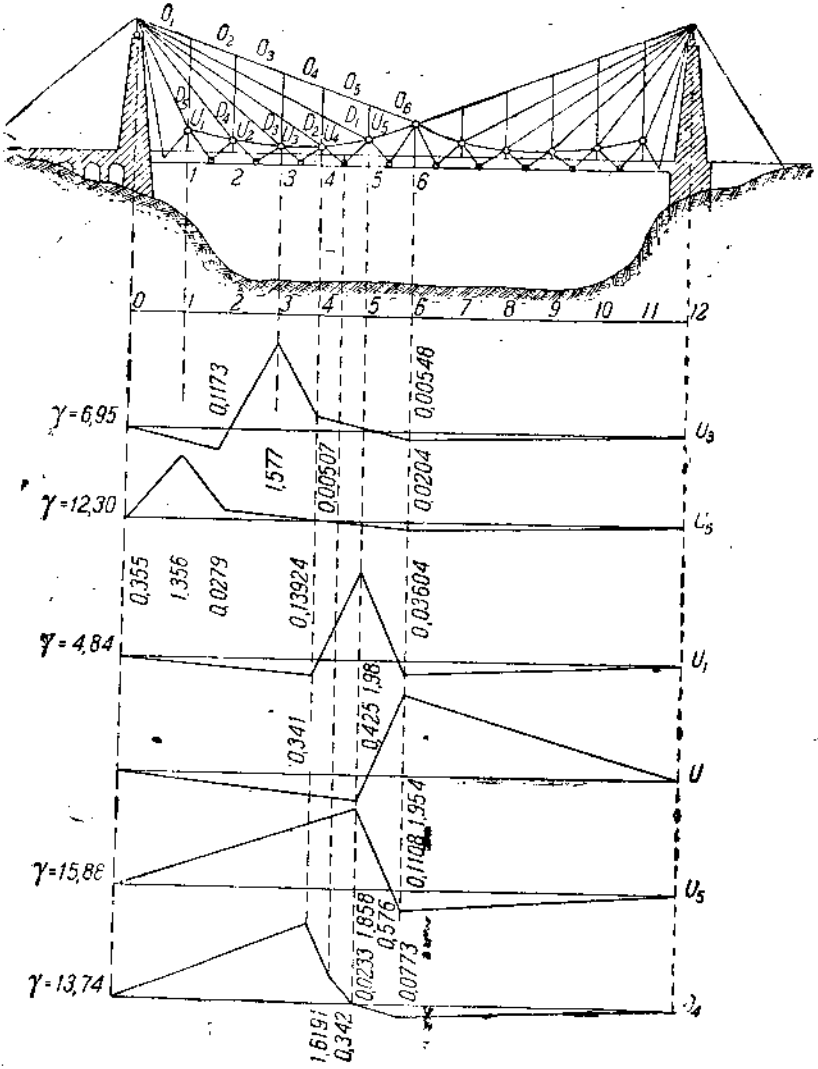
Черт. 40.

Т. о., определение неизвестных Z_i сводится к решению системы линейных ур-ий:

$$\begin{aligned}
z_1P_{11} + z_1P_{12} + z_1P_{13} + \ldots + z_1P_{1n} &= Q_1\\
z_2P_{21} + z_2P_{22} + z_2P_{23} + \ldots + z_2P_{2n} &= Q_2\\
\cdots\cdots\cdots

Следовательно, Z_i м. б. названа характеристикой работы пояса, т. к. усилие в любом элементе его находится путем умножения Z_i на соответствующее U_{ik}.

Линия влияния характеристики Z_i выражает одновременно характер изменения усилий в любом элементе пояса.



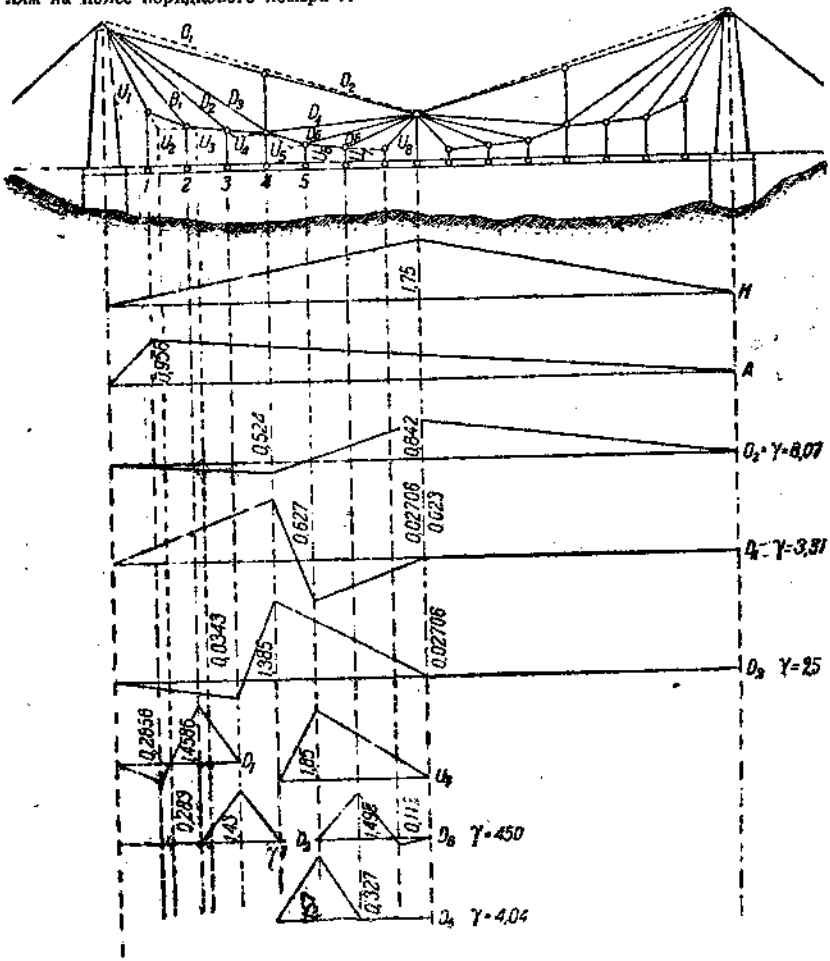
Черт. 42.

После нахождения всех Z_i, а следовательно, и усилий во всех элементах поясов, усилия в подвесках м. б. найдены последовательным суммированием величин вертикальных проекций усилий в поясах, сходящихся в узлах *1*, *2*, *3* и т. д.

Следовательно, усилие в любой подвеске (черт. 40):

$$V_{tk} = \sum_{i=1}^{i=t} Z_i P_{ik},$$

где Z_i и P_i относятся к каждому предшествовавшему узлу, расположенному по вертикалям на поясе порядкового номера t.



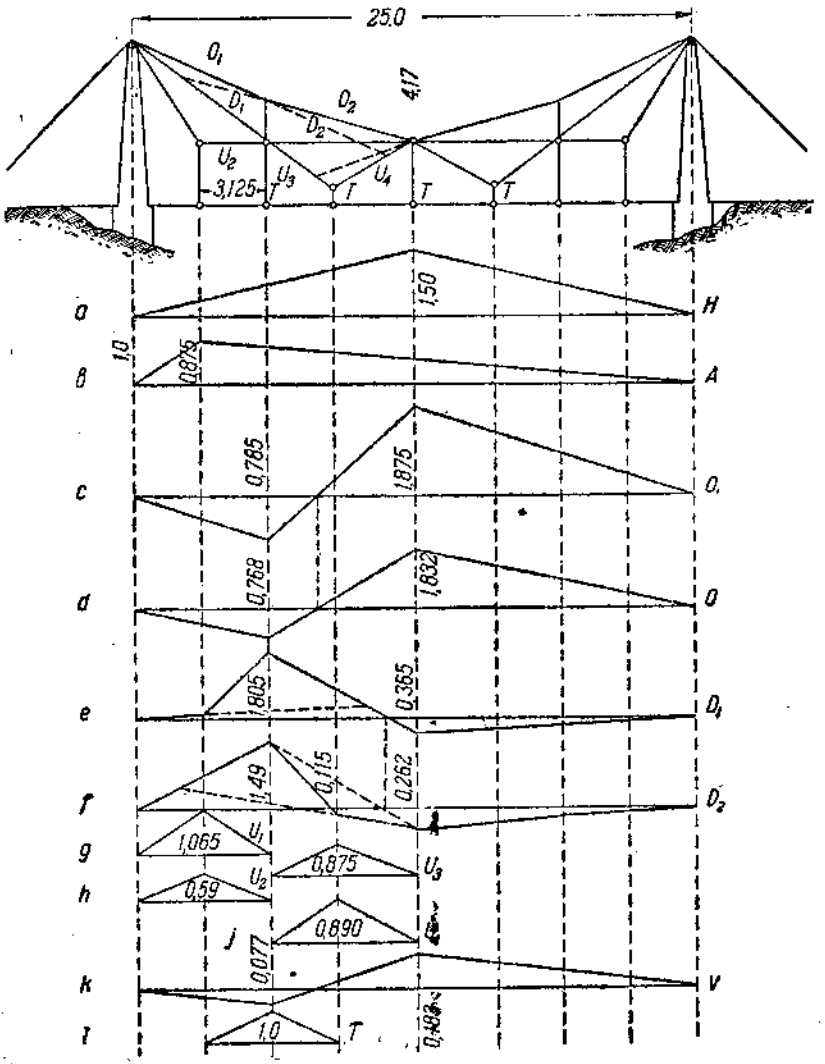
Черт. 43.

На черт. 39 приведено указанное графическое построение силовых многоугольников, на к-ром указаны величины этих сил, взятые в произвольном масштабе. На черт. 41 приведены линии влияния характеристики нек-рых поясов. Так, верхний пояс *I* растянут при любом положении нагрузки в пролете, пояса *III*, *IV* и *VI* работают гл. обр. от нагрузки, приложенной в узлах *5*, *4* и *2*.

Линии влияния эти двухзначны и согласно выщеизложенному о запасах по растяже-

нию обеспечивают безопасность фермы при определенных отношениях постоянной и временной нагрузок.

Изображенные на черт. 42, 43 и 44 вантовые фермы, предложенные и разработанные в Центр. ин-те трансп. строительства, позволяют построить линии влияния значительно более простым путем, не прибегая к решению системы ур-ий.



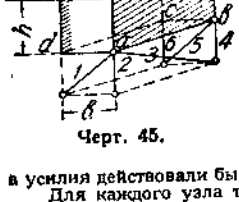
Черт. 44.

В ферме, изображенной на черт. 42, могут быть построены линии влияния в следующем порядке: O_8 и U_3 при посредстве точек Риттера; O_1, O_2, O_3, O_4, O_5 и т. д. отличаются от O_8 лишь в отношении cos углов наклона к горизонту. Узлы *1*, *2*, *3*, *4*, *5* и *6* имеют продольную подвижность.

Усилия в подвесках V_1, V_2, V_3, V_4, V_5 найдутся как разности вертикальных проекций смежных элементов верхнего пояса. Линии влияния усилий элементов U_1 можно получить, рассекая панели, напр., 4—5 для U_4, и беря сумму моментов действующих сил относительно узла 4. Линии влияния остальных лучей строятся аналогично. Линии влияния нижних поясов находятся вырезанием узлов этого пояса и проектированием на горизонталь.

§ 12. Пространственные фермы.

Образование ферм и условия неизменяемости. Для придания пространственной ферме неподвижности необходимы шесть опорных стержней, расположенных т. о. (черт. 45), что направление их не м. б. пересечено одной прямой.



Черт. 45.

Наименьшим числом опор является 3, из к-рых одна неподвижная, другая подвижная на плоскости, третья подвижная лишь в одном направлении той же плоскости.

Пространственные фермы, образованные из основного шарнирного треугольника посредством присоединения к нему новых треугольников, не лежащих в одной плоскости с первоначальным, называются простейшими (черт. 46).

При этом для устранения изгиба и кручения в стержнях ее необходимо, чтобы нагрузка была приложена в узлах фермы, стержни были бы прямолинейными и шарнирно соединенными между собой при посредстве шаровых шарниров, а усилия действовали бы центрально.

Для каждого узла такой фермы можно составить три условия равновесия усилий в стержнях и нагрузки, приложенной в нем, т. е.:

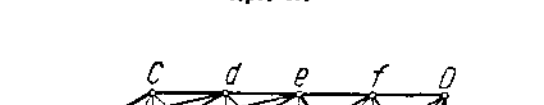
$$\Sigma X = 0,\ \Sigma Y = 0,\ \Sigma Z = 0.$$

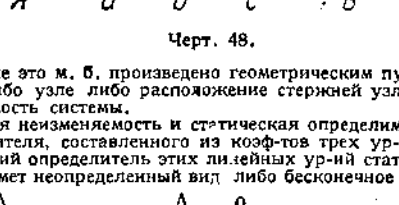
Для n узлов фермы можно составить $3n$ таких ур-ий. Если число стержней фермы вместе с опорными составляет $k = 3n$, то система неизменяема и статически определима, в случае $k > 3n$—статически неопределима, при $k < 3n$—изменяема.

Для фермы свободной (черт. 47) условием неизменяемости является $k = 3n - 6$, где 6—наименьшее число опорных стержней. Исследование геометрической неизменяемости и статической определимости м. б. произведено часто приведением фермы к простейшей путем отбрасывания узлов со сходящимися в нем тремя стержнями до получения исходной трехгранной пирамиды (черт. 48).



Черт. 46.


Черт. 47.



Черт. 48.

В других случаях исследование это м. б. произведено геометрическим путем; т. н. наличие двух стержней в каком-либо узле либо расположение стержней узла в одной плоскости указывают на изменяемость системы.

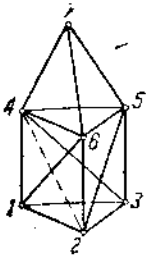
В общем случае геометрическая неизменяемость и статическая определимость м. б. исследованы вычислением определителя, составленного из коэф-тов трех ур-ий равновесия n узлов. При этом, если общий определитель этих линейных ур-ий статики будет равен нулю, то решение ур-ий примет неопределенный вид либо бесконечное значение:

$$x = \frac{\Delta_x}{\Delta} = \frac{\Delta_x}{0} = \infty \quad \text{или:} \quad x = \frac{\Delta_x}{\Delta} = \frac{0}{0}.$$

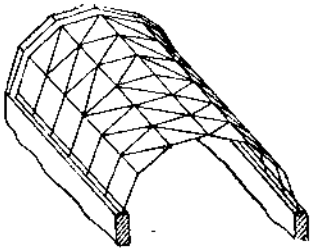
В первом случае система изменяема, во втором мгновенно равновесна, т. е. в обоих случаях для практических целей непригодна.

Из простейших систем путем преобразований можно получить сложные пространственные фермы. Преобразования эти, состоящие в замене стержней другими внутренними стержнями или лишними сверх шести опорных связями, м. б. плоские или пространственные.

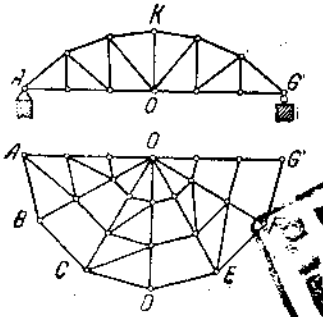
В первом случае (черт. 49) замененный стержень ставится в одной плоскости с заменяемым, во втором в разных. При замене стержней дополнительными опорными связями пространственная ферма становится распорной (черт. 50) либо — при наличии опорного кольца—безраспорной (черт. 51).



Черт. 49.



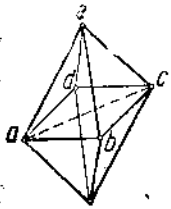
Черт. 50.



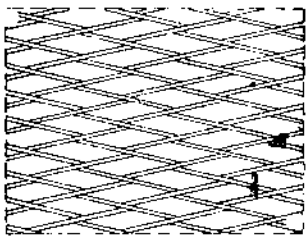
Черт. 51.

Классификация ферм по способу их образования. Пространственные фермы по способу образования м. б. разделены на: 1) простейшие, 2) сложные, преобразованные из простейших, 3) сетчатые и ребристые (черт. 52 и 53), 4) балочно-сферические и пространственные стропильные фермы (черт. 54).

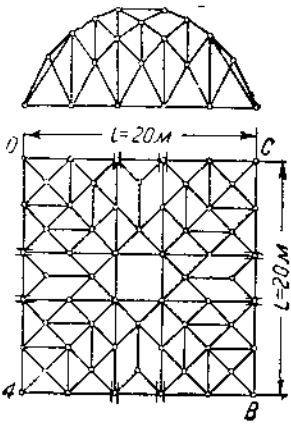
Методы расчета пространственных ферм. Методы расчета пространственных ферм аналогичны описанным выше для плоских ферм. Так, способ непосредственного разложения сил отличается от подобного ему тем, что разложение ведется на три направления и в двух проекциях. При этом начинается разложение сил с узла с сходящимися в нем тремя стержнями с последующим переходом к узлам с тремя стержнями.



Черт. 52.



Черт. 53.



Черт. 54.

Метод моментов аналогичен способу моментных точек, с той лишь разницей, что вместо моментных точек принимаются моментные оси.

При вырезании узлов проектирование производится на три оси.

Особым является метод разложения сил на плоские системы, образующие собой пространственные фермы. Наиболее общими методами являются метод замены стержней и кинематический метод. Однако оба эти способа сложны и вследствие этого имеют редкое применение, тем более, что применяющиеся пространственные фермы обычно несложны, вследствие чего легко рассчитываются указанными выше способами.

Для упрощения расчета следует в каждом случае установить предварительно, нельзя ли определить усилия в стержнях каких-либо узлов из простых соображений, чтобы пользоваться ими как известными. Следует также иметь в виду, что если удается определить усилия в стержнях фермы при каком-либо одном положении груза, то тем самым м. б. определены усилия и при расположении нагрузки в любых узлах.

Способ вырезания узлов. Рассматривая равновесие узла со сходящимися в нем элементами, образующими углы α, β и γ с осями координат, можем написать для каждого из них:

$$\Sigma S \cdot \cos\alpha + P_x = 0;\quad \Sigma S \cdot \cos\beta + P_y = 0;\quad \Sigma S \cdot \cos\gamma + P_z = 0;$$

или:

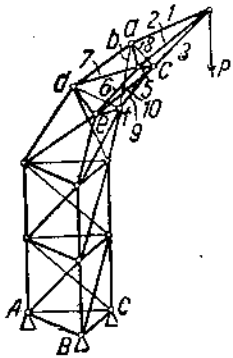
$$\Sigma S \frac{a}{e} + P_x = 0;\quad \Sigma S \frac{b}{e} + P_y = 0;\quad \Sigma S \frac{c}{e} + P_z = 0,$$

где a, b и c—проекции длин стержней на оси координат.

Из трех ур-ий определяем три неизвестных усилия в стержнях. Начиная с того узла, где сходятся лишь три стержня, последовательно определяем усилия во всех следующих узлах.

Те же ур-ия м. б. получены на основании принципа возможных перемещений.

Решение может быть произведено и графическим путем—разложением действующих в узле сил на направления стержней в двух проекциях. Способ проектирования на оси удобен в применении к простейшим и преобразованным из них системам (так, напр., для указанных на черт. 55 крана Шлинка, нагруженной силой P на направления *1*, *2*, *3* и дальнейшем разложении усилий I, II, III в узлах *a*, *c*, *5* на соответственные три направления и т. д.).



Черт. 55.

Способ моментов. Способ моментов состоит в том, что при использовании шести ур-ий статики принимаются за оси моментов линии, пересекающие возможно большее число заданных направлений, т. е. стержней фермы. Тогда в соответственные ур-ия будут входить лишь усилия, направления к-рых не пересекаются с выбранной осью.

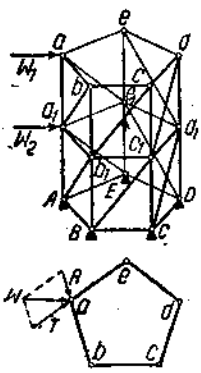
В общем случае можно выбрать для каждых четырех направлений по две линии, к-рые все эти линии пересекают. Эти линии и принимаются за оси моментов.

Для определения усилий во всех шести пересекаемых выбранным сечением усилий достаточно будет решить два ур-ия с двумя неизвестными. Напр., в системе черт. 55 для определения усилий *5* и *6*, проведя сечение плоскостью *I—I*, за ось моментов следует выбрать линию *b—b*, по к-рой пересекаются линии *1*, *2*, *3* и *4*.

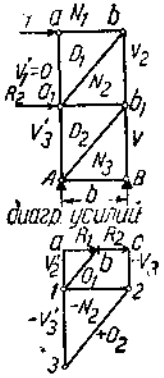
Беря моменты относительно оси *c—c* и зная величину усилия в стержне *6*, можем определить величину усилий *1*, *2* и т. д.

В нек-рых частных случаях возможно найти ось, пересекающую пять из шести заданных направлений, и, след., неизвестное усилие найдется из одного ур-ия с одним неизвестным. Так, напр. (черт. 45), усилие в стержне *6* определится из ур-ия равновесия относительно оси *a—b*, т. к. лишь он один не пересекает эту ось.

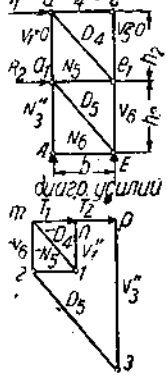
Метод разложения на плоские системы. Метод состоит в том, что действующие в узлах схода силы раскладываются на направления сходящихся граней,



Черт. 56.



Черт. 57.



Черт. 58.

Каждая из полученных слагаемых воздействует на плоскую ферму, усилия в к-рой находятся по общим для этого способам (черт. 56, 57, 58). Метод этот практически применим лишь для тех ферм, к-рые по условиям своего образования м. б. разложены на небольшое количество плоских ферм.

Расчет опорного кольца в пространственных фермах. Для освобождения стен зданий от распора, как указывалось выше, применяются опорные кольца, все же опоры, кроме одной, заменяются подвижными, двигающимися по определенным направлениям. Направления эти определяются условиями неподвижности системы в пространстве. В этом случае кольцо рассчитывается как веревочный многоугольник, нагруженный усилиями стержней, опирающихся на него. При этом опоры колец должны укладываться с соблюдением одного из следующих правил: 1) ось их служит продолжением стороны кольца в одну сторону (по или против часовой стрелки); 2) оси катков не должны пересекаться в одной точке и в частном случае для цилиндрических катков не быть параллельными друг другу; 3) при четном числе опорных стержней оси катков не должны совпадать с биссектрисами внешних углов опорного кольца.

Приближенные методы расчета. Система Цоллигера применяется для деревянных перекрытий (черт. 50 и 53). Система многократно статически неопределимая. На практике применяется следующий приближенный метод расчета: выделяют полосу покрытия, нормальную к его продольной оси и равную одной зоне наклона стержней, и рассчитывают полосу как статически определимую трехшарнирную или двухшарнирную арку.

Система гиперболоидов (Шухова) применяется для радиомачт и пилонов; может быть рассчитана приближенно как брус, загеланный одним концом.

Деформации статически определимых систем.

§ 1. Обозначения перемещений.

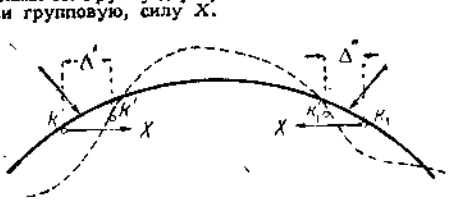
Всякое перемещение (как линейное, так и угловое), вызываемое силами, моментами и пр., обозначается буквой Δ с двумя индексами. Первый индекс указывает ту силу, по направлению к-рой рассматривается перемещение, а второй (или группа индексов) обозначает ту причину, от к-рой определяется перемещение. Так, напр., $\Delta_{x,\,p}$ есть перемещение по направлению силы X, но вызванное действием силы P; $\Delta_{x(x,\,p)}$—перемещение по направлению силы X, вызванное действием сил X и P.

Если через X обозначается пара, то соответственно $\Delta_{x(x,\,p)}$ понимается как угол поворота точки приложения пары X от действия пары X и силы P; $\Delta_{x,\,\Sigma p}$—перемещение по направлению силы X, но вызванное целой системой заданных сил P (суммой сил P).

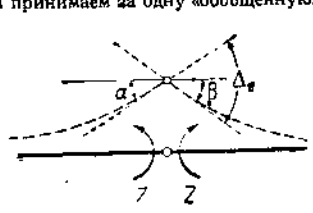
Иногда силы (неизвестные) при их большом числе обозначаются одной буквой, но с цифрой, напр.: x_1, x_2, x_3 и т. д. Тогда $\Delta_{1,2}$—перемещение по направлению первой силы (X_1), но вызванные действием второй по счету силы (X_2).

Перемещения, вызываемое **единичными силами или моментами** и называемые **элементарными**, обозначаются буквой δ взамен Δ и притом также с двумя индексами. Так, напр., δ_{xp}, δ_{xy} и т. п. суть перемещения по направлению силы X, но вызванные силой $P=1(\delta_{xp})$ или силой $Y=1(\delta_{xy})$, и т. д.

Если какую-либо группу (двух или больше) сил выгодно в дальнейшем не расчленять, то такая группа сил обозначается одной буквой. Напр., выбрасывая затяжку в раме (черт. 1) (или стержень в ферме), действие ее на систему заменяют, как известно, двумя силами X. Группу двух указанных сил в дальнейшем принимаем за одну «обобщенную», или групповую, силу X.



Черт. 1.



Черт. 2.

Разделение ее (обобщенной) на две силы является противоестественным, т. к. одна без другой существовать не может, да это и усложнило бы все дальнейшие выкладки.

Под «обобщенным» (групповым) перемещением δ_{xx} будем в таком случае понимать взаимное сближение точек, к к-рым приложены составляющие силы X. (Тогда $X\cdot\delta_{xx}$ представит работу, совершаемую силой X).

Встречаются «обобщенные» силы, состоящие из двух взаимно противоположно направленных моментов (обобщенная пара) (что необходимо представить себе, когда мысленно подставим в какое-либо сечение балки шарнир). Для такого случая (черт. 2) «обобщенное» перемещение δ_{zz} представит собою угол взаимного поворота точек приложения пар, составляющих обе вместе «обобщенную» силу Z.

Если причиной, вызывающей перемещения, является температура, то вторым индексом выбирается буква t. Так, Δ_{xt} есть перемещение по направлению силы X, вызванное темп-рой, $\Delta_{x(xt)}$—перемещение, вызванное силой X вместе с темп-рой, и т. д.

Перемещения, вызванные осадкой, имеют вторым индексом букву Δ. Так, $\Delta_{x\Delta}$—перемещение по направлению силы X, но вызванное происшедшей осадкой в Δ см.

§ 2. Закон о взаимности перемещений. (Закон Максвелла.)

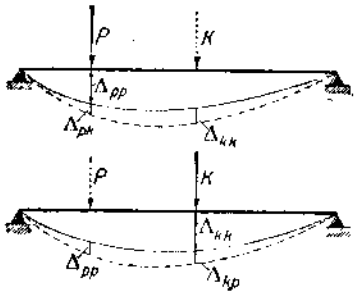
Представим себе сооружение любой формы, статически определимое или неопределимое (что безразлично для результатов вывода этого параграфа), к-рое должно принять две количественно равные статические силы P и K. Рассмотрим работу, совершаемую этими силами, при двух предположениях. Первое: вначале оказывает действие сила P и после того, как эта сила возрастет до своего наибольшего значения P (после чего ее возрастание, а следовательно, и прогибы от нее остановятся), вступает в действие сила K (черт. 3); второе: вначале действует сила K, потом сила P (черт. 4). На фиг. 3 сплошной линией указана линия прогиба от силы, действующей вначале, т. е. P, а пунктиром то, что дополняется от последующего действия силы K. На черт. 4 соответственно сплошной линией показана линия прогиба от силы K и пунктиром—дополнение от силы P.

Напишем выражение работы по первому порядку действия силы (черт. 3):

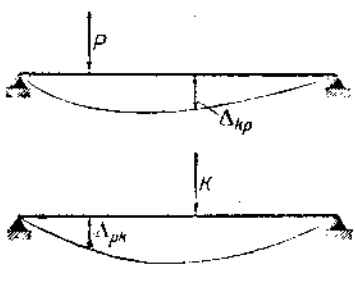
$$T_1 = P\left[\frac{1}{2}\cdot\Delta_{pp} + \Delta_{pk}\right] + K\cdot\frac{1}{2}\cdot\Delta_{kk}\text{*}. \qquad (1)$$

Работа сил при втором порядке их действия будет (черт. 4):

$$T_2 = K\cdot\left(\frac{1}{2}\cdot\Delta_{kk} + \Delta_{kp}\right) + P\cdot\frac{1}{2}\cdot\Delta_{pp}. \qquad (2)$$



Черт. 3 и 4.



Черт. 5 и 6.

Но т. к. работа не зависит от порядка действия сил (как следствие принципа независимости действия), а зависит от начального и конечного состояний (а эти состояния по черт. 3 и 4 одинаковы), то:

$$T_1 = T_2,$$

или:

$$P\cdot\frac{1}{2}\cdot\Delta_{pp} + P\cdot\Delta_{pk} + K\cdot\frac{1}{2}\cdot\Delta_{kk} = K\cdot\frac{1}{2}\cdot\Delta_{kk} + K\cdot\Delta_{kp} + P\cdot\frac{1}{2}\cdot\Delta_{pp},$$

откуда, имея в виду, что по условию $P = K$, получаем:

$$\Delta_{pk} = \Delta_{kp}.$$

Это и есть закон Максвелла о взаимности перемещений, читаемый: **перемещение по направлению одной силы (хотя бы по направлению P), но вызванное другой (т. е. K), количественно равной первой (т. е. Δ_{pk}), количественно равно перемещению по направлению второй силы (т. е. K), но вызванное первой силой, т. е. $P(\Delta_{kp})$.**

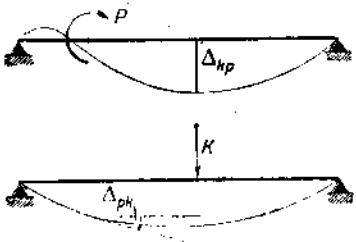
Для иллюстрации этого закона указанные взаимные перемещения представлены на черт. 5 и 6 порознь.

---

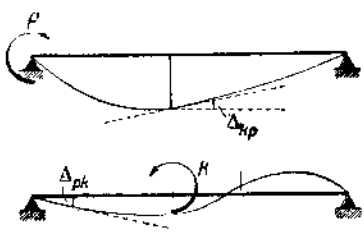
* Т. к. на пути Δ_{pp} самая сила P возрастала (статическое действие), то ее работа на указанном пути, как известно, должна определяться половинным произведением силы на путь, т. е. $P\cdot{}^1/_2\cdot\Delta_{pp}$. На пути же Δ_{pk}, т. е. от силы K, работа силы P будет определяться полным произведением, т. е. $P\cdot\Delta_{pk}$, т. к. весь путь Δ_{pk} сила оставалась постоянной и равной P.

Итак, если груз из одного положения (P) переставить в другое (K), то в обратном порядке перемещаются количественно равные перемещения, имеющие место в обоих случаях загрузки.

Указанный закон Максвелла распространяется на любой вид сил P и K, т. е. будет ли это обычная сила, измеряемая в *кг* (обозначаемая линейным вектором), или пара, измеряемая в *кгм* (обозначаемая дуговым вектором), или целые группы всевозможных сил, лишь бы они количественно между собою были равны.



Черт. 7 и 8.



Черт. 9 и 10.

На черт. 7 и 8 продемонстрирован закон Максвелла для случая, когда P—пара, а K—обычная сила, на черт. 9 и 10 представлены взаимно равные перемещения, когда P и K—пары.

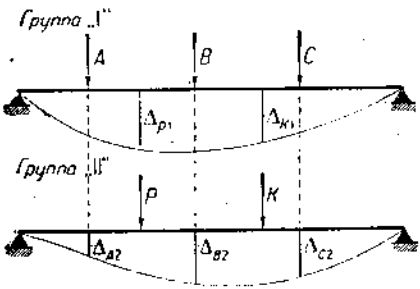
Для случая элементарных перемещений, т. е. перемещений, вызванных единичными силами, закон Максвелла будет записываться:

$$\delta_{pk} = \delta_{kp}. \tag{3}$$

Закон Максвелла имеет большое практическое значение для построения линий влияния перемещений. Так, линию влияния прогиба какой-либо точки сооружения можно построить как эпюру прогиба в том же сооружении от груза, равного единице, приложенного в рассматриваемой точке (т. е. $\delta_{kp} = \delta_{pk}$); линия влияния угла поворота точки является одновременно эпюрой прогиба сооружения от пары, равной единице, приложенной в рассматриваемой точке; линия влияния изменения угла между двумя стержнями фермы одновременно есть эпюра прогиба фермы от действия двух взаимно противоположных пар, по единице каждая, приложенных к рассматриваемым двум стержням (в виде двух сил, образующих единичную пару и приложенных по концам стержней).

Т. к. построение эпюр прогибов нагляднее и проще, то при построении линий влияния перемещений такая замена (по закону Максвелла) широко используется.

§ 3. Закон о взаимности работ. (Закон Бетти.)



Черт. 11 и 12.

Представим себе какое-либо сооружение, один раз несущее нагрузку силами (или парами, что безразлично для вывода) A, B, C и т. д. (черт. 11) и другой раз силами P, K и т. д. (черт. 12). Сокращенно первую группу сил будем обозначать «группа I» и вторую — «группа II». Напишем т. наз. виртуальную работу первой группы сил на перемещениях от второй группы. В отличие от действительной работы, где сила помножается на путь, созданный ею или группой сил, в состав к-рых входит и эта сила, виртуальная работа есть формальное произведение силы на перемещение по ее направлению, но вызванное другими силами, ничего общего с первой не имеющими.

Итак, виртуальная работа первой группы сил (черт. 11) на перемещениях второй (черт. 12) напишется в виде:

$$T_{1-2} = A \cdot \Delta_{a2} + B\Delta_{b2} + C\Delta_{c2}. \tag{4}$$

Виртуальная работа второй группы сил на перемещениях, вызванных первой группой, представится в виде:

$$T_{2-1} = P \cdot \Delta_{p1} + K\Delta_{k1}. \qquad (5)$$

Выражая перемещения Δ_{a1}, Δ_{b1} ... Δ_{p1} и т. д. по принципу независимости действия при помощи элементарных, напр.:

$$\Delta_{a1} = \Delta_{ap} + \Delta_{ak} = P\delta_{ap} + K\delta_{ak},$$

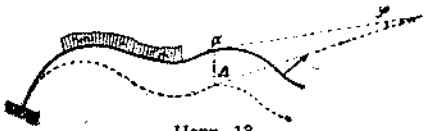
а по закону Максвелла заменяя δ_{ap} на δ_{pa} и т. д. и подставляя в выражения T_{1-2} и T_{2-1}, доказываем, что:

$$T_{1-2} = T_{2-1}.$$

Это и есть знаменитая теорема Бетти о взаимности виртуальных работ, гласящая: виртуальная работа одной группы сил (хотя бы A, B и C) на перемещениях по их направлениям, но вызванных другой группой сил (P, K), равна виртуальной работе второй группы сил на перемещениях от первой группы сил.

§ 4. Единая формула перемещений. (Теорема Мора.)

Представим себе любое сооружение с любой нагрузкой и поставим себе целью определить перемещение какой-либо его точки. Определим хотя бы опускание правого конца, обозначенное на черт. 13 через Δ.



Черт. 13.



Черт. 14.

Введем в рассмотрение фиктивное состояние в виде силы, равной единице и приложенной в точке, где разыскивается прогиб (черт. 14). Действительное состояние обозначим первым, а введенное фиктивное—вторым состоянием. Напишем работу этой фиктивной силы на перемещениях действительного состояния (черт. 13); это будет:

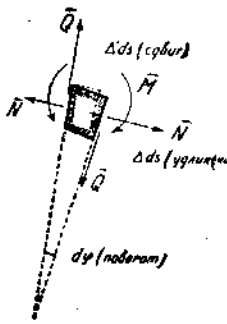
$$T_{2-1} = 1 \cdot \Delta = \Delta,$$

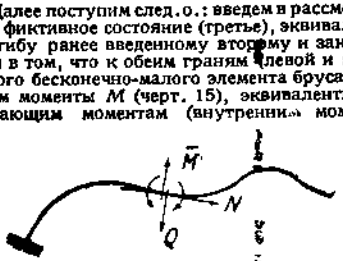
т. е. количественно работа выбранного фиктивного состояния на действительных перемещениях есть искомое перемещение.

Согласно теореме Бетти, должно быть:

$$\Delta = T_{1-2}.$$

Далее поступим след. о.: введем в рассмотрение новое фиктивное состояние (третье), эквивалентное по изгибу ранее введенному второму и заключающееся в том, что к обеим граням (левой и правой) каждого бесконечно-малого элемента бруса ds приложим моменты M (черт. 15), эквивалентные тем изгибающим моментам (внутренним моментам),





Черт. 15-а.

Черт. 15-б.

к-рые возникали во втором состоянии, а также поперечные и продольные силы. На черт. 15 эти моменты и силы указаны только для одного промежуточного кусочка в целях не затемнять чертежа. В дальнейшем надо иметь в виду, что у каждого элемента (слева и справа его) действуют такие парные силы (более детально см. на черт. 15 справа).

Т. к. в третьем состоянии все элементы бруса испытывают деформации, одинаковые со вторым состоянием, то, очевидно, упругая кривая нового состояния накладывается на упругую кривую второго. Следовательно:

$$T_{1-2} = T_{1-3},$$

т. к. силы первого состояния, умноженные на перемещения второго или третьего состояния, дают одинаковую работу в виду одинаковых перемещений этих состояний (второго и третьего).

Сопоставляя указанные выше различные равенства работ, имеем:

$$T_{3-1} = \Delta,$$

т. е. виртуальная работа нового фиктивного состояния на перемещениях действительного равна искомому перемещению.

Работа парных моментов (обобщенной пары), как известно (стр. 338), представляется произведением момента на угол взаимного поворота граней, к к-рым приложены эти парные моменты.

Т. о., для какого-либо элемента (хотя бы заштрихованного на черт. 15 и 13) виртуальная работа момента $\overline{M}$ (момента фиктивного состояния) на перемещении действительного представится в виде:

$$\overline{M} \cdot d\varphi,$$

где $d\varphi$—угол взаимного поворота двух бесконечно-близких граней элемента бруса в действительном состоянии (черт. 13).

Работа всех моментов $\overline{M}$ со всех элементов представится в виде:

$$\Sigma \overline{M} \cdot d\varphi.$$

Точно так же для сил $\overline{Q}$ и $\overline{N}$ их работа будет иметь вид:

$$\Sigma \overline{Q} \Delta ds + \Sigma \overline{N} \Delta ds.$$

Полная работа T_{3-1} будет иметь вид:

$$T_{3-1} = \Delta = \Sigma \overline{M} \cdot d\varphi + \Sigma \overline{Q} \Delta ds_1 + \Sigma N \Delta ds.$$

Среднее слагаемое по незначительности никогда в расчет не вводится, последнее же (влияние продольной силы) иногда учитывается.

Так как суммирование большого числа слагаемых затруднительно, то здесь необходимо прибегнуть к помощи интегрального исчисления, что возможно, т. к. члены $\overline{M} \cdot d\varphi$ и подобные на определенных участках сооружения (а иногда и на всем протяжении) являются непрерывно изменяющимися, а потому формулу перемещений окончательно можно представить в виде (обычно применяемом):

$$\Delta = \Sigma \int_1^s \overline{M} \cdot d\varphi + \Sigma \int_1^s \overline{N} \cdot \Delta ds, \qquad (5')$$

где $\int_1^s$ распространяется на участки с непрерывным изменением по этим участкам подынтегральных выражений, т. е. $\overline{M}$, N, $d\varphi$ и Δds.

Для практического пользования целесообразно $d\varphi$ и Δds раскрыть, выразив через силовые факторы.

Если в действительном состоянии действующей причиной была только нагрузка (темп-ра отсутствовала), то, как известно из курсов сопротивления материалов:

$$d\varphi = \frac{M \cdot ds}{EI}; \quad \Delta ds = \frac{N \cdot ds}{E\omega},$$

где M и N—моменты и продольные силы указанного действительного состояния.

Тогда ур-ие (5) примет вид:

$$\Delta = \Sigma \int_1^s \overline{M} M \frac{ds}{EI} + \Sigma \int_1^s \overline{N} N \frac{ds}{E\omega}. \qquad (6)$$

При наличии также и температурного воздействия добавляются еще слагаемые вследствие действия темп-ры.

Так в статически определимых системах, если верхние волокна нагреваются на $t^\circ_в$ и нижние $t^\circ_н$ и если темп-ру нейтрального слоя обозначим через t_0, то деформации элемента от температурного воздействия будут:

$$\Delta \cdot ds_t = \alpha t_0 \cdot ds; \quad d\varphi = \frac{\alpha \cdot t_r ds}{h},$$

где α—коэф-т линейного расширения материала, t_r — разность температур.

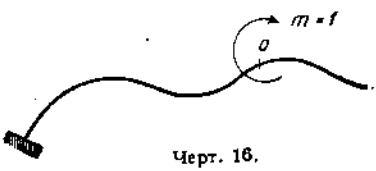
Тогда ур-ие (5) перепишется для этого общего случая в виде:

$$\Delta = \Sigma \int_0^s \overline{M} M \frac{ds}{EI} + \Sigma \int_0^s \overline{N} N \frac{ds}{E\omega} + \alpha \Sigma \int_0^s \overline{M} \frac{t_r ds}{h} + \alpha \Sigma \int_0^s \overline{N} t_0 ds. \qquad (7)$$

При наличии же одного только температурного воздействия в статически определимых системах при отсутствии внешних сил ф-ла перемещения примет вид:

$$\Delta = \alpha \Sigma \int_0^s \overline{M} \cdot \frac{t_r}{h} \cdot ds + \alpha \Sigma \int_0^s \overline{N} \cdot t_0 ds. \qquad (8)$$

В статически неопределимых системах действие темп-ры в ряде случаев вызывает появление от себя изгибающих моментов и продольных сил, а потому ф-лу можно распространить и на статически неопределимые системы, если под M и N подразумевать моменты и продольные силы, вызванные нагрузкой и темп-рой, а не только одной нагрузкой.



Черт. 16.

Ф-лы (5) и (7) носят название единой формулы перемещений (Мора), так как дают возможность определять перемещения в общем случае воздействий в любом сооружении и притом любое перемещение.

Выше было рассмотрено определение линейного смещения. Для того, чтобы определить угловое перемещение хотя бы той же точки, надлежит воспользоваться прежней ф-лой (5) и следующей, лишь только в этом случае надлежит установить фиктивное (подсобное) состояние для того, чтобы T_{s-1} обратилось не в перемещение Δ, а в угол φ. Очевидно, для этой цели необходимо в фиктивном состоянии выбрать в рассматриваемой точке действующей фиктивную пару m с моментом, равным единице (фиг. 16). Тогда работа фиктивного состояния на перемещениях действительного примет вид:

$$T_{s-1} = 1 \cdot \varphi = \varphi.$$

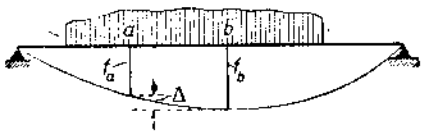
В свою очередь было показано, что:

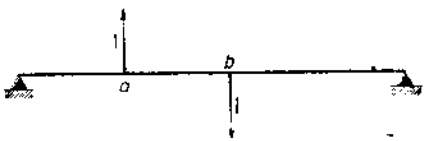
$$T_{s-1} = \Sigma \int_0^s \overline{M} \cdot d\varphi + \Sigma \int_0^s \overline{N} \cdot \Delta ds,$$

где $\overline{M}$ и $\overline{N}$ суть моменты и продольные силы фиктивного состояния (в данном случае от пары $m = 1$), а $d\varphi$ и Δds— элементы деформаций от действительного состояния.

Таким образом:

$$\varphi = \Sigma \int_0^s \overline{M} \, d\varphi + \Sigma \int_0^s \overline{N} \Delta ds,$$





Черт. 17 и 18.

т. е. угловое перемещение определяется по форме тем же выражением перемещения.

Пусть требуется определить разность прогибов каких-либо двух точек a и b (черт. 17). Эту разность Δ можно определить по единой ф-ле перемещений, не прибегая к вычислению f_b и f_a порознь. Действительно: выбрав фиктивное состояние в виде двух сил, по единице каждая, но направленных в разные стороны, как указано на черт. 18, будем иметь:

$$T_{s-1} = 1 \cdot f_b - 1 \cdot f_a = f_b - f_a = \Delta.$$

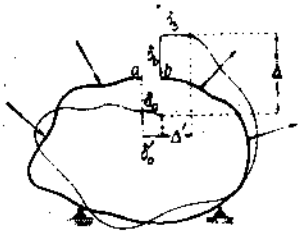
Таким образом:

$$\Delta = \Sigma \int_0^s \overline{M} d\varphi + \Sigma \int_0^s \overline{N} \cdot \Delta ds,$$

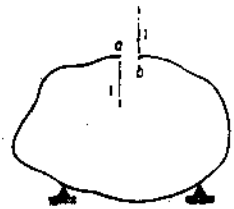
где $\overline{M}$ и $\overline{N}$ суть моменты и продольные силы от группового фиктивного состояния, изображенного на черт. 18.

Если требуется вычислить расхождение по вертикали точек a и b конструкции, показанной на черт. 19, то в данном случае в фиктивном состоянии надлежит приложить также парные взаимно противоположные силы, равные единице (фиг. 20), при к-рых:

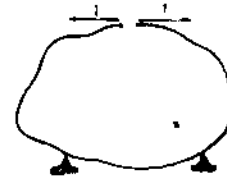
$$T_{2-1} = 1 \cdot \delta_a + 1\delta_b = \delta_a + \delta_b = \Delta = \Sigma \int \overline{M} \cdot d\varphi + \Sigma \int \overline{N} \cdot \Delta ds,$$



Черт. 19.



Черт. 20.



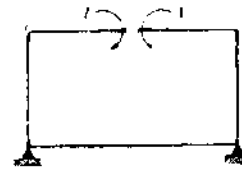
Черт. 21.

При разыскании горизонтального расхождения тех же концов надлежит, очевидно, фиктивное состояние выбрать в виде двух горизонтальных противоположно направленных сил (черт. 21).

Для определения по ф-ле (7) взаимного угла поворота одной точки относительно повернувшейся другой (по черт. 22—угол θ) надлежит фиктивное состояние представить в виде двух противоположно направленных пар, по единице каждая, приложенных в рассматриваемых точках (черт. 23).



Черт. 22.



Черт. 23.

Действительно: работа этих фиктивных пар на действительных перемещениях будет:

$$T_{2-1} = 1 \cdot \varphi_a + 1\varphi_b = \varphi_a + \varphi_b = \theta.$$

В свою очередь:

$$T_{2-1} = \Sigma \int_0^s \overline{M} \cdot d\varphi + \Sigma \int_0^s \overline{N} \cdot \Delta ds,$$

где $\overline{M}$ и $\overline{N}$ суть моменты и продольные силы от фиктивного состояния, изображенного на фигуре.

Итак, какое бы ни требовалось определить перемещение (простое или групповое), остается в силе единая ф-ла (12) или (14), но в каждом отдельном случае, в зависимости от характера отыскиваемого перемещения, выбирается свое **групповое фиктивное состояние**.

Состав их в каждом случае выяснить не трудно: он определяется группой тех сил, к-рые надо прикладывать для отыскания тех элементарных перемещений, из к-рых складывается отыскиваемое групповое в чем не трудно убедиться, если под таким углом зрения просмотреть все фиктивные состояния, указанные выше.

Для случая шарнирно-стержневых ферм при нагрузке в узлах ф-ла перемещения принимает вид:

$$f = \Sigma \overline{N} N \frac{s}{E\omega} \qquad (9)$$

(где S—длина стержня) и получается из ф-лы (6) зачеркиванием M и Q. Суммирование распространяется на все стержни.

Как видно из ф-лы (9), для каждого стержня требуется определить усилие от заданной нагрузки (N) и от фиктивной ($\overline{N}$). Процесс вычисления лучше всего производить в специальных табличках (см. стр. 347).

При определении групповых перемещений надлежит прибегнуть к групповым фиктивным состояниям.

На черт. 24—29 представлены все те фиктивные состояния, с к-рыми приходится иметь дело при разыскании простых и групповых перемещений:

на черт. 24—фиктивное состояние для определения прогиба узла *1*;

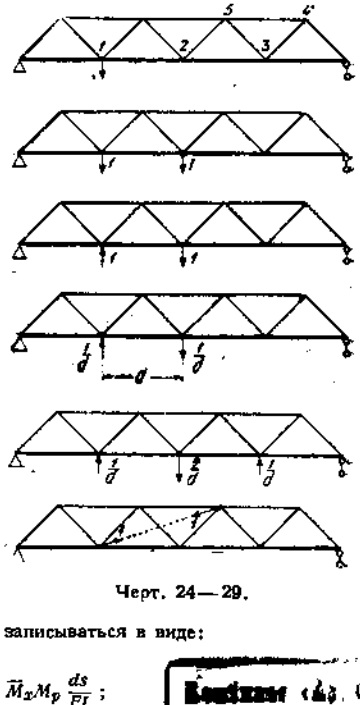
на черт. 25—фиктивное состояние для определения суммы прогибов узлов *1* и *2*;

на черт. 26—фиктивное состояние для определения разности прогибов узлов *2* относительно узла *1*;

на черт. 27—фиктивное состояние для разыскания угла поворота элемента *1—2*;

на черт. 28—фиктивное состояние для определения угла взаимного поворота элементов *1—2* и *2—3*;

на черт. 29—фиктивное состояние при определении сближения узлов *1* и *5*.



Черт. 24—29.

Не лишне запомнить некоторые особенности записывания выражения перемещений от внешних сил, дающие возможность почти механического приложения единой ф-лы.

Условимся изгибающие моменты, продольные силы обозначать с индексом, указывающим причину, от к-рой они возникают; так: M_P—момент от силы P; N_P—продольная сила от той же причины. Моменты и продольные силы, вызываемые единичными нагружениями, будем обозначать теми же буквами, но с чертой, так: $\overline{M}_X$—изгибающий момент от силы X, равной единице.

При таких обозначениях перемещения будут записываться в виде:

$$\Delta_{xp} = \Sigma \int_0^s \overline{M}_x M_p \frac{ds}{EI}; \qquad \delta_{xy} = \Sigma \int_0^s \overline{M}_x \overline{M}_y \frac{ds}{EI}; \quad \delta_{yz} = \Sigma \int_0^s \overline{M}_y \overline{M}_z \frac{ds}{EI}$$

и т. д.

Порядок расположения индексов в правой части написанных равенств соответствует расположению индексов в обозначении самого перемещения, при чем первый момент—с чертой, а второй может быть без черты (Δ_{xp}) или также с чертой (δ_{xy} и др.), если причиной, от к-рой разыскивается перемещение, является единичная сила. Указанное остается справедливым и для обобщенных перемещений; так, если разыскивается горизонтальное сближение двух точек вследствие причины P, то, как известно (фиг. 29), необходимо в фиктивном состоянии выбрать две единичные силы, противоположно действующие и составляющие вместе так называемую обобщенную силу. Обозначив последнюю через X, имеем для сближения, т. е. для перемещения по направлению обобщенной силы X, выражение:

$$\Delta_{xp} = \Sigma \int \overline{M}_x M_p \frac{ds}{EI},$$

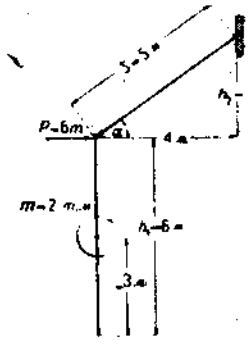
где $\overline{M}_x$—изгибающий момент от обобщенной силы X, равной единице.

Пример. Для ломаного бруса с нагрузкой, показанной на черт. 30, требуется определить сдвиг (горизонтальное смещение) и поворот левого конца. Площади поперечных сечений ноги—ω_1 и ригеля—ω_2; моменты инерции соответственно I_1 и I_2.

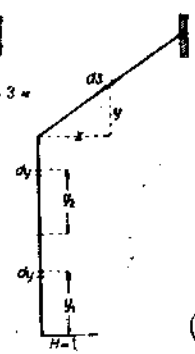
а) **Определение сдвига.** Согласно указанному выше, для разыскания смещения свободного конца надлежит приложить к последнему единичную горизонтальную силу $H = 1$ (фиг. 31).

Т. к. интегрирование имеет безусловный смысл тогда, когда в пределах интегрирования функция непрерывная, то заданную конструкцию надлежит разбить на три след. части:

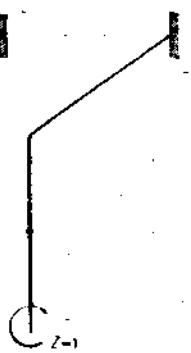
1) от левого конца до средины ноги, 2) верхняя половина ноги, 3) ригель.



Черт. 30.



Черт. 31.



Черт. 32.

I участок. Для элемента dy на расстоянии y_1 от левого конца (фиг. 31) $\overline{M}_1 = -1 y_1$. В том же элементе от заданной нагрузки (фиг. 30) $M_1 = 0$. Продольные силы отсутствуют в обоих состояниях.

II участок. Для элемента в расстоянии y_1 от начала второго участка имеем:

$$\overline{M}_2 = -1\left(\frac{h_1}{2} + y_2\right);\ \overline{M}_2 = m;\ N_2 = \overline{N}_2 = 0.$$

III участок. Для элемента ds имеем:

$$\overline{M}_3 = -(h_1 + y);\ M_3 = m - P \cdot y;$$
$$\overline{N}_3 = -1 \cdot \cos\alpha;\ N_3 = -P \cdot \cos\alpha.$$

Пределы применимости написанных выражений следующие:

для первого участка: от 0 до $\frac{h_1}{2}$;

для второго участка: от 0 до $\frac{h_1}{2}$;

для третьего участка: от 0 до S.

Искомое смещение:

$$\Delta = \int_0^{\frac{h_1}{2}} \overline{M}_1 M \frac{ds}{EI} + \int_0^{\frac{h_1}{2}} \overline{M}_2 M_2 \frac{ds}{EI} + \int_0^{S} \overline{M}_3 M_3 \frac{ds}{EI_2} + \int_0^{\frac{h_1}{2}} \overline{N}_1 N_1 \frac{ds}{E\omega_1} + \int_0^{\frac{h_1}{2}} \overline{N}_2 N \frac{ds}{E\omega_1} +$$
$$+ \int_0^{S} \overline{N}_3 N_3 \frac{ds}{E\omega} = -\int_0^{\frac{h_1}{2}} \left(\frac{h_1}{2} + y\right) m \cdot \frac{dy}{EI_1} - \int_0^{S} (h_1 + y)(m - Py) \frac{ds}{EI_2} +$$
$$+ \int_0^{S} (\cos\alpha) \cdot (P \cdot \cos\alpha) \frac{ds}{E\omega_2}.$$

Во втором слагаемом в виду наличия в подъинтегральной функции двух переменных y и ds надлежит выразить их через любую одну независимую переменную. Примем за последнюю y. Тогда $ds = \frac{dy}{\sin\alpha}$ и второе слагаемое перепишется в виде:

$$\int_0^s (h_1 + y)(m - Py)\frac{ds}{EI_2} = \int_0^{h_2} (h_1 + y)(m - Py)\frac{dy}{\sin\alpha \cdot EI_2}.$$

Пределы интегрирования в виду замены переменной также меняем в соответствии с изменением новой переменной y от 0 до h_2.

Произведя интегрирование всех слагаемых, имеем окончательно:

$$\Delta = \frac{27m}{2EI_1} + \frac{75m - 800P}{2EI_2} + \frac{17P}{5E\omega_2}.$$

б) Определение поворота. Прикладываем к левому концу пару $Z = 1$ (черт. 32).

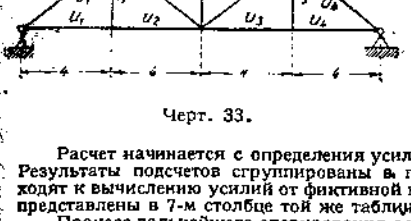
Исходя из прежних трех участков, имеем:

$$\overline{M_1} = 1;\ \overline{M_2} = 1;\ \overline{M_3} = 1 \text{ и } \overline{N_1} = \overline{N_2} = \overline{N_3} = 0.$$

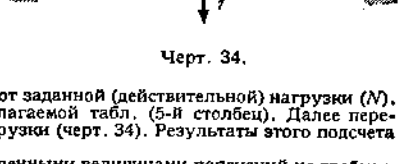
Т. к. $M_1 = 0$, то искомый угол поворота

$$\varphi = \int_0^{h_1/3} \overline{M_2}M_2\frac{ds}{EI_1} + \int_0^s \overline{M_3}M_3\frac{ds}{EI_2} = \int_0^{h_1/3} m \cdot \frac{dy}{EI_1} + \int_0^s (m - Py)\frac{ds}{EI_2} = \frac{3m}{EI_1} + \frac{5m - 7{,}5P}{EI_2}.$$

Пример. Определить вертикальное перемещение среднего узла нижнего пояса металлической фермы, показанной на черт. 33. Площади поперечных стержней всех стержней $\omega = 200$ *см*². Сила $P = 60$ *т*.



Черт. 33.



Черт. 34.

Расчет начинается с определения усилий от заданной (действительной) нагрузки (N). Результаты подсчетов сгруппированы в прилагаемой табл. (5-й столбец). Далее переходят к вычислению усилий от фиктивной нагрузки (черт. 34). Результаты этого подсчета представлены в 7-м столбце той же таблицы.

Процесс дальнейшего оперирования с найденными величинами пояснений не требует.

Название стержней	Длина стержня (в *см*)	Площадь сечения (в *см*²)	$\frac{s}{\omega}$	N (в *т*)	$N\frac{s}{\omega}$	$\overline{N}$	$\overline{N}N\frac{s}{\omega}$
O_1	500	200	2,5	−100	−250	$-\frac{5}{8}$	$+\frac{625}{8}$
O_2	400	200	2	−80	−160	$-\frac{4}{8}$	$+\frac{320}{8}$
$И_1$	400	200	2	+80	+160	$\frac{2}{3}$	$+\frac{320}{3}$
$И_2$	400	200	2	+80	+160	$\frac{2}{3}$	$+\frac{320}{3}$
			Σ				

$$\Sigma = \frac{1905}{3} = 635.$$

Таблица (в виду симметричности фермы и нагрузки) составлена для половины фермы, а потому:

$$f = \Sigma\overline{N}N\frac{s}{E\omega} = 2 \cdot \frac{1}{E} \cdot 635 = \frac{1270}{E}.$$

Примечание. При определении прогиба мостовых ферм специального вычисления N (по методу рассечения или отсечения) не требуется производить; для этой цели надо использовать имеющиеся линии влияния усилий в стержнях и взять ординату линии влияния под тем узлом, прогиб к-рого разыскивается.

Вариант написания теоремы Мора (теорема Кастильяно).
Известно общее выражение потенциальной энергии в виде:

$$W=\frac{1}{2}\Sigma\int_0^S\frac{M^2ds}{2EI}+\frac{1}{2}\Sigma\int_0^S\frac{N^2ds}{2E\omega}+\frac{1}{2}\Sigma\int_0^S\frac{k\,Q^2ds}{G\omega}.$$

Взяв производную от W по одной из сил P, имеем:

$$\frac{\partial W}{\partial P}=\Sigma\int_0^S M\,\frac{\partial M}{\partial P}\cdot\frac{ds}{EI}+\Sigma\int_0^S N\,\frac{\partial N}{\partial P}\cdot\frac{ds}{E\omega}+\Sigma\int_0^S kQ\,\frac{\partial Q}{\partial P}\cdot\frac{ds}{G\omega}.$$

По принципу независимости

$$M=M_p+M_k+\ldots=P\overline{M}_p+K\overline{M}_k+\ldots,$$

а потому: $\frac{\partial M}{\partial P}=\overline{M}_p$. Точно так же $\frac{\partial N}{\partial P}=\overline{N}_p$, $\frac{\partial Q}{\partial P}=Q_p$.

Таким образом:

$$\frac{\partial W}{\partial P}=\Sigma\int_0^S M\overline{M}_p\frac{ds}{EI}+\Sigma\int_0^S N\overline{N}_p\,\frac{ds}{E\omega}+\Sigma\int_0^S kQ\overline{Q}_p\frac{ds}{g\omega},$$

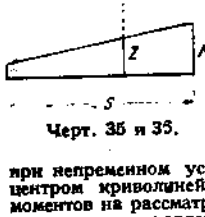
что сходно с выражением перемещения по направлению силы P, а потому:

$$\frac{\partial W}{\partial P}=f_p,$$

что представляет собою теорему Кастильяно, читаемую: частная производная потенциальной энергии по силе равняется перемещению по направлению этой силы.

§ 5. Упрощение техники вычисления перемещений при помощи эпюр. (Способ Верещагина.)

Сущность упрощения заключается в том, что значение $\int_0^S M\overline{M}ds$ можно вычислить, не прибегая к действию интегрирования, как такового, а при помощи произведения площади одной эпюры моментов (хотя бы M), на участке длиною S на ординату из другой эпюры (т. е. $\overline{M}$), к-рая берется в этом случае под центром тяжести первой эпюры, т. е. (черт. 35 и 36):



Черт. 35 и 36.

$$\int_0^S M.\,\overline{M}\cdot ds=\Omega\cdot z.$$

Указанное положение справедливо тогда, когда обе эпюры моментов ($\overline{M}$ и M) на рассматриваемом участке длиною S очерчиваются прямыми линиями. В этом случае безразлично, у какой эпюры моментов вычислить площадь (Ω) и, следовательно, у другой взять ординату (z). При наличии одной эпюры моментов криволинейной (хотя бы M), а другой прямолинейной указанная возможность вычисления перемещений сохраняется при непременном условии подсчета площади криволинейной эпюры, а ординату под центром криволинейной эпюры брать из прямолинейной. В случае, если обе эпюры моментов на рассматриваемом участке криволинейные, указанная ф-ла не имеет силы, и в таком случае надлежит производить интегрирование, как это было проделано в предыдущих примерах.

Если система состоит из ряда прямолинейных участков (в этом случае обеспечена по каждому отдельному участку прямолинейная эпюра $\overline{M}$), то перемещение будет определяться выражением:

$$f=\frac{1}{EI_1}\Omega_1z_1+\frac{1}{EI_2}\cdot\Omega_2z_2+\cdots=\Sigma\frac{\Omega z}{EI}.$$

При необходимости учесть также влияние продольных сил, построив эпюры N и $\overline{N}$, будем иметь:

$$f = \Sigma \frac{1}{EI} \Omega z + \Sigma \frac{1}{E\omega} \Omega' z',$$

где Ω и z'—площадь одной эпюры N (или $\overline{N}$) и ордината в другой, под центром тяжести первой.

Пример 3. Определить прогиб левого конца балки, заделанной правым концом в стену, от нагрузки, показанной на черт. 37. Эпюра моментов от заданной нагрузки представлена на черт. 38 и от единичной—на черт. 39.

Для вычисления перемещений надлежит пролет балки разбить на три участка. На первом участке, (от левого конца до первой силы) $\int M\overline{M}ds$ обращается в нуль, т. к. на этом участке отсутствует одна из эпюр (M). На втором участке длиною 9 м, разбиваем площадь эпюры действительных моментов на две указанные на черт. 38 (ω_1 и ω_2). Значения площадей:

$$\omega_1 = \frac{18 \cdot 9}{2} = 81;$$

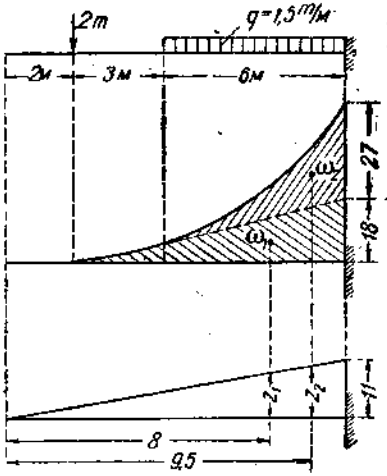
$$\omega_2 = \frac{1}{3} \cdot 27 \cdot 6 = 54.$$

Ординаты под центрами тяжестей вычисленных площадей, по их эпюры фиктивного состояния (черт. 39) следующие:

$$z_1 = 8; \quad z_2 = 9{,}5.$$

Окончательно опускание левого конца равняется:

$$f = \frac{1}{2I} (81 \cdot 8 + 54 \cdot 9{,}5) = \frac{1161}{EI}.$$



Черт. 37—39.

При действии на статически определимые системы темп-ры вычисление перемещений может быть выполнено при помощи одной лишь эпюры от единичных сил. Действительно:

$$\Delta_{xt} = \Sigma \frac{\alpha \cdot t_r}{b} \int_0^S \overline{M_x}\, ds + \Sigma \alpha t_0 \int_0^S \overline{N_x}\, ds.$$

Выражения $\overline{M_x}ds$ и $\overline{N_x}ds$ представляют элементы площадей эпюр (первое—эпюры $\overline{M_x}$ и второе эпюры $\overline{N_x}$) с элемента ds. Очевидно, $\int_0^S \overline{M_x}ds$ определяет полную площадь эпюры $\overline{M_x}$ с участка длиною S, а $\int_0^S \overline{N_x}ds$ — площадь эпюры продольных сил с того же участка.

Так. образом:

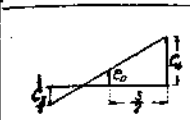
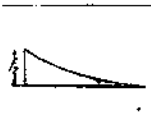
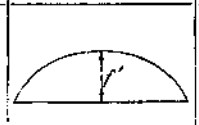
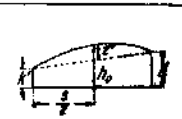
$$\Delta_{xt} = \Sigma \frac{\alpha \cdot t_r}{b} \cdot \Delta_{\overline{M}} + \Sigma \alpha t_0\, \Omega_{\overline{N}}.$$

На стр. 350—351 приведена табл. интегралов Мора, согласно к-рой при наличии выявленных эпюр моментов по участкам (M и $\overline{M}$) результат прочитывается в пересечении соответствующих граф.

Табл. интегралов Мора

Эпюра M_k \ Эпюра M_i	1	2	5
1	$\frac{s h_1^2}{3}$	$\frac{s h_1 h_2}{3}$	$\frac{s}{6}[2h_1h_5 + h_1h_5]$
3	$\frac{s\,h_1 h_2}{6}$	$\frac{s h_2^2}{6}$	$\frac{s}{6}\,h_2[2h_5 + h_6]$
4	$\frac{s}{6}\,h_1[2h_4 + h_3]$	$\frac{s}{6}\,h_2[2h_4 + h_3]$	$\frac{s}{6}[2(h_3h_5 + h_4h_6) + + h_3h_6 + h_1h_5]$
6	$\frac{s}{6}\,h_1[2c_2 - c_1]$	$\frac{s}{6}\,h_2[2c_2 - c_1]$	$\frac{s}{6}[2(-c_1h_5 + c_2h_6) - - c_1h_6 + c_2h_5]$
8	$\frac{s\,f_1 h_1}{12}$	$\frac{s f_1 h_2}{12}$	$\frac{sf_1}{12}(3h_5 + h_6)$
10	$\frac{s\,f_2 h_1}{4}$	$\frac{s f_2 h_2}{4}$	$\frac{sf_2}{12}(3h_6 + h_5)$
11	$\frac{s\,f h_1}{3}$	$\frac{s f h_2}{3}$	$\frac{sf}{3}(h_5 + h_6)$
13	$\frac{s}{6}\,h_1[2h' + \lambda]$	$\frac{s}{6}\,h_2[2h' + \lambda]$	$\frac{s}{6}[h_5h + 4eh' + h_6\lambda]$

$\int_s M_1 M_2 ds$ (основание всех площадей s).

7	9	12	14
			
$\frac{s}{6}[2h_1c_1 - h_1c_2]$	$\frac{sf_2h_1}{12}$	$\frac{sfh_1}{3}$	$\frac{sh_1}{6}[2h_0 + \lambda']$
$\frac{s}{6}h_2[-2c_2 + c_1]$	$\frac{sf_2h_2}{4}$	$\frac{sf'h_2}{3}$	$\frac{sh_2}{6}[k' + 2h_0]$
$\frac{s}{6}[2(-h_2c_2 + h_1c_1) + + h_2c_1 - h_1c_2]$	$\frac{sf_2}{12}(3h_2 + h_1)$	$\frac{sf'}{3}(h_2 + h_1)$	$\frac{s}{6}[h_2k' + 4hh_0 + h_1\lambda']$
$\frac{s}{6}[2(c_1c_2 + c_2c_1) - - c_2c_2 - c_1c_1]$	$\frac{sf_2}{12}(-3c_1 + c_2)$	$\frac{sf'}{3}(-c_1 + c_2)$	$\frac{s}{6}[-c_1k' + 4e'h_0 + + c_2\lambda']$
$\frac{sf_1}{12}(-3c_2 + c_1)$	$\frac{f_1f_2s}{5}$	$\frac{sf_1f'}{5}$	$\frac{sf_1}{60}[5(3k' + \lambda') + 12z']$
$\frac{sf_2}{12}(3c_1 - c_2)$	$\frac{f_2^2s}{30}$	$\frac{sf_2f'}{5}$	$\frac{sf_2}{60}[5(3\lambda' + k') + 12z']$
$\frac{sf}{3}(-c_2 + c_1)$	$\frac{ff_2s}{5}$	$\frac{8}{15}sff'$	$\frac{sf}{15}[5(k' + \lambda') + z']$
$\frac{s}{6}[-c_2k + 4e_0k' + c_1\lambda]$	$\frac{sf_2}{60}[5(3k + \lambda) + 12z]$	$\frac{sf'}{15}[5(k + \lambda) + z]$	$\frac{s}{6}[2kk' + 2\lambda' + k)^2 + + \lambda k' + 2z(k' + \lambda') + + 2z'(k + \lambda) + 3{,}2zz']$

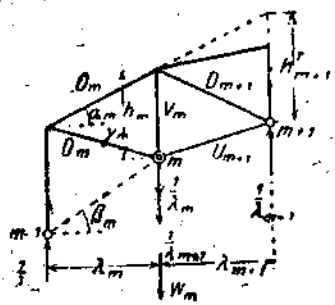
§ 6. Графическое определение прогиба ферм.

Применяется для построения строительного подъема ферм при расчете статически неопределимых ферм и др. Сущность заключается в том, что линия прогиба любого пояса фермы является веревочным многоугольником, построенным для т. наз. «упругих грузов». «Упругие грузы» прикладываются во всех узлах рассматриваемого пояса фермы и действуют в направлении разыскиваемых перемещений. Величины упругих грузов зависят от тех деформаций, к-рые испытывают стержни фермы от действительной нагрузки, под действием к-рой рассматривается деформация фермы. Ниже дается свод ф-л для вычисления «упругих грузов» в зависимости от типа решетки ферм, а также в зависимости от того, прогиб какого пояса (верхнего или нижнего) разыскивается.

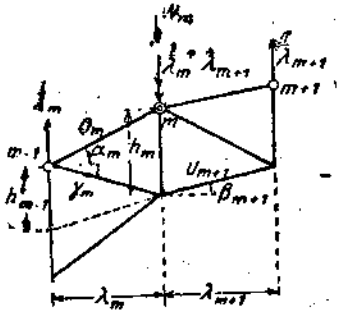
Возможность такого построения линии прогиба вытекает из аналогии геометрической картины деформации фермы с упругой кривой сплошного бруса (см. «Сопротивление материалов»).

Формулы для определения значений сил W_m.

Черт. 40-а: $$W_m = \frac{1}{h_m}\left[\Delta o_m \sec\alpha_m + \Delta u_{m+1}\cdot\sec\beta_{m+1} + \Delta d_m\cdot\sec\gamma_m - \right.$$
$$\left. - \Delta d_{m+1}\cdot\sec\gamma_{m+1} - \Delta v_{m-1}\frac{h_m}{l_m} + \Delta v_m\frac{h_{m+1}}{l_{m+1}}\right].$$

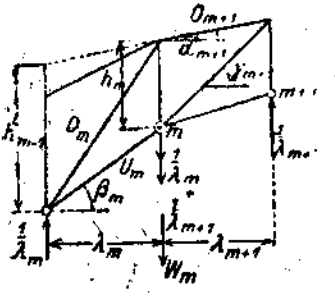


Черт. 40-а.

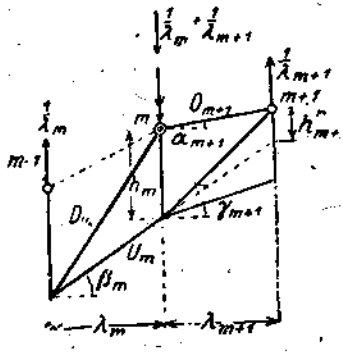


Черт. 40-б

Черт. 40-в: $$W_m = \frac{1}{h_m}\left[-\Delta o_m\cdot\sec\alpha_m + \Delta u_{m+1}\cdot\sec\beta_{m+1} + \Delta d_m\cdot\sec\gamma_m - \right.$$
$$\left. - \Delta d_{m+1}\cdot\sec\gamma_{m+1} + \Delta v_{m+1}\frac{h_m}{\lambda_{m+1}} - \Delta v_m\frac{h_{m-1}}{\lambda_m}\right].$$



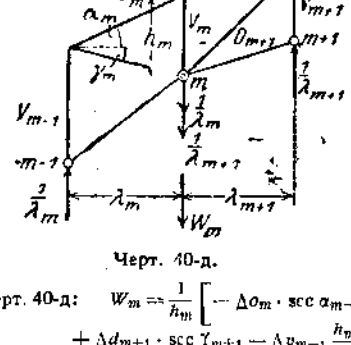
Черт. 40-в.



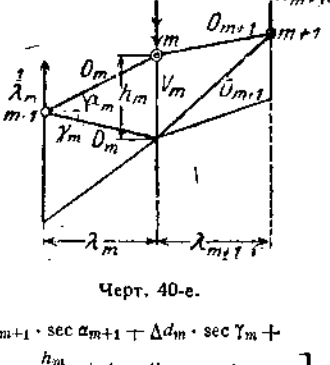
Черт. 40-г.

Черт. 40-в: $$W_m = \frac{1}{h_m}\left[-\Delta o_{m+1}\cdot\sec\alpha_{m+1} + \Delta u_m\cdot\sec\beta_m - \Delta d_m\cdot\sec\gamma_m + \right.$$
$$\left. + \Delta d_{m+1}\cdot\sec\gamma_{m+1} - \Delta v_{m+1}\frac{h_m}{\lambda_{m+1}} + \Delta v_m\frac{h'_{m-1}}{\lambda_m}\right].$$

Черт. 40-г: $$W_m = \frac{1}{h_m}\left[-\Delta o_{m+1}\cdot\sec\alpha_{m+1} + \Delta u_m\cdot\sec\beta_m - \Delta d_m\cdot\sec\gamma_m + \right.$$
$$\left. + \Delta d_{m+1}\cdot\sec\gamma_{m+1} + \Delta v_{m-1}\frac{h_m}{\lambda_m} - \Delta v_m\frac{h'_{m+1}}{\lambda_{m+1}}\right].$$



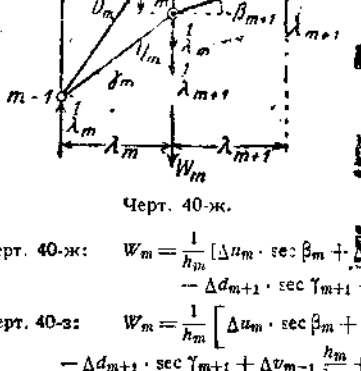
Черт. 40-д.



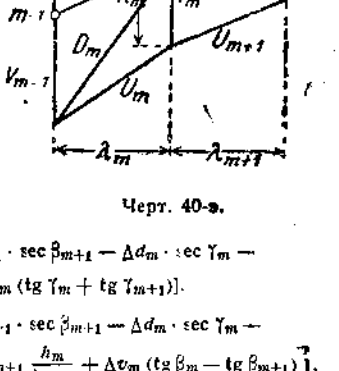
Черт. 40-е.

Черт. 40-д: $$W_m = \frac{1}{h_m}\left[-\Delta o_m\cdot\sec\alpha_{m-1} - \Delta o_{m+1}\cdot\sec\alpha_{m+1} + \Delta d_m\cdot\sec\gamma_m + \right.$$
$$\left. + \Delta d_{m+1}\cdot\sec\gamma_{m+1} - \Delta v_{m-1}\frac{h_m}{\lambda_m} - \Delta v_{m+1}\frac{h_m}{\lambda_{m+1}} + \Delta v_m\,(\operatorname{tg}\alpha_m - \operatorname{tg}\alpha_{m+1})\right].$$

Черт. 40-е: $$W_m = \frac{1}{h_m}[-\Delta o_m\cdot\sec\alpha_m - \Delta o_{m+1}\cdot\sec\alpha_{m+1} + \Delta d_m\cdot\sec\gamma_m + $$
$$+ \Delta d_{m+1}\cdot\sec\gamma_{m+1} - \Delta v_m\,(\operatorname{tg}\gamma_m + \operatorname{tg}\gamma_{m+1})].$$



Черт. 40-ж.



Черт. 40-з.

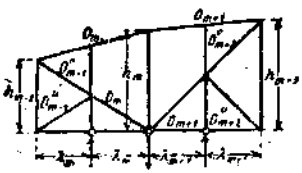
Черт. 40-ж: $$W_m = \frac{1}{h_m}[\Delta u_m\cdot\sec\beta_m + \Delta u_{m+1}\cdot\sec\beta_{m+1} - \Delta d_m\cdot\sec\gamma_m -$$
$$- \Delta d_{m+1}\cdot\sec\gamma_{m+1} + \Delta v_m\,(\operatorname{tg}\gamma_m + \operatorname{tg}\gamma_{m+1})].$$

Черт. 40-з: $$W_m = \frac{1}{h_m}\left[\Delta u_m\cdot\sec\beta_m + \Delta u_{m+1}\cdot\sec\beta_{m+1} - \Delta d_m\cdot\sec\gamma_m - \right.$$
$$\left. - \Delta d_{m+1}\cdot\sec\gamma_{m+1} + \Delta v_{m-1}\frac{h_m}{\lambda_m} + \Delta v_{m+1}\frac{h_m}{\lambda_{m+1}} + \Delta v_m\,(\operatorname{tg}\beta_m - \operatorname{tg}\beta_{m+1})\right].$$

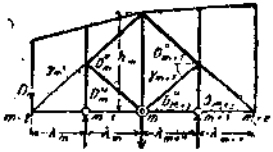
Черт. 40-и. $$W_m=\frac{1}{h_m}\Big[-\Delta o_m\cdot\sec\alpha_m+(\Delta d^u_{m+1})-\Delta d_{m+1})\cdot\sec\gamma_{m+1}+$$

$$+\Big\{\Delta d^o_{m-1}\,\Delta d_m\Big(1+\frac{h_m}{h_{m-2}}\Big)\Big\}\cdot\sec\gamma_{m-1}+\Delta v_m(\operatorname{tg}\alpha_m+\operatorname{tg}\gamma_{m+1})\Big]-$$

$$-\Delta v_{m+1}\cdot\frac{1}{\lambda_{m+1}}-\frac{1}{\lambda_m}\Big(\Delta v_{m-1}+\frac{1}{2}\Delta v_{m-2}\Big)+\frac{1}{h_{m-2}}\,[-(\Delta u_{m-1}+\Delta u_m)+\Delta d^u_{m-1}\sec\gamma_{m-1}].$$



Черт. 40-и.



Черт. 40-к.

Черт. 40-к: $$W_m=\frac{1}{h_m}\Big[(\Delta d^u_m-\Delta d^o_m)\cdot\sec\gamma_m-\Delta v_{m-1}\frac{h_m}{\lambda_m}+$$

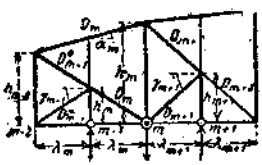
$$+(\Delta d^u_{m+1}-\Delta d^o_{m+1})\cdot\sec\gamma_{m+1}-\Delta v_{m+1}\frac{h_m}{\lambda_{m+1}}+\Delta v_m\Big(\frac{h_m}{2\lambda_m}+\frac{h_m}{2\lambda_{m+1}}\Big)\Big].$$

Черт. 40-л: $$W_m=\frac{1}{h_m}\Big[-\Delta o_m\cdot\sec\alpha_m-\Delta o_{m+2}\cdot\sec\alpha_{m+2}+$$

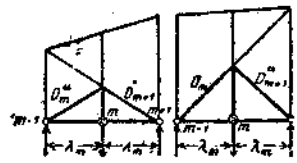
$$+\Big\{\Delta d^o_{m-1}+\Delta d_m\Big(1+\frac{h_m}{h_{m-2}}\Big)\Big\}\cdot\sec\gamma_{m-1}+\Big\{\Delta d^o_{m+2}+\Delta d_{m+1}\Big(1+\frac{h_m}{h_{m+2}}\Big)\Big\}\cdot\sec\gamma_{m+2}+$$

$$+\Delta v_m(\operatorname{tg}\alpha_m-\operatorname{tg}\alpha_{m+2})\Big]-\frac{1}{\lambda_m}\Big(\Delta v_{m-1}+\frac{1}{2}\Delta v_{m-2}\Big)-\frac{1}{\lambda_{m+1}}\Big(\Delta v_{m+1}+\frac{1}{2}\Delta v_{m+2}\Big)+$$

$$+\frac{1}{h_{m-2}}\,[\Delta d^u_{m-1}\cdot\sec\gamma_{m-1}-(\Delta u_{m-1}+\Delta u_m)]+\frac{1}{h_{m+2}}\,[\Delta d^u_{m+2}\cdot\sec\gamma_{m+2}-(\Delta u_{m+1}+\Delta u_{m+2})].$$



Черт. 40-л.



Черт. 40-м. Черт. 40-н.

Черт. 40-м: $$W_m=\frac{2}{h_{m-1}}\Big[(\Delta u_m+\Delta u_{m+1})+\Delta v_m\frac{h_{m+1}}{\lambda_m}-(\Delta d^u_m+\Delta d_{m+1})\cdot\sec\gamma_m\Big].$$

Черт. 40-н: $$W_m=\frac{2}{h_{m+1}}\Big[(\Delta u_m+\Delta u_{m+2})+\Delta v_m\frac{h_{m+1}}{\lambda_m}-(\Delta d_m+\Delta d^u_{m+1})\cdot\sec\gamma_m\Big].$$

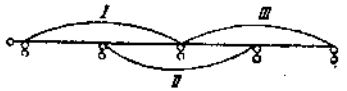
Неразрезные балки.

§ 1. Расчет на постоянную нагрузку при разных пролетах и разных моментах инерции.

Непрерывная балка, покоящаяся более чем на двух опорах, называется неразрезной. При n промежуточных опорах балка обладает n-ой степенью статической неопределимости. Расчет таких балок методом моментов сводится к написанию n ур-ий Клапейрона,



Черт. 1.



Черт. 2.

связывающих три последовательных опорных момента с последующим решением их как совокупной системы относительно неизвестных опорных моментов. Схема составления ур-ний указана на черт. 2.

где:

$$M_{n-1}\alpha_n + 2M_n(\alpha_n + \alpha_{n+1}) + M_{n+1}\alpha_{n+1} + N = 0, \tag{1}$$

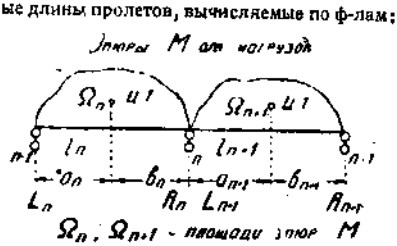
$$N = (R_n\alpha_n + L_{n+1}\alpha_{n+1}); \tag{2}$$

N—грузовой член, α_n, α_{n+1}—т. наз. приведенные длины пролетов, вычисляемые по ф-лам:

$$\alpha_n = \frac{I_c l_n}{I_n l_c}; \quad \alpha_{n+1} = \frac{I_c l_{n+1}}{I_{n+1} l_c}$$



Черт. 3.



Черт. 4.

Значения I_c и l_c берутся произвольными, напр.: $I_c = I_1$, $l_c = l_1 \cdot L_{n+1}$, R_n определяются ф-лами (черт. 4):

$$L_{n+1} = \frac{6\Omega_{n+1}b_{n+1}}{l_{n+1}^2}; \tag{3}$$

$$R_n = \frac{6\Omega_n a_n}{l_n^2} \tag{4}$$

Значения величин R и L даны в табл. 1 для всех встречающихся в практике нагрузок.

Частный случай равных моментов инерции. Ур-ие Клапейрона:

$$M_{n-1}l_n + 2M_n(l_n + l_{n+1}) + M_{n+1}l_{n+1} + N_0 = 0; \tag{5}$$

$$N_0 = 6\left\{\mathfrak{B}_n + \mathfrak{A}_{n+1}\right\}, \tag{6}$$

где (см. черт. 4):

$$\mathfrak{A}_{n+1} = \frac{\Omega_{n+1}b_{n+1}}{l_{n+1}}; \quad \mathfrak{B}_n = \frac{\Omega_n a_n}{l_n} \text{ (см. табл. 1).} \tag{7}$$

Табл. 1. Грузовые коэф-ты теоремы 3-х и 4-х моментов.

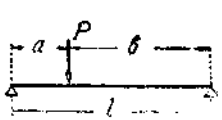
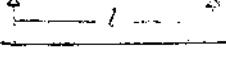
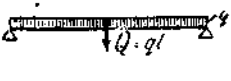
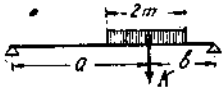
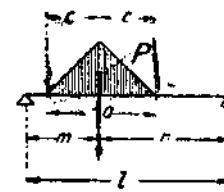
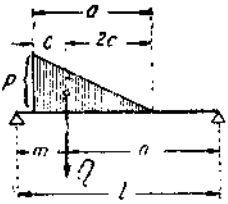
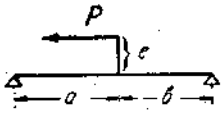
Схема нагрузка	Ω, $\mathfrak{A}$, $\mathfrak{B}$
	$\Omega = \frac{Pab}{2}$; $\mathfrak{A} = \frac{Pab}{6l}(l+b)$; $\mathfrak{B} = \frac{Pab}{6l}(l+a)$.
	$\Omega = \frac{2}{9} Pl^2$; $\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = \frac{1}{9} Pl^2$.
	$\Omega = P\left(ab - \frac{1}{4}c^2\right)$; $\mathfrak{A} = \frac{Pb}{6e}\left\{2a(l+b) - \frac{1}{2}c^2\right\}$; $\mathfrak{B} = \frac{Pa}{6l}\left\{2b(l+a) - \frac{1}{2}c^2\right\}$.
	$\Omega = \frac{Ql^2}{12}$; $\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = \frac{Ql^2}{24}$.
	$\Omega = \frac{1}{6} k(3ab - m^2)$; $\mathfrak{A} = \frac{Kb}{6l}(l^2 - b^2 - m^2)$; $\mathfrak{B} = \frac{ka}{6l}(l^2 - a^2 - m^2)$.
	$\Omega = \frac{5}{48} Ll^2$; $\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = \frac{5}{96} Ll^2$.
	$\Omega = \frac{1}{12} Ll^2$; $\mathfrak{A} = \frac{7}{180} Ll^2$; $\mathfrak{B} = \frac{8}{180} Ll^2$.
	$\mathfrak{A} = \frac{Pcnl}{12}[2\mu(1+\nu) - \mathfrak{C}^2]$; $\mathfrak{B} = \frac{Pcml}{6}[2\nu(1+\mu) - \mathfrak{C}^2]$; $\mathfrak{C} = \frac{c}{l}$; $\mu = \frac{n}{l}$; $\nu = \frac{n}{l}$.

Табл. 1 (*продолжение*).

Схема нагрузки	Ω, $\mathfrak{A}$, $\mathfrak{B}$
	$\mathfrak{A} = \frac{Panl}{12}\left[\mu(1+\nu) - \frac{(15\nu - 2\mathfrak{S})\,\mathfrak{S}^2}{10\,\nu}\right]$; $\mathfrak{B} = \frac{Pam_1}{12}\left[\nu(1+\mu) - \frac{(15\mu + 2\mathfrak{S})\,\mathfrak{S}^2}{10\,\mu}\right]$; $\mathfrak{S} = \frac{c}{l}$; $\mu = \frac{n}{l}$; $\nu = \frac{m}{l}$
	$\Omega = \frac{1}{10}\,Ql^2$; $\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = \frac{1}{20}\,Ql^2$.
	$\Omega = \frac{1}{2}\,Pe(a-b)$; $\mathfrak{A} = \frac{Pe}{6l}(l^2 - 3b^2)$; $\mathfrak{B} = \frac{Pe}{6l}(3a^2 - l^2)$.

Примечание. Согласно § 1, по черт. 4:

$$\mathfrak{A}_n = \frac{\Omega_n b_n}{l_n}; \quad \mathfrak{B}_n = \frac{\Omega_n a_n}{l_n}.$$

Значения R и L легко м. б. составлены по ф-лам:

$$L_n = \frac{6\,\mathfrak{A}_n}{l_n}; \quad R_n = \frac{6\,\mathfrak{B}_n}{l_n}.$$

По нахождении опорных моментов рассматривают каждый пролет как двухопорную балку, нагруженную заданной нагрузкой и найденными опорными моментами, в результате чего опорные реакции вычисляют по ф-ле:

$$A_n = A_n^0 + \frac{M_{n+1} - M_n}{l_{n+1}} - \frac{M_n - M_{n-1}}{l_n}, \tag{8}$$

где A_n^0—реакция средней опоры от нагрузок смежных пролетов.

Моменты и поперечные силы в пролете на расстоянии x от опоры n—1 находят по ф-лам:

$$M_x = M_x^0 + \frac{M_n x}{l_n} + \frac{M_{n-1}(l_n - x)}{l_n}; \tag{9}$$

$$Q_x = \frac{dM_x}{dx} = Q_x^0 + \frac{M - M_{n-1}}{l_n}, \tag{10}$$

где M_x^0, Q_x^0—те же величины, но взятые в простых балках.

Значения моментов в ф-лы (8), (9) и (10) вводят с тем знаком, с каким они получились по ур-иям Клапейрона.

§ 2. Расчет на неравномерный нагрев.

Применяются ур-ия (1) и (5). Грузовой член вычисляется по ф-лам:
для неравных жесткостей в пролетах:

$$N = \frac{3EI_0}{l_0}\,\alpha\left\{\frac{\Delta t_n l_n}{h_n} + \frac{\Delta t_{n+1} l_{n+1}}{h_{n+1}}\right\}; \tag{11}$$

для случая равных жесткостей в пролетах:

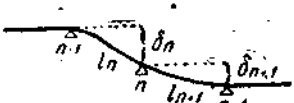
$$N_0 = \frac{3EI}{h}\alpha\left\{\Delta t_n l_n + \Delta t_{n+1} l_{n+1}\right\}. \qquad (12)$$

Здесь принято: α—коэф-т линейного температурного расширения, h_n, h_{n+1}—высоты балки в пролетах l_n, l_{n+1}, Δt_n, Δt_{n+1}—разность температур нагрева в нижних и верхних волокнах балки для тех же пролетов.

При выводе предположено, что большей темп-ре соответствует нижнее волокно. Обратное положение даст знак минус в соответствующем члене.

§ 3. Расчет на неравномерную осадку опор (черт. 5).

Применяются ур-ия (1) и (5), при чем, если опора n сместилась относительно опоры $n-1$ на δ_n, а опора $n+1$ сместилась относительно опоры n на δ_{n+1} и вращение балки совершается по часовой стрелке, то грузовой член м. б. вычислен по ф-лам (13) и (14).



Черт. 5.

Неравные жесткости:

$$N = -\frac{6EI_c}{l_c}\left\{\frac{\delta_n}{l_n} - \frac{\delta_{n+1}}{l_{n+1}}\right\}. \qquad (13)$$

Равные жесткости:

$$N_0 = -6EI\left\{\frac{\delta_n}{l_n} - \frac{\delta_{n+1}}{l_{n+1}}\right\}. \qquad (14)$$

При относительных просадках δ_n, δ_{n+1}, дающих вращение балки против часовой стрелки, соответственные просадки вводятся со знаком минус.

Табл. 2. Реакции двух- и трехпролетных неразрезных балок с равными моментами инерции от единичной осадки опор.

I. Двухпролетная балка с равными пролетами.

a) Опора *0* опустилась на Δ; $R_0 = -\frac{3}{2}\frac{\Delta}{l^3}EI$; $R_1 = +\frac{3\Delta}{l^3}EI$.

b) Опора *1* опустилась на Δ; $R_0 = +\frac{3\Delta}{l^3}EI$; $R_1 = -\frac{6\Delta}{l^3}EI$.

II. Трехпролетная симметричная балка с неравными пролетами.

Наимен. опорн. реакц.	Опора *0* опускается на Δ		Опора *1* опускается на Δ	
	$l_1 \neq l$	$l_1 = l$	$l_1 \neq l$	$l_1 = l$
0	$-\frac{12\Delta EI(l+l_1)}{l^2(2l+3l_1)(2l+l_1)}$	$-\frac{8\Delta}{5l^3}EI$	$+\frac{6\Delta EI(l+2l_1)}{l^2 l_1(2l+3l_1)}$	$+\frac{18\Delta}{5l^3}EI$
1	$+\frac{6\Delta EI(l+2l_1)}{l^2 l_1(2l+3l_1)}$	$+\frac{18\Delta}{5l^3}EI$	$-\frac{12\Delta EI(l+l_1)^2}{l^2 l_1^2(2l+3l_1)}$	$-\frac{48\Delta}{5l}EI$
2	$-\frac{6\Delta EI(l+l_1)}{l^2 l_1(2l+3l_1)}$	$-\frac{12\Delta}{5l^3}EI$	$+\frac{6\Delta EI(2l^2+4ll_1+l_1^2)}{l^2 l_1(2l+3l_1)}$	$+\frac{42\Delta}{5l^3}EI$
3	$+\frac{6\Delta EI l_1}{l^2(2l+3l_1)(2l+l_1)}$	$+\frac{2\Delta}{5l^3}EI$	$-\frac{6\Delta EI(l+l_1)}{l^2 l_1(2l+3l_1)}$	$-\frac{12\Delta}{5l^3}EI$

Примечание. Знак плюс соответствует реакции, направленной вверх, минус—наоборот. По реакциям момент в любом сечении определяется как момент левых реакций.

Табл. 3. Значения опорных моментов в неразрезных балках при нагрузке одинаковой во всех пролетах и симметричной относительно их средин. Пролеты и моменты инерции одинаковы.

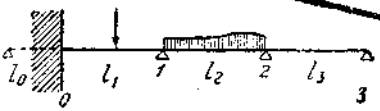
2-пролетная балка	3-пролетная балка	4-пролетная балка	5-пролетная балка	Многопролетн. балка
$M_1 = \frac{3}{2}\frac{Q}{l}$	$M_1 = M_2 = \frac{6}{5}\frac{Q}{l}$	$M_1 = M_3 = \frac{9}{7}\frac{Q}{l}$ $M_2 = \frac{6}{7}\frac{Q}{l}$	$M_1 = M_4 = \frac{24}{19}\frac{Q}{l}$ $M_2 = M_3 = \frac{18}{19}\frac{Q}{l}$	Считают как 5-пролетную

Примечание. 1. Значения Q берутся из табл. 1. 2. Номерация опор — по порядку, начиная с опоры № 0. 3. Балки многопролетные считают как 5-пролетные, принимая для равномерного распределения нагрузки $M_1 = -\frac{q l^2}{10}$; $M_{прол.} = +\frac{q l^2}{12}$, где q—интенсивность нагрузки.

§ 4. Балки с заделкой на одном конце.

Вводят фиктивный пролет l_0 и составляют обычное ур-ие (1) или (5), полагая в нем затем $l_0 = 0$ (см. черт. 6).

В дальнейшем ход решения по § 1. При заделке двусторонней вводят два фиктивных пролета и по составлении соответствующих ур-ий трех моментов полагают фиктивные пролеты равными нулю.

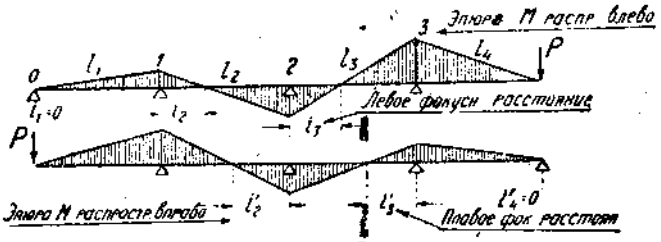


Черт. 6.

§ 5. Расчет балок по фокусам.

Трудность совместного разрешения системы ур-ий трех моментов при большом количестве ур-ий заставляет применять метод фокусов. Особенно он рекомендуется при необходимости рассчитать одну и ту же балку на ряд различных нагрузок.

Точки неразрезной балки с нулевым значением момента в эпюре моментов, распространяющейся в незагруженные пролеты, называются фокусами неразрезной балки (черт. 7 и 8).



Черт. 7 и 8.

Эпюра M, распространяющаяся влево, определяет положение левых фокусов, т. наз. левые фокусные расстояния, $i_1 = 0$; i_2; i_3, и, наоборот, распространение ее вправо определяет правые фокусные расстояния (i_2^1; i_3^1; $i_4^1 = 0$). При любых грузах P фокусные расстояния остаются неизменными: не завися от нагрузки, они определяются исключительно соотношением жесткостей двух смежных пролетов. В расчетах удобнее пользоваться т. наз. фокусными отношениями, определяемыми ф-лой для пролета l_n (черт. 9, 10).

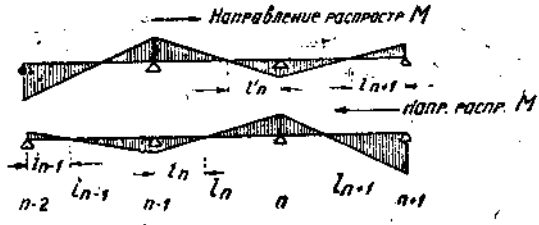
Левое фокусное отношение:

$$K_n = \frac{l_n - i_n}{l_n};$$

правое фокусное отношение:

$$K_n^1 = \frac{l_n - i_n^1}{i_n^1}.$$

Численно они равны отношению большего опорного момента данного пролета к меньшему. Для трех последовательных пролетов фокусные отношения при неравных пролетах и моментах инерции определяются по ф-лам:



Черт. 9 и 10.

Левое фокусное отношение (черт. 10):

$$K_n = -\frac{M_n}{M_{n-1}} = +\left[2 + \frac{\alpha_{n-1}}{\alpha_n}\left(2 - \frac{1}{K_{n-1}}\right)\right]. \qquad (15)$$

Правое фокусное отношение (черт. 9):

$$K_n^1 = -\frac{M_{n-1}}{M_n} = +\left[2 + \frac{\alpha_{n+1}}{\alpha_n}\left(2 - \frac{1}{K_{n+1}^1}\right)\right], \qquad (16)$$

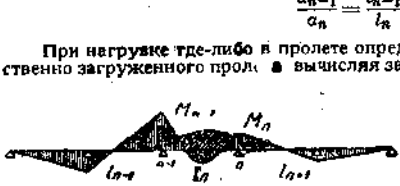
где, согласно § 1:

$$\alpha_{n-1} = \frac{I_c l_{n-1}}{I_{n-1} l_c}\ ;\ \alpha_n = \frac{I_c l_n}{I_n l_c}\ ;\ \alpha_{n+1} = \frac{I_c l_{n+1}}{I_{n+1} l_c}.$$

I_c и l_c произвольны: можно положить, напр., $I_c = I_1$; $l_c = l_1$.
При равных моментах инерции:

$$\frac{\alpha_{n-1}}{\alpha_n} = \frac{l_{n-1}}{l_n}\ ;\ \frac{\alpha_{n+1}}{\alpha_n} = \frac{l_{n+1}}{l_n}.$$

При нагрузке где-либо в пролете определяют первоначально опорные моменты единственно загруженного пролета, вычисляя затем при помощи фокусных отношений опорные моменты незагруженных пролетов.



Черт. 10-а.

Ф-лы опорных моментов:

$$M_n = -\frac{L_n - K_n R_n}{\left(1 - K_n K_n^1\right)}\ ;$$

$$M_{n-1} = -\frac{R_n - K_n^1 L_n}{\left(1 - K_n K_n^1\right)}. \qquad (17)$$

Значения L и R находят по табл. 1, значения K_n и K_n^1 вычисляют по ф-лам (15) (16).

При вычислении левых фокусных отношений крайнего левого пролета (аналогично для крайнего правого) принимают:

1) крайняя левая опора подвижная:

$$i_1 = 0;\ K_1 = \infty;$$

2) на левой опоре полная заделка:

$$i_1 = \frac{l_1}{3};\ K_1 = +2;$$

3) на левой опоре полузаделка (как среднее значение):

$$i_1 = \frac{l_1}{6};\ K_1 = +5;$$

} соотношения вытекают из ф-л (15) и (16).

Последовательное вычисление фокусных отношений по ф-лам (15) и (16) начинают с крайнего левого (или правого) пролета.

Значения фокусных отношений и расстояний при равных пролетах быстро принимают почти постоянное значение. Практически можно считать, что, начиная с пятого пролета, $K_5 = 3{,}73$; $i_5 = 0{,}211 l_5$. По найденным фокусным отношениям фокусные расстояния вычисляют по ф-лам:

$$i_n = \frac{l_n}{1 + K_n}; \quad i_n^1 = \frac{l_n}{1 + K_n^1}. \qquad (18)$$

При расположении нагрузок в ряде пролетов повторяют вышеописанную операцию с каждой нагрузкой и затем суммируют алгебраически опорные моменты. В дальнейшем для нахождения реакций моментов и поперечных сил в пролете применяют ф-лы (8), (9) и (10).

Ниже приводится таблица, содержащая значения фокусных отношений для двух-, трех- и четырехпролетных симметричных балок с равными моментами инерции.

Табл. 4. Фокусные расстояния.

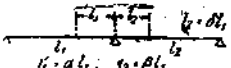
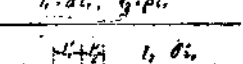
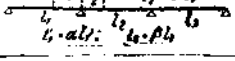
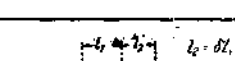
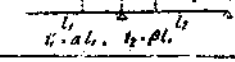
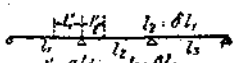
Схема балки	δ	1,0	1,1	1,2	1,3	14,	1,5
	α	0,200	0,192	0,185	0,178	0,172	0,166
	β	0,200	0,228	0,257	0,286	0,316	0,348
	α	0,210	0,203	0,197	0,191	0,185	0,180
	β	0,200	0,228	0,257	0,286	0,316	0,346
	α	0,200	0,204	0,197	0,191	0,185	0,180
	β	0,211	0,228	0,257	0,286	0,316	0,346
	γ	0,200	0,232	0,254	0,276	0,298	0,319

Схема балки	δ	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
	α	0,161	0,157	0,152	0,148	0,144
	β	0,377	0,407	0,438	0,469	0,500
	α	0,175	0,171	0,167	0,163	0,159
	β	0,376	0,407	0,438	0,469	0,500
	α	0,175	0,170	0,165	0,160	0,156
	β	0,376	0,407	0,437	0,469	0,500
	γ	0,341	0,363	0,385	0,407	0,428

Примечание. Момент инерции принят постоянным. Если отношение пролетов лежит между табличными величинами, то соответствующие значения коэфтов определяются по линейной интерполяции.

Литература к §§ 1—5. Тимошенко, Сопротивление материалов; Акимов-Перетц, Неразрезные балки, изд. 1927 г.; Безухов, Статически неопределимые сплошные системы, изд. 1931 г., Общая теория и упражнения; Графический метод—см. Мёрш, Неразрезные балки, изд. 1930 г. Балки на упругом основании—см. Симинский, Неразрезные балки, изд. 1930 г.

Таблицы: Kleinlogel und Sigmund, Der Durchlaufende Träger, 1930 г.

Применение фокусов к расчету на осадку опор.

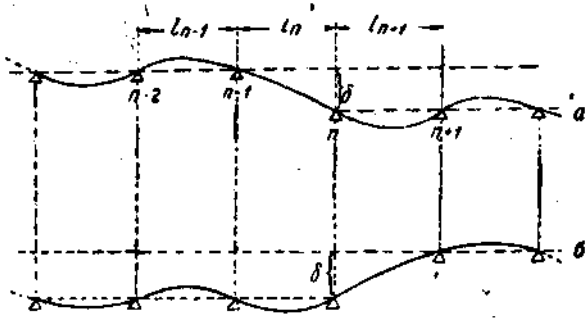
Эпюру моментов от смещения опор можно получить, разбивая осадку одной опоры на два случая осадок, показанных на черт. 11,*а*. Порядок расчета балки для этого случая следующий

1) Находят опорные моменты пролета l_n для случая черт. 11,*а* по ф-лам:

$$M_{n-1} = -\frac{6EI_n\delta}{l_n^2}\cdot\frac{k_n^1+1}{k_n k_n^1-1};$$

$$M_n = \frac{6EI_n\delta}{l_n^2}\cdot\frac{k_n+1}{k_n k_n^1-1}.$$

2) Распределяют найденные моменты по фокусам.



Черт. 11-а и 11-б.

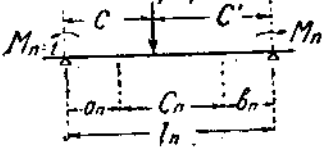
3) Повторяя эти операции для случая, указанного на черт. 11,*б* (при чем знаки у моментов следует переменить), суммируют затем найденные опорные моменты.

§ 6. Расчет неразрезных балок на подвижную нагрузку.

Невыгоднейшее расположение подвижной нагрузки определяется по соответствующим линиям влияния. Построение их для опорных моментов производится по ф-лам (17) при L_n и R_n, соответствующих грузу $P=1$ (черт. 11-в). После преобразований получаем вид, удобный для практических применений:

правый опорный момент:

$$M_n = \frac{a_n b_n}{c_n}\cdot 3\omega - \frac{b_n l_n}{c_n}\omega_a; \qquad (19)$$



Черт. 11-в.

левый опорный момент:

$$M_{n-1} = \frac{a_n b_n}{c_n}\cdot 3\omega - \frac{a_n l_n}{c_n}\omega_b. \qquad (20)$$

Здесь: $\omega_a = \left(\frac{c}{l_n} - \frac{c^2}{l_n^2}\right)$; $\omega_b = \left(\frac{c'}{l_n} - \frac{c'^2}{l_n^2}\right)$;

$$\omega = \left(\frac{c}{n} - \frac{c^2}{l_n^2}\right).$$

Коэф-ты ω, ω_a, ω_b, не завися от пролета, определяются исключительно положением единичного груза в пролете (черт. 11-в).

В табл. 6 содержатся значения ω_a, ω_b, 3ω при положениях единичного груза, взятых через $0{,}1l$.

Ординаты инфлюэнтной линии при положении груза в др. пролетах достраиваются при помощи фокусов.

Если, напр., строится инфлюэнтная линия M_n:

1) при положении груза в пролете l_n используется ф-ла (19);

2) при положении груза в пролете l_{n+1} используется ф-ла (20) с введением соответствующих a_{n+1}; b_{n+1}; c_{n+1};

3) при положении груза в пролете l_{n+2} применяется ф-ла (20) с введением a_{n+2}, b_{n+2}, c_{n+2} и с последующим разделением результатов на K_{n+1} (где K_{n+1} есть левое фокусное отношение пролета c_{n+1}, см. § 5).

Этот прием построения вытекает из ф-лы $M_{n+1} = -\frac{M_{n+2}}{K_{n+1}}$.

При положении груза в левых пролетах придется пользоваться ф-лой (19), с дальнейшим распределением моментов по правым фокусам.

Описанным приемом м. б. построены линии влияния всех опорных моментов.

Построение линий влияния моментов в пролете, поперечных сил и опорных реакций производится без затруднения по обычным ф-лам, связывающим эти факторы с опорными моментами [ф-лы (8), (9) и (10)]. Вычисление лучше производить в одной общей таблице с предварительно выписанными коэф-тами табл. 5.

Табл. 5.

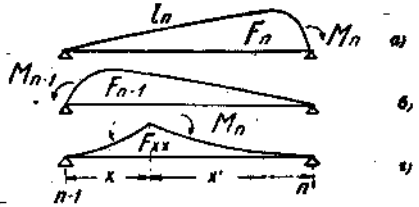
$\frac{c}{l}$	ω_a	ω_b	3ω
0,1	0,099	0,171	0,270
0,2	0,192	0,288	0,480
0,3	0,273	0,357	0,630
0,4	0,336	0,384	0,720
0,5	0,375	0,375	0,750
0,6	0,384	0,336	0,720
0,7	0,357	0,273	0,630
0,8	0,288	0,192	0,480
0,9	0,171	0,099	0,270

Площади инфлюэнтных линий.

Площади участков инфлюэнтных линий, соответствующих пролету l_n опорных моментов M_{n-1}, M_n, имеют выражения [черт. 12,*а* для ф-лы(22) и черт. 12,*б* для ф-лы (21)].

$$F_{n-1} = -\frac{1}{4}\left(\frac{a_n l_n}{c_n} - 2\frac{a_n b_n}{c_n}\right) l_n; \quad (21)$$

$$F_n = -\frac{1}{4}\left(\frac{b_n l_n}{c_n} - 2\frac{a_n b_n}{c_n}\right) l. \quad (22)$$



Черт. 12.

Площадь инфлюэнтных линий момента в пролете l_n на расстояниях x и x_1 от левой и правой опор выражается след. обр. (черт. 12,*в*):

$$F_{xx'} = -\frac{l_n}{4}(x'a_n + xb_n - 2a_n b_n). \quad (23)$$

Площади инфлюэнтных линий опорных моментов для участков, не смежных с определяемой опорой, находятся из площади инфлюэнтных линий, выраженной ф-лами (21) или (22) для опорного момента, смежного с загруженным пролетом, и приведением ее к площади инфлюэнтных линий искомого момента путем деления на соответственные фокусные отношения. То же правило приложимо и к площадям инфлюэнтных линий моментов посредине, при чем в этом случае перехода от площади опорного момента M_n к площади инфлюэнтных линий M_x необходимо инфлюэнтную площадь M_n помножить на множитель $\frac{x}{l}$, а для M_{n-1}—на множитель $\frac{x'}{l}$.

Для получения момента необходимо умножать интенсивность эквивалентной равномерно распределенной нагрузки на величину площади инфлюэнтной линии.

Способы загружения инфлюэнтной линии подвижной нагрузкой (см. Патон, Стальные мосты, руководство Мануйлова, Неразрезные балки, изд. 1930 г). Быстрые и достаточно точные результаты дает замена истинного очертания инфлюэнтных линий эквивалентными параболами. Подробности см.: Акимов-Перетц, Неразрезные балки, изд. 1927 г., Симинский, Неразрезные балки, изд. 1930 г. Таблицы инфлюэнтных линий даны в книге Грио, Интерполяционные таблицы для неразрезных балок (таблицы перепечатаны в руководстве Мануйлова, Неразрезные балки).

§ 7. Неразрезные балки с моментом инерции, изменяющимся в пределах пролета.

В настоящей главе изложен общий способ решения неразрезных балок, снабженных симметричными прямолинейными вутами. В конце главы приложена табл., дающая непосредственно моменты и реакции при прямолинейном и параболическом очертании вутов.

Теорема трех моментов (черт 13, 14).

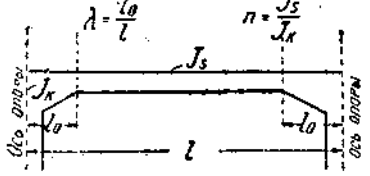
$$M_{n-1}\alpha_n S_n + 2M_n(\alpha_n r_n + \alpha_{n+1} r_{n+1}) + M_{n+1}\alpha_{n+1} S_{n+1} + N = 0 \quad (24)$$

[ср. с ф-лой (1)]. Здесь: $\alpha_n = \frac{I_c l_n}{I_n l_0}$; $\alpha_{n+1} = \frac{I_c l_{n+1}}{I_{n+1} l_0}$; I—момент инерции в средине пролета; l—величина пролета.

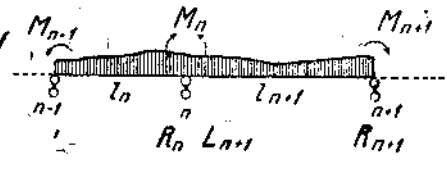
Значения l_0 и l_c произвольны: можно, напр., взять $l_0 = l_1$; $l_c = l_1$. Коэф-ты S_n и r_n берутся из нижепомещенных в табл. 10 функций величин (см. черт. 13):

$$\lambda = \frac{l_0}{l}\ ;\ n = \frac{J_s}{J_k}.$$

l—расчетный пролет, l_0—длина вута, J_s—момент инерции в средине пролета, J_k—момент инерции на опоре.



Черт. 13.



Черт. 14.

Грузовой член имеет выражение, аналогичное ф-ле (2):

$$N = (R_n \alpha_n S_n + L_{n+1}\alpha_{n+1} S_{n+1}). \qquad (25)$$

Здесь для равномерно распределенной нагрузки следует взять:

$$L_{n+1} = \frac{q l_{n+1}^3}{4^*};\ R_n = \frac{q l_n^3}{4}. \qquad (26)$$

Для сосредоточенного груза:

$$L_{n+1} = P l_{n+1} m_1;\ R_n = P l_n m_2. \qquad (27)$$

Значения коэф-тов m_1, m_2 берутся из табл. 11 для одиннадцати положений груза в пролете.

Схема решения балки с помощью теоремы трех моментов обычная. По найденным опорным моментам по ф-лам (8), (9), (10) отыскиваются опорные реакции, моменты и поперечные силы в пролете. Заделка разрешается по § 4.

§ 8. Расчет неразрезной балки с симметричными прямолинейными вутами по фокусам.

(Схема решения—см. § 5).

Левые и правые фокусные отношения вычисляются по след. ф-лам (черт. 9, 10).

Левое фокусное отношение:

$$K_n = -\frac{M_n}{M_{n-1}} = +\left[2\frac{r_n}{s_n} + \frac{\alpha_{n-1}}{\alpha_n s_n}\left(2r_{n-1} - \frac{S_{n-1}}{K_{n-1}}\right)\right]; \qquad (28)$$

правое фокусное отношение:

$$K_n^1 = -\frac{M_{n+1}}{M_n} = +\left[2\frac{r_n}{s_n} + \frac{\alpha_{n+1}}{\alpha_n s_n}\left(2r_{n+1} - \frac{S_{n+1}}{K_{n+1}^1}\right)\right]. \qquad (29)$$

Значения коэф-тов r и s берутся из табл. 11.

Координаты фокусов при надобности вычисляются по ф-лам (18), приведенным в § 5.

При расчете по фокусам поочередно загружают все пролеты нагрузкой, определяют опорные моменты единственно загруженного пролета и распределяют их направо по правым фокусным отношениям, налево—по левым. Найденные опорные моменты от частичных загружений суммируют.

Ф-ла опорных моментов единственно загруженного пролета.

$$M_n = -\frac{L_n - K_n R_n}{1 - K_n K_n^1};\quad M_{n-1} = -\frac{R_n - K_n^1 L_n}{1 - K_n K} \qquad (30)$$

Для равномерно распределенной нагрузки:

$$L_n = R_n = \frac{q l^3}{4}; \qquad (31)$$

для сосредоточенного груза:

$$L_R = Pl_n m_1;\ R_n = Pl_n m_2. \tag{32}$$

Коэф-ты m_1, m_2 берутся из табл. 10 для одиннадцати положений груза. С помощью этой табл. м. б. построена инфлюэнтная линия опорного момента. Для инфлюэнтных линий моментов в пролете, опорных реакций и поперечных сил используются ф-лы (8), (9), (10).

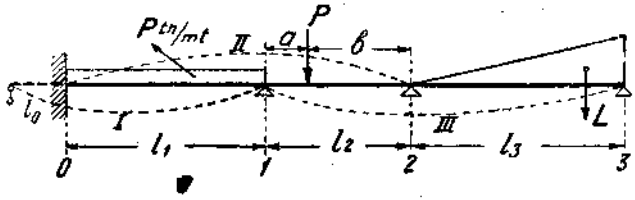
Литература к § 7 и 8. 1. Акимов-Перетц, Неразрезные балки, изд. 1927 г. 2. Симинский, Неразреаные балки, изд. 1930 г. 3. Strassner, Neuere Methoden, Band I, изд. 1925 г. (Der durchlaufende Rahmen).

Пример расчета неразрезной балки при $I = \text{Const}$.

$l_1 = 4$ м; $l_2 = 3$ м;
$l_3 = 4$ м; $P = 9$ т;
$L = 6$ м; $p = 2$ т-м;
$a = 1$ м; $b = 2$ м.

I. Способ моментов.

Последовательно составляем ур-ия трех моментов [см. ур-ие (5)]. (Порядок составления указан пунктирными скобками *I*, *II*, *III*).



Черт. 15.

$$\text{I.}\quad M_1 l_0 + 2M_0(l_0 + l_1) + M_1 l_1 = -6(\mathfrak{A}_1 + \mathfrak{B}_0) = -6\left(\frac{ql_1^3}{24} + 0\right) = -32.$$

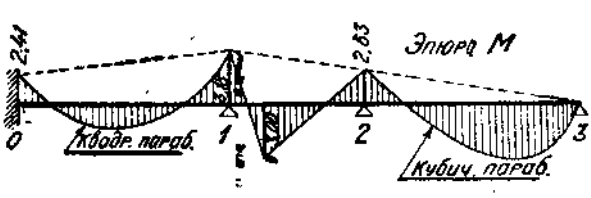
$$\text{II.}\quad M_0 l_1 + 2M_1(l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -6\left[\frac{ql_1^3}{24} + \frac{Pab}{6l_2}(l_2 + b)\right] = -62.$$

$$\text{III.}\quad M_1 l_2 + 2M_2(l_2 + l_3) + M_3 l_3 = -6\left[\frac{7}{180} L l_3^3 + \frac{Pab}{6l_2}(l_2 + a)\right] = -46{,}38.$$

Полагая в первом ур-ии $l_0 = 0$ и разрешая эту систему относительно M_0, M_1, M_2, находим:

$$M_0 = -2{,}41\ \text{т-м};$$
$$M_1 = -3{,}18\ \text{т-м};$$
$$M_2 = -2{,}63\ \text{т-м}.$$

Складывая влияние опорных моментов с эпюрой M от нагрузки, получаем окончательную эпюру моментов.



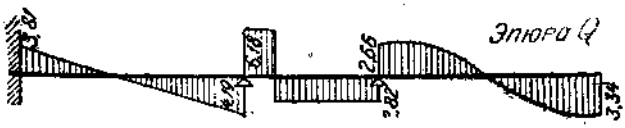
Черт. 15-а.

Моменты в пролете находятся по ф-ле (9). Напр., момент под грузом будет равен:

$$M_p = M_p^0 + M_2 \frac{x}{l_2} + \frac{M_1(l_2 - x)}{l_2} = \frac{9 \cdot 1 \cdot 2}{3} + \frac{-2{,}63 \cdot 1}{3} + \frac{-3{,}18 \cdot 2}{3} = +3{,}00\ \text{т-м}.$$

Опорные реакции вычисляются по ф-лам (8). Напр., A_1 найдется нижеследующим способом:

$$A_1 = A_1^0 + \frac{M_2 - M_1}{l_2} + \frac{M_1 - M_0}{l_1} = 6 + 4 + \frac{-2{,}63 + 3{,}18}{3} - \frac{-3{,}18 + 2{,}41}{4} = 10{,}37\ m.$$



Черт. 15-6.

Поверкой служит равенство: Σ нагрузок = Σ реакций.
Поперечные силы в пролете вычислены по ф-ле (10).

II. Способ фокусов.

а) Находим фокусные отношения по ф-лам (15) и (16), полагая для $I = \text{Const.}$ $\alpha_i = l_i$.

Левые фок. отн.	Правые фок. отн.
$k_1 = \left\{2 + \frac{0}{4} \cdot \left(2 - \frac{1}{0}\right)\right\} = 2{,}0;$	$k_3' = \infty$ (шарнирн. опирание);
$k_2 = \left\{2 + \frac{4}{3} \cdot \left(2 - \frac{1}{2}\right)\right\} = 4{,}0;$	$k_2' = \left\{2 + \frac{4}{3} \cdot \left(2 - \frac{1}{\infty}\right)\right\} = 4{,}666;$
$k_3 = \left\{2 + \frac{3}{4} \cdot \left(2 - \frac{1}{4}\right)\right\} = 3{,}313.$	$k_1' = \left\{2 + \frac{3}{4} \cdot \left(2 - \frac{1}{4{,}667}\right)\right\} = 3{,}339.$

б) Применяя ф-лы (17) поочередно к каждому загруженному пролету и распределяя опорные моменты посредством найденных фокусных отношений, находим:

1) Нагрузка 1-го пролета:

$$M_0 = -\frac{6 \cdot \left(\frac{ql_1^3}{24} - \frac{ql_1^3}{24} k_1'\right)}{4\left(1 - k_1 k_1'\right)} = -3{,}296;\quad M_1 = -\frac{6 \cdot \left(\frac{2 \cdot 4^3}{24} - \frac{2 \cdot 4^3}{24} \cdot 2\right)}{4 \cdot (1 - 2 \cdot 3{,}339)} = -1{,}409$$

$$M_2 = -\frac{M_1}{k_2'} = 0{,}302.$$

2) Нагрузка 2-го пролета:

$$M_1 = -\frac{6 \cdot \left[\frac{9 \cdot 1 \cdot 2}{6 \cdot 3} \cdot (3 + 1) - \frac{9 \cdot 1 \cdot 2}{6 \cdot 3} \cdot (3 + 2) \cdot 4{,}667\right]}{3 \cdot (1 - 4 \cdot 4{,}6667)} = -2{,}188;$$

$$M_2 = -\frac{6 \cdot \left[\frac{9 \cdot 1 \cdot 2}{6 \cdot 3} \cdot (3 + 2) - \frac{9 \cdot 1 \cdot 2}{6 \cdot 3} \cdot (3 + 1) \cdot 4\right]}{3 \cdot (1 - 4 \cdot 4{,}6667)} = -1{,}245;$$

$$M_0 = -\frac{M_1}{k_1} = 1{,}09.$$

3) Нагрузка 3-го пролета.

Непосредственная подстановка в ф-лу M_2 значения $k_3' = \infty$ дает неопределенность, поэтому пользуемся ею, предварительно поделив числитель и знаменатель на k_3' и положив затем $k_3' = \infty$.

$$M_2 = -\frac{\frac{k_3}{\infty} - L_3}{\left(\frac{1}{\infty} - k_3\right)} = -\frac{L_3}{k_3} = -\frac{6 \cdot \frac{7}{180} \cdot 6 \cdot 4^3}{4 \cdot 3{,}3125} = -1{,}69;$$

$$M_1 = -\frac{M_2}{k_2} = 0{,}42;$$

$$M_0 = -\frac{M_1}{k_1} = -0{,}21.$$

	Моменты, определенные по фокусам				Моменты, определенные по теореме Клапейрона
	нагр. 1-го пролета	нагр. 2-го пролета	нагр. 3-го пролета	суммарная моментов	
M_0	$-3{,}296$	$+1{,}090$	$-0{,}210$	$-2{,}41$	$-2{,}41$
M_1	$-1{,}409$	$-2{,}188$	$+0{,}420$	$-3{,}18$	$-3{,}18$
M_2	$+0{,}302$	$-1{,}245$	$-1{,}690$	$-2{,}63$	$-2{,}63$

В таблице произведено сложение моментов.

III. Построение инфлюэнтной линии момента M_1.

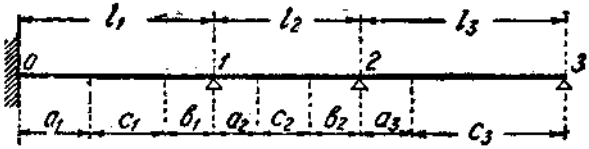
Имея в виду пользование ф-лами (19) и (20), находим координаты фокусов по ф-лам (18):

$$a_1 = \frac{l_1}{1+k_1} = \frac{4{,}0}{1+2{,}0} = 1{,}333;\quad b_1 = \frac{4}{1+3{,}339} = 0{,}922;$$

$$c_1 = 4{,}00 - 1{,}333 - 0{,}922 = 1{,}745;$$

аналогично и для остальных пролетов:

$$a_2 = 0{,}6;\quad b_2 = 0{,}53;\quad c_2 = 1{,}67;$$
$$a_3 = 0{,}928;\quad c_3 = 3{,}072.$$



Черт. 15-в.

Вычисляем постоянные коэф-ты, входящие в ф-лы (19) и (20).

$$\frac{a_1 b_1}{c_1} = 0{,}704;\quad \frac{a_2 b_2}{c_2} = 0{,}17;\quad \frac{b_1 l_1}{c_1} = 2{,}13;$$

$$\frac{a_2 l_2}{c_2} = 0{,}963;\quad \frac{a_3 l_3}{c_3} = 1{,}21.$$

Составляем ур-ия линии влияния по пролетам.

Груз в 1-м пролете [ф-ла (19)]:

$$M_1 = \frac{a_1 b_1}{c_1} \cdot 3\omega + \frac{b_1 l_1}{c_1}\omega_a = 0{,}704 \cdot 3\omega - 2{,}13\,\omega_a.$$

Груз во 2-м пролете [ф-ла (20)]:

$$M_1 = 0{,}17 \cdot 3\omega - 0{,}963 \cdot \omega_b.$$

Груз в 3-м пролете:

$$M_1 = -\frac{M_2}{k_2} = +\frac{1{,}21}{4}\omega_b = 0{,}303\,\omega_b.$$

По этим ур-иям с помощью значений 3ω, ω_a, ω_b, извлеченных из табл. 5, построена инфлюэнтная линия. Ход вычислений указан в табл. 6.

Табл. 6. Схема вычисления ординат.

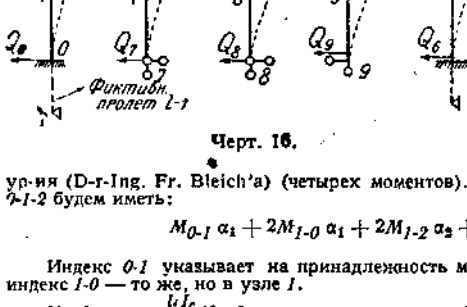
$\frac{z}{l}$	ω_a	ω_b	3ω	1-й пролет			2-й пролет			3-й пролет
				$0{,}704 \cdot 3\omega$	$2{,}13\,\omega_a$	M_1	$0{,}17 \cdot 3\omega$	$0{,}963\,\omega_b$	M_1	$0{,}303\,\omega_b$
Знак	Из табл. 5			+	−	−	+	−	−	+
0,1	0,099	0,171	0,270	0,190	0,211	0,021	0,023	0,165	0,137	0,051
0,2	0,192	0,288	0,480	0,339	0,409	0,071	0,022	0,277	0,195	0,087
0,3	0,273	0,357	0,630	0,444	0,562	0,138	0,107	0,344	0,237	0,108
0,4	0,336	0,384	0,720	0,507	0,716	0,209	0,122	0,370	0,248	0,116
0,5	0,375	0,375	0,750	0,528	0,800	0,272	0,127	0,361	0,234	0,114
0,6	0,384	0,336	0,720	0,507	0,815	0,311	0,122	0,324	0,202	0,102
0,7	0,357	0,273	0,630	0,444	0,760	0,316	0,107	0,263	0,156	0,063
0,8	0,288	0,192	0,480	0,339	0,614	0,296	0,062	0,185	0,103	0,056
0,9	0,171	0,099	0,270	0,190	0,364	0,166	0,025	0,095	0,067	0,030



Черт. 15-г.

§ 9. Расчет неразрезных путепроводных рам.

а) Метод моментов. Существенным отличием конструкции, указанной на черт. 16, от рассмотренных выше неразрезных балок является неравенство моментов в узлах в примыкающих к нему ригелях, обусловленное тем, что часть этого момента идет на стойку, а также возможность горизонтального смещения верхних узлов конструкции на величину δ. Неизвестными будут являться применительно к черт. 16 10 опорных моментов (моменты в вершинах стоек определяются по моментам в примыкающих ригелях из условия равновесия узлов) и кроме того горизонтальное смещение δ. Для определения неизвестных пишутся для каждых трех последовательных узлов ур-ия (D-r-Ing. Fr. Bleich'a) (четырех моментов). Напр., для последовательности узлов *0-1-2* будем иметь:



Черт. 16.

$$M_{0\text{-}1}\,\alpha_1 + 2M_{1\text{-}0}\,\alpha_1 + 2M_{1\text{-}2}\,\alpha_2 + M_{2\text{-}1}\,\alpha_2 + N_1 = 0. \qquad (33)$$

Индекс *0-1* указывает на принадлежность момента к сечению стержня *1* в узле *0* индекс *1-0* — то же, но в узле *1*.

Коэф-т $\alpha_i = \frac{I_i I_c}{I_c I_i}$ (I_c, I_c произвольны; напр.: $I_c = I_1$; $I_c = I_i$).

N—член, зависящий от нагрузки, находящейся на рассматриваемых пролетах, и от смещения опор. Общее его выражение для опор n — 1, n, $n+1$ запишется:

$$N_n = R_n\alpha_n + L_{n+1}\,\alpha_{n+1} - \frac{6EI_c\,\delta_n}{l_c\,l_n} + \frac{6EI_c}{l_c\,l_n}\,\delta_{n+} \qquad (34)$$

[ср. § 3, ф-лы (13), (14)].

Коэф-ты R_n и L_n находятся по табл. 1. Применительно к ур-ию (33) напишем:

$$N_1 = R_1\alpha_1 + L_2\alpha_2 - \frac{6EI_c}{l_c l_n}\delta.$$

Второй член (δ_{n+1}) отсутствует, т. к. ригель от смещения δ не поворачивается.

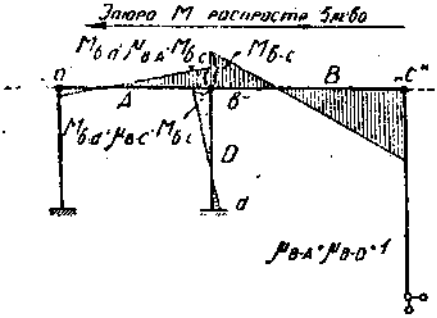
Если бы смещение δ вызывало поворот стержней против часовой стрелки, то следовало бы ввести значения δ_n, δ_{n+1} со знаком, обратным принятому в ф-ле (34). Т. к. истинное направление перемещения δ в начале расчета неизвестно, то задаются перемещением вправо.

Ур-ия необходимо составить в след. порядке: (— 1, 0, 1), (0, 1, 2), (1, 2, 3), (7, 2, 3), (2, 3, 4), (8, 3, 4), (3, 4, 5), (9, 4, 5), (4, 5, 6), (5, 6, — 6). В ур-ии для узла 5 необходимо моменты M_{5-6}, M_{6-5} ввести со знаком минус.

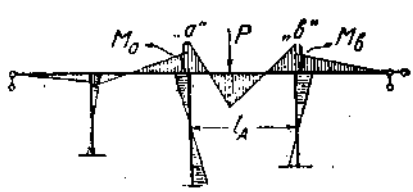
Кроме того необходимо составить ур-ия поперечных сил $\Sigma Q_i = 0$ (сумма поперечных сил = 0), где, напр., $Q_a = \frac{M_A - M_0}{l_1}$ и т. д.

Всего будем иметь одиннадцать ур-ий с одиннадцатью неизвестными, каковые следует разрешить.

б) Метод фокусов. Расчет рамы по фокусам в случае неподвижных узлов сводится к операциям, аналогичным рассмотренным в отделе неразрезных балок, с тем лишь отличием, что при распространении эпюры M в левые (аналогично и в правые) незагруженные пролеты (см. черт. 17) момент в ригеле M_{b-c} распределится в узле b на ригель A и стойку D пропорционально их жесткостям.



Черт. 17.



Черт. 18.

Для случая распространения эпюры M влево по черт. 17 будем иметь след. ф-лы. Фокусное отношение:

$$K_{b-c} = 2 + \frac{\alpha_A C_{ab} \cdot \alpha_D C_{db}}{\alpha_B(\alpha_A C_{ab} + \alpha_D C_{db})}. \qquad (35)$$

Здесь: $\alpha_A = \frac{I_A I_C}{l_C I_A}$; $\alpha_B = \frac{I_B I_C}{l_C I_B}$; $\alpha_D = \frac{I_D I_C}{l_C I_D}$ (см. выше);

$$C_{ab} = 2 - \frac{1}{k_{ab}}; \quad C_{db} = 2 - \frac{1}{k_{db}}. \qquad (36)$$

Коэф-т распределения момента M_{bc} с стержня B на стержень A:

$$\mu_{AB} = \frac{\alpha_D C_{ab}}{\alpha_D C_{ab} + \alpha_A C_{ab}}. \qquad (37)$$

При распространении эпюры M в правые незагруженные пролеты ф-лы остаются те же. Порядок расчета устанавливается следующий:

1) Подсчитывают погонные жесткости α_i.

2) Вычисляют фокусные отношения k_n по ф-лам (35), при чем вычисления ведут с крайних правых или левых пролетов, где при шарнирном опирании $k = \infty$, при заделке $k = +2$.

3) Отыскивают все коэф-ты распределения.

4) Поочередно загружают пролеты заданной нагрузкой и находят опорные моменты по ф-лам единственно загруженного пролета [ср. § 5, ф-ла (17)] (см. черт. 18).

$$\left.\begin{aligned} M_{ab} &= -\frac{R_A - k_{(b-a)} \cdot L_A}{1 - k_{a-b} \cdot k_{b-a}} \\ M_{ba} &= -\frac{L_A - k_{a-b} \cdot R_A}{1 - k_{a-b} \cdot k_{b-a}} \end{aligned}\right\} \qquad (38)$$

5) По найденным моментам строят эпюру, распределяя M_a по левым фокусным отношениям и M_b по правым.

6) Результаты от всех нагрузок суммируют.

Расчет рамы на неравномерный нагрев элементов.

По черт. 18 для случая неравномерного нагрева ригеля I_A на Δt следует вычислить опорные моменты по ф-лам:

$$M_{ab} = -\frac{3EI_A\alpha\Delta t}{h}\cdot\frac{(k_{ba}-1)}{(k_{ab}k_{ba}-1)}$$

$$M_{ba} = -\frac{3EI_A\alpha\Delta t}{h}\cdot\frac{(k_{ab}-1)}{(k_{ab}k_{ba}-1)}$$

α — коэф-т темпер. расширения
Δt — разность нагрева верхн. и нижн. волокон.
h — высота сечения.

Найденные моменты распределяются направо и налево по фокусам и коэф-там распределения. При выводе ф-л предположен больший нагрев нижних волокон ригеля.

Расчет на осадку опор. Осадка одной опоры разбивается на два случая осадок по черт. 11,*а*, 11,*б*. (Ср. § 5). Для первого случая опорные моменты определяют по ф-лам (см. фиг. 18):

$$M_{ab} = -\frac{6EI_A\delta(1+k_{ab})}{l_n^2(k_{ab}k_{ba}-1)};\quad M_{ba} = +\frac{6EI_A\delta(1+k_{ab})}{l_n^2(k_{ab}k_{ba}-1)}.$$

Для второго случая деформации знаки у моментов меняются на обратные. Полученные моменты распределяются по фокусам.

Построение инфлюэнтных линий проводится после нахождения координат фокусов по ф-лам для неразрезных балок (см. § 6):

$$\left.\begin{aligned} M_a &= \frac{a_n b_n}{c_n}\,3\omega - \frac{b_n l_n}{c_n}\,\omega_a \\ M_{n-1} &= \frac{a_n b_n}{c_n}\,3\omega - \frac{a_n l_n}{c_n}\,\omega_b \end{aligned}\right\} \qquad (39)$$

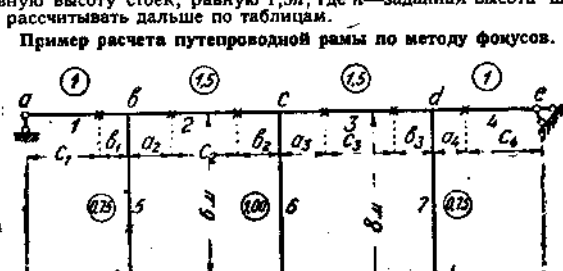
Значения ω_a, ω_b, 3ω см. табл. 5.

Подсчет площадей инфлюэнтных линий производится по ф-лам (21), (22), (23). При наличии подвижности узлов необходимо вводить поправку (подробнее см. в нижеуказанных источниках).

Ф-лы единственно загруженного пролета см. § 7, ф-лы (30), (31), (32). Построение инфлюэнтных линий см. там же.

При наличии подвижности необходимо вводить поправку (подробнее см. в источниках). 1) Труды МИИТ, т. III. Самойлов, Расчет рам по способу фокусов. 2) Ульянинский, Расчет рамных конструкций; 3) Штаерман, Расчет неразрезных балок и рам; 4) Пайков и Прейсфрейнд, Расчет рам по методу постоянных точек; 5) Мёрш, Неразрезные балки. 6) Strassner, Neuere Methoden, Band 1. 7) Таблицы инфлюэнтных линий в неразрезных рамах помещены у Strassner'a—Tabellen für die Einflußlinien und die momente des durchlaufenden Rahmes. Таблицы составлены для случая заделки стоек. К случаю шарнирного опирания стоек можно перейти, выбирая фиктивную высоту стоек, равную 1,5h, где h—заданная высота шарнирно опертых стоек, и рассчитывать дальше по таблицам.

Пример расчета путепроводной рамы по методу фокусов.



В кружках отношен. моменты инерц. элемента к мом. инерц. J_p

Черт. 19.

А. Общая часть расчета.

I. Вычисляем приведенные длины пролетов, полагая $l_c = l_1$; $I_c = I_1$, т. е. относя все к первому пролету.

В кружках на чертеже обозначены отношения моментов инерции стержней к моменту инерции первого стержня. Поэтому находим:

$$\alpha_4 = \alpha_1 = \frac{l_1 I_1}{l_1 I_1} = 1;\ \alpha_2 = \alpha_3 = \frac{l_2 I_1}{l_1 I_2} = \frac{6}{4 \cdot 1{,}5} = 1;$$

$$\alpha_7 = \alpha_5 = \frac{l_5 I_1}{l_1 I_5} = \frac{6}{4 \cdot 0{,}75} = 2;\ \alpha_8 = \frac{l_6 I_1}{l_1 I_3} = \frac{8}{4 \cdot 1{,}0} = 2.$$

II. Фокусные отношения. В силу шарнирности опирания элементов рамы находим:

$$k_{fb} = k_{gc} = k_{id} = k_{ab} = k_{ed} = \infty.$$

Пользуясь ф-лой (36), пишем:

$$C_{fb} = C_{gc} = C_{id} = C_{ab} = C_{ed} = 2.$$

По ф-лам (35) находим фокусные отношения:

$$k_{dc} = k_{bc} = 2 + \frac{\alpha_1 C_{ab} \cdot \alpha_5 C_{fb}}{\alpha_2 (C_{ab} \alpha_1 + C_{fb} \alpha_5)} = 2 + \frac{1 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 2}{1 \cdot (2 + 4)} = 3{,}333;$$

$$C_{dc} = C_{bc} = 2 - \frac{1}{3{,}333} = 1{,}7;$$

$$k_{cb} = k_{cd} = 2 + \frac{\alpha_2 C_{bc} \alpha_6 C_{gc}}{\alpha_3 (\alpha_2 C_{bc} + \alpha_6 C_{gc})} = 2 + \frac{1 \cdot 1{,}7 \cdot 2 \cdot 2}{1 \cdot (1 \cdot 1{,}7 + 2 \cdot 2)} = 3{,}194;$$

$$C_{cb} = C_{cd} = 2 - \frac{1}{3{,}194} = 1{,}687.$$

Совершенно аналогично находятся и остальные величины:

$$k_{ba} = k_{bd} = 3{,}185;\ C_{ba} = C_{db} = 1{,}687;$$

$$k_{bf} = k_{di} = 2{,}457;\ K_{cg} = 2{,}425.$$

III. Координаты фокусов (для построения инфлюэнтных линий) находим по ф-лам (18):

$$a_4 = b_1 = \frac{l_1}{1 + k_{ba}} = \frac{4}{1 + 3{,}185} = 0{,}956;$$

$$c_4 = c_1 = 3{,}044;$$

$$b_3 = a_2 = 1{,}305;\ a_3 = a_2 = 1{,}430;$$

$$c_3 = c_2 = 3{,}185.$$

IV. Коэфициенты распределения.

Применяем ф-лу (37):

$$\mu_{4-3} = \mu_{1-2} = \frac{\alpha_5 C_{fb}}{\alpha_5 C_{fb} + \alpha_2 C_{cb}} = \frac{2 \cdot 2}{2 \cdot 2 + 1 \cdot 1{,}687} = 0{,}703;$$

$$\mu_{3-2} = \mu_{2-3} = \frac{\alpha_6 C_{gc}}{\alpha_6 C_{gc} + \alpha_3 C_{cd}} = \frac{2 \cdot 2}{2 \cdot 2 + 1 \cdot 1{,}7} = 0{,}701;$$

$$\mu_{3-4} = \mu_{2-1} = \frac{\alpha_5 C_{fb}}{\alpha_5 C_{fb} + \alpha_1 C_{ab}} = 0{,}666;$$

$$\mu_{7-4} = \mu_{5-1} = 0{,}457;\ \mu_{6-3} = \mu_{6-2} = 0{,}5.$$

Б. Расчет на постоянную нагрузку.

Нагрузка сплошная равномерная на 1-м пролете $q = 1$ *т-м*.

По ф-лам (38) находим опорные моменты:

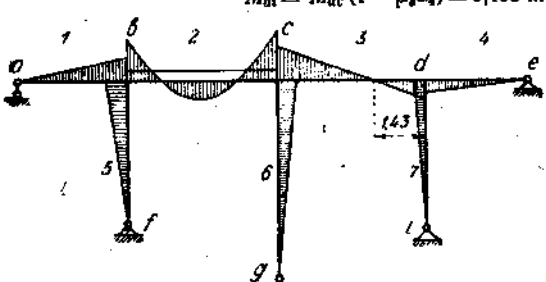
$$R = L = \frac{q l_1^2}{4}.$$

$$M_{b-c} = -\frac{q l_2^2}{4} \cdot \frac{1 - k_{cb}}{1 - k_{bc} k_{cb}} = -2{,}045\ т\text{-}м;$$

$$M_{c-b} = -\frac{q l_3^2}{4} \cdot \frac{1 - k_{bc}}{1 - k_{bc} k_{cb}} = -2{,}18\ т\text{-}м.$$

С помощью найденных выше фокусных отношений и коэф-тов распределения строим эпюру моментов, нанося ее со стороны вытянутого волокна:

$$M_{b-a} = M_{b-c}\mu_{a-1} = 2{,}045 \cdot 0{,}666 = 1{,}302\ m\text{-}м;$$
$$M_{b-f} = M_{b-c}(1-\mu_{a-1}) = 0{,}683\ m\text{-}м;$$
$$M_{dc} = M_{c-b} \cdot \mu_{a-2} = 2{,}18 \cdot 0{,}701 = 1{,}528\ m\text{-}м;$$
$$M_{c-g} = M_{c-b}(1-\mu_{a-2}) = 0{,}652\ m\text{-}м;$$
$$M_{dc} = \frac{M_{c-d}}{k_{d-c}} = 0{,}458\ m\text{-}м;$$
$$M_{de} = M_{dc} \cdot \mu_{a-4} = 0{,}305\ m\text{-}м;$$
$$M_{dl} = M_{dc}(1-\mu_{a-4}) = 0{,}153\ m\text{-}м.$$



Черт. 20.

В вычислениях везде опущены знаки моментов, т. к. ординаты эпюры могут быть отложены и без них—по узловым деформациям. Напр., узел C моментом M_{cb} вращается против часовой стрелки,—поэтому, откладывая эпюру M со стороны растянутого волокна в стойке, получим ординаты справа, а в ригеле сверху.

Эпюра Q строится, как для неразрезных балок.

По эпюре Q строится эпюра N, исходя из равновесия узлов.

В. Построение инфлюэнтной линии M_{bc}.

а) Используя ф-лы (39), вычисляем постоянные коэф-ты:

$$\frac{a_4 l_4}{c_4} = \frac{b_1 l_1}{c_1} = \frac{0{,}956 \cdot 4}{3{,}044} = 1{,}256;$$
$$\frac{a_3 l_3}{c_3} = \frac{b_2 l_2}{c_2} = 2{,}69;$$
$$\frac{b_3 l_3}{c_3} = \frac{a_2 l_2}{c_2} = 2{,}61;$$
$$\frac{a_2 b_2}{c_2} = \frac{a_2 b_2}{c_2} = 0{,}622.$$

b) Пишем по ф-лам (39) ур-ия инфлюэнтных линий:

$$M_n = \frac{a_n b_n}{c_n} \cdot 3\omega - \frac{b_n l_n}{c_n}\ \omega_a \text{ (правый момент)};$$

$$M_{n-1} = \frac{a_n b_n}{c_n} \cdot 3\omega - \frac{a_n l_n}{c_n}\ \omega_b \text{ (левый момент)};$$

Груз в 1-м пролете:

$$M_{b-c} = M_{b-a}\mu_{1-2} = -0{,}703 \cdot 1{,}256 = -0{,}883\omega_a \qquad (\text{Ф-ла } M_n)$$

Груз во 2-м пролете:

$$M_{b-c} = 0{,}622 \cdot 3\omega - 2{,}61\omega_b \qquad (\text{Ф-ла } M_{n-1})$$

Груз в 3-м пролете;

$$M_{b-c} = M_{c-d} \cdot \mu_{a-2} \cdot \left(-\frac{1}{k_{bc}}\right) = -(0{,}622 \cdot 3\omega - 2{,}69\omega_b) \cdot \frac{0{,}701}{3{,}333} =$$
$$= -0{,}130 \cdot 3\omega + 0{,}565\omega_b.$$

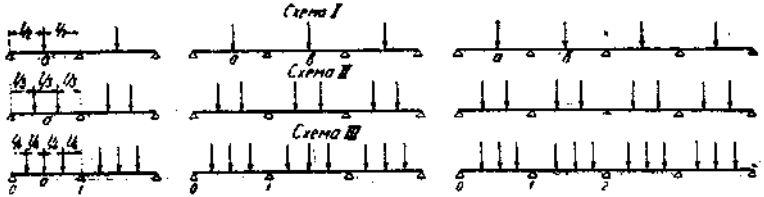
Груз в 4-м пролете:

$$M_{b-c} = M_{d-e} \cdot \mu_{4-2} \left(-\frac{1}{k_{cd}}\right)\left(-\frac{1}{k_{bc}}\right) = (-1{,}256\omega_b)\frac{0{,}703 \cdot 0{,}701}{3{,}194 \cdot 3{,}333} = -0{,}0581\omega_b.$$

По этим данным при помощи значений величин 3ω, ω_a, ω_b, извлеченных из табл. 5, построена инфлюэнтная линия.

Вычисления удобно расположить так, как это показано в примере на неразрезную балку (см. табл. подсчета ординат).

Табл. 7. Моменты и опорные реакции неразрезных балок при действии равных сосредоточенных грузов.



G — постоянная нагрузка; *P* — временная, расположенная невыгодным образом.

	Величина		2-й пролет			3-й пролет			4-й пролет		
			I схема	II схема	III схема	I схема	II схема	III схема	I схема	II схема	III схема
Влияние *g*	A_0	множитель *g*	+0,3125	+0,667	+1,0312	+0,3500	+0,7333	+1,1250	+0,3393	+0,7142	+1,0983
	A_1		+1,3750	+2,667	+3,9376	+1,1500	+2,2667	+3,3750	+1,2144	+2,3812	+3,5356
	A_2								+0,8926	+1,8092	+2,7322
Влияние p_{max}	A_0	множитель *p*	+0,4062	+0,8333	+1,2656	+0,4250	+0,8667	+1,9125	+0,4197	+0,8571	+1,2991
	A_1		+0,3750	+2,667	+3,9376	+1,3000	+2,5333	+3,7500	+1,3349	+2,5939	+3,8369
	A_2								+1,2140	+2,3803	+3,5358
Влияние p_{min}	A_0	множитель *p*	−0,0938	−0,1667	−0,2344	−0,0750	−0,1333	−0,1875	−0,0803	−0,1429	−0,2009
	A_1					−0,1500	−0,2667	−0,3750	−0,1205	−0,2142	−0,3013
	A_2								−0,3214	−0,5714	−0,8036
Влияние *g*	M_a	множитель *gl*	+0,1563	+0,2222	+0,2656	+0,1750	+0,2444	+0,3125	+0,1697	+0,2880	+0,2992
	M_b					+0,1000	+0,0667	+0,1250	+0,1162	+0,1107	+0,1653
	M_1		−0,1875	−0,3333	−0,4688	−0,1500	−0,2667	−0,3750	−0,1607	−0,2858	−0,4017
	M_2								−0,1070	−0,1904	−0,2678
Влияние p_{max}	M_a	множитель *pl*	+0,2031	+0,2778	+0,3828	+0,2125	+0,2889	+0,4063	+0,2099	+0,2857	+0,3996
	M_b					+0,1750	+0,2000	+0,3125	+0,1831	+0,2222	+0,3326
	M_1					+0,0250	+0,0444	+0,0625	+0,0201	+0,0357	+0,0500
	M_2								+0,0536	+0,0952	+0,1340
Влияние p_{min}	M_a	множитель *pl*	−0,0469	−0,0556	−0,1172	−0,0375	−0,0444	−0,0938	−0,0402	−0,0476	−0,1005
	M_b					−0,0750	−0,1333	−0,1875	−0,0669	−0,1110	−0,1674
	M_1		−0,1875	−0,3333	−0,4688	−0,1750	−0,3111	−0,4375	−0,1808	−0,3215	−0,4519
	M_2								−0,1606	−0,2856	−0,4018

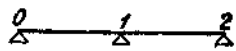
Примечание. Обозначено: опорные моменты M_1 и M_2; пролетные моменты—крайний пролет M_a, средний пролет M_b.

Табл. 8. Ординаты эпюр поперечных сил и моментов в двух-, трех- и четырехпролетных балках от постоянной сплошной нагрузки и подвижной сплошной нагрузки, размещенной по длине балки.

$$Q_{max} = (\alpha p + \beta q)\, l; \qquad Q_{min} = (\alpha p + \gamma q)\, l;$$

$$M_{max} = (a p + b q)\, l^2; \qquad M_{min} = (a p + c q)\, l^2.$$

а) Два пролета.

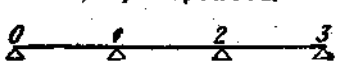


$\frac{z}{l}$	Поперечные силы			Моменты		
	α	β	γ	a	b	c
0,0	+0,375	+0,438	−0,063	0,000	0,000	0,000
0,1	+0,275	+0,344	−0,069	+0,033	+0,039	−0,006
0,2	+0,175	+0,262	−0,087	+0,055	+0,068	−0,013
0,3	+0,075	+0,093	−0,118	−0,068	+0,085	−0,019
0,4	−0,025	+0,136	−0,161	−0,070	+0,095	−0,025
0,5	−0,125	+0,090	−0,215	−0,063	+0,094	−0,031
0,6	−0,225	+0,054	−0,273	−0,045	+0,083	−0,038
0,7	−0,325	+0,029	−0,354	−0,018	+0,061	−0,044
0,8	−0,425	+0,012	−0,437	−0,020	+0,030	−0,050
0,9	−0,525	+0,003	−0,528	−0,068	+0,006	−0,074
1,0	−0,625	+0,000	−0,625	−0,125	0,000	−0,125

$$max\ A_0 = 0{,}375 pl + 0{,}438 ql;$$

$$max\ A_1 = 1{,}25 (p + q) l.$$

б) Три пролета.



$\frac{z}{l}$	Поперечные силы Q			Моменты M		
	α	β	γ	a	b	c
0,0	+0,400	+0,450	−0,050	+0,000	0,000	0,000
0,1	+0,300	+0,356	−0,056	+0,035	+0,040	−0,005
0,2	+0,200	+0,275	−0,075	+0,060	+0,070	−0,010
0,3	+0,100	+0,207	−0,107	+0,075	+0,090	−0,015
0,4	−0,000	+0,150	−0,150	+0,080	+0,100	−0,020
0,5	−0,100	+0,104	−0,204	+0,075	+0,100	−0,025
0,6	−0,200	+0,069	−0,269	+0,060	+0,090	−0,030
0,7	−0,300	+0,044	−0,344	+0,035	+0,070	−0,035
0,8	−0,400	+0,028	−0,428	0,000	+0,040	−0,040
0,9	−0,500	+0,019	−0,519	−0,045	+0,020	−0,065
1,0	−0,600	+0,017	−0,617	−0,100	+0,017	−0,117
1,0	+0,500	+0,583	−0,083	−0,100	+0,017	−0,117
1,1	+0,400	+0,487	−0,087	−0,055	+0,015	−0,070
1,2	+0,300	+0,399	−0,099	−0,020	+0,030	−0,050
1,3	+0,200	+0,321	−0,121	+0,005	+0,055	−0,050
1,4	+0,100	+0,254	−0,154	+0,020	+0,070	−0,050
1,5	+0,000	+0,198	−0,198	+0,025	+0 075	−0,050

$$max\ A_0 = 0{,}400 pl + 0{,}450 ql;$$

$$max\ A_1 = 1{,}100 pl + 1{,}200 ql.$$

в) Четыре пролета.

$\frac{z}{l}$	Поперечные силы Q			Моменты M		
	α	β	γ	a	b	c
0,0	+0,393	+0,446	−0,054	0,000	0,000	0,000
0,1	+0,293	+0,353	−0,060	+0,034	+0,040	−0,005
0,2	+0,193	+0,272	−0,079	+0,059	+0,060	−0,011
0,3	+0,093	+0,203	−0,110	+0,073	+0,089	−0,016
0,393	0,000	+0,150	−0,150	—	—	—
0,4	−0,007	+0,146	−0,153	+0,077	+0,099	−0,021
0,5	−0,107	+0,100	−0,208	+0,071	+0,098	−0,027
0,6	−0,207	+0,066	−0,273	+0,056	+0,088	−0,032
0,7	−0,307	+0,041	−0,348	+0,030	+0,068	−0,038
0,786	—	—	—	0,000	+0,042	−0,042
0,8	−0,407	+0,025	−0,432	−0,006	+0,037	−0,043
0,9	−0,507	+0,016	−0,523	−0,051	+0,016	−0,068
1,0	−0,607	+0,013	−0,621	−0,107	+0,013	−0,121
1,0	+0,536	+0,603	−0,067	−0,107	+0,013	−0,121
1,1	+0,436	+0,506	−0,071	−0,059	+0,015	−0,072
1,2	+0,336	+0,419	−0,083	−0,020	+0,030	−0,050
1,266	—	—	—	0,000	+0,049	−0,049
1,3	+0,236	+0,341	−0,115	+0,009	+0,057	−0,048
1,4	+0,136	+0,274	−0,139	+0,027	+0,074	−0,046
1,5	+0,036	+0,219	−0,183	+0,036	+0,080	−0,045
1,536	0,000	+0,203	−0,203	—	—	—
1,6	−0,064	+0,176	−0,240	+0,034	+0,077	−0,043
1,7	−0,164	+0,144	−0,308	+0,023	+0,064	−0,041
1,8	−0,264	+0,122	−0,387	+0,001	+0,042	−0,040
1,805	—	—		0,000	+0,041	−0,041
1,9	−0,364	+0,111	−0,475	−0,300	+0,031	−0,061
2,00	−0,464	+0,107	−0,571	−0,071	+0,036	−0,107

$$max\ A_0 = 0{,}393pl + 0{,}446ql;$$

$$max\ A_1 = 1{,}143pl + 1{,}223ql;$$

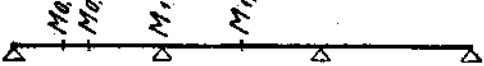
$$max\ A_2 = 0{,}929pl + 1{,}143ql.$$

Табл. 9. Ординаты инфлюэнтных линий, моментов и опорных реакций.



I. Двухпролетная балка.

$\frac{z}{l}$	A_0	A_1	M_1	$M_{0,4}$	$M_{0,5}$
0,0	+1,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	+0,875	+0,150	−0,025	+0,050	+0,038
0,2	+0,752	+0,296	−0,048	+0,101	+0,076
0,3	+0,632	+0,437	−0,068	+0,153	+0,116
0,4	+0,516	+0,568	−0,084	+0,206	+0,158
0,5	+0,406	+0,688	−0,094	+0,163	+0,203
0,6	+0,304	+0,792	−0,096	+0,122	+0,152
0,7	+0,211	+0,879	−0,089	+0,084	+0,105
0,8	+0,128	+0,944	−0,072	+0,051	+0,064
0,9	+0,057	+0,986	−0,043	+0,023	+0,029
1,0	0,000	0,000	0,000	0,000	−0,000
1,1	−0,043	+0,986	−0,043	−0,017	−0,021
1,2	−0,072	+0,944	−0,072	−0,029	−0,036
1,3	−0,089	+0,879	−0,089	−0,036	−0,045
1,4	−0,096	+0,792	−0,096	−0,038	−0,048
1,5	−0,094	+0,688	−0,094	−0,038	−0,047
1,6	−0,084	+0,568	−0,084	−0,034	−0,042
1,7	−0,068	+0,437	−0,068	−0,027	−0,034
1,8	−0,048	+0,296	−0,048	−0,019	−0,024
1,9	−0,025	+0,150	−0,025	−0,010	−0,012
2,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000



II. Трехпролетная балка.

$\frac{z}{l}$	A_0	A_1	M_1	$M_{0,4}$	$M_{0,5}$	$M_{1,5}$
0,0	+1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	+0,874	+0,159	−0,026	+0,049	+0,037	−0,010
0,2	+0,749	+0,315	−0,051	+0,100	+0,074	−0,019
0,3	+0,627	+0,464	−0,073	+0,151	+0,114	−0,027
0,4	+0,510	+0,602	−0,090	+0,204	+0,155	−0,034
0,5	+0,400	+0,725	−0,100	+0,160	+0,200	−0,038
0,6	+0,298	+0,830	−0,102	+0,119	+0,149	−0,038
0,7	+0,205	+0,914	−0,095	+0,082	+0,102	−0,036
0,8	+0,123	+0,973	−0,077	+0,049	+0,062	−0,029
0,9	+0,054	+0,993	−0,046	+0,022	+0,027	−0,017
1,0	0,000	+1,000	−0,000	0,000	−0,000	0,000
1,1	−0,039	+0,963	−0,039	−0,016	−0,020	+0,023
1,2	−0,064	+0,896	−0,064	−0,026	−0,032	+0,052
1,3	−0,077	+0,805	−0,077	−0,031	−0,039	+0,087
1,4	−0,080	+0,696	−0,080	−0,032	−0,040	+0,128
1,5	−0,075	+0,575	−0,075	−0,030	−0,038	+0,175
1,6	−0,064	+0,448	−0,064	−0,026	−0,032	+0,128
1,7	−0,049	+0,321	−0,049	−0,020	−0,025	+0,087
1,8	−0,032	+0,200	−0,032	−0,013	−0,016	+0,052
1,9	−0,115	+0,091	−0,016	−0,006	−0,008	+0,023
2,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2,1	+0,011	−0,068	+0,011	+0,005	+0,006	−0,017
2,2	+0,019	−0,115	+0,019	+0,008	+0,010	−0,029
2,3	+0,024	−0,143	+0,024	+0,010	+0,012	−0,036
2,4	+0,026	−0,154	+0,026	+0,010	+0,013	−0,038
2,5	+0,025	−0,150	+0,025	+0,010	+0,013	−0,038
2,6	+0,022	−0,134	+0,022	+0,009	+0,011	−0,034
2,7	+0,018	−0,109	+0,018	+0,007	+0,009	−0,027
2,8	+0,013	−0,077	+0,013	+0,005	+0,006	−0,019
2,9	+0,007	−0,040	+0,007	+0,003	+0,003	−0,010

Табл. 10. Коэффициенты для определения упругих углов.

$$\alpha = \frac{l}{3EI} \cdot r;\ \beta = \frac{l}{6EI} \cdot s \text{ (симметричные вуты).}$$

$\lambda = \frac{I_0}{I}$	Значения $n = \frac{I_s}{I_k}$													Коэффициент
	1,00	0,60	0,30	0,20	0,15	0,12	0,10	0,08	0,06	0,05	0,04	0,03	0,02	
0,40	1,000	0,792	0,595	0,512	0,463	0,431	0,407	0,381	0,351	0,335	0,317	0,297	0,273	r
	1,000	0,881	0,751	0,689	0,650	0,623	0,602	0,578	0,551	0,535	0,517	0,495	0,468	s
0,35	1,000	0,813	0,635	0,560	0,516	0,486	0,465	0,441	0,414	0,400	0,383	0,365	0,343	r
	1,000	0,906	0,803	0,753	0,723	0,701	0,684	0,665	0,643	0,630	0,616	0,598	0,577	s
0,30	1,000	0,835	0,678	0,611	0,572	0,545	0,526	0,505	0,481	0,468	0,453	0,436	0,417	r
	1,000	0,928	0,850	0,813	0,789	0,773	0,760	0,745	0,728	0,719	0,707	0,694	0,677	s
0,25	1,000	0,858	0,723	0,665	0,631	0,608	0,591	0,573	0,552	0,540	0,527	0,513	0,496	r
	1,000	0,949	0,893	0,866	0,849	0,836	0,828	0,817	0,805	0,798	0,789	0,780	0,768	s
0,20	1,000	0,883	0,771	0,722	0,694	0,675	0,661	0,645	0,628	0,618	0,607	0,595	0,580	r
	1,000	0,966	0,929	0,911	0,900	0,892	0,886	0,879	0,871	0,866	0,861	0,854	0,846	s
0,15	1,000	0,909	0,822	0,784	0,762	0,747	0,736	0,724	0,710	0,702	0,694	0,684	0,672	r
	1,000	0,980	0,959	0,949	0,942	0,937	0,934	0,930	0,925	0,922	0,919	0,915	0,911	s

Табл. 11. Коэфициенты m_1 и m_2 для определения опорных моментов от единичного груза (симметричные вуты).

$J=\frac{I_0}{l}$	$n=\frac{I_1}{I_k}$	Коэф.	Точки приложения груза											
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
J=Const	1,00	m_1	0,146	0,255	0,328	0,370	0,385	0,375	0,344	0,296	0,234	0,162	0,083	
		m_2	0,083	0,162	0,234	0,296	0,344	0,375	0,385	0,370	0,328	0,255	0,146	
0,40	0,20	m_1	0,117	0,220	0,305	0,367	0,401	0,400	0,369	0,313	0,243	0,165	0,083	0,40
		m_2	0,083	0,165	0,243	0,313	0,369	0,400	0,401	0,367	0,305	0,220	0,117	
	0,10	m_1	0,109	0,209	0,295	0,365	0,406	0,409	0,378	0,319	0,245	0,166	0,083	
		m_2	0,083	0,166	0,245	0,319	0,378	0,409	0,406	0,365	0,295	0,209	0,109	
	0,05	m_1	0,102	0,199	0,287	0,362	0,411	0,418	0,386	0,323	0,247	0,166	0,083	
		m_2	0,083	0,166	0,247	0,323	0,386	0,418	0,411	0,362	0,287	0,199	0,102	
	0,03	m_1	0,098	0,193	0,282	0,360	0,414	0,423	0,391	0,326	0,248	0,166	0,083	
		m_2	0,083	0,166	0,248	0,326	0,391	0,423	0,414	0,360	0,282	0,193	0,098	
0,35	0,20	m_1	0,118	0,222	0,307	0,369	0,399	0,397	0,366	0,313	0,243	0,165	0,083	0,35
		m_2	0,083	0,165	0,243	0,313	0,366	0,397	0,399	0,369	0,307	0,222	0,118	
	0,10	m_1	0,110	0,211	0,300	0,368	0,404	0,404	0,374	0,318	0,245	0,166	0,083	
		m_2	0,083	0,166	0,245	0,318	0,374	0,404	0,404	0,368	0,300	0,211	0,110	
	0,05	m_1	0,104	0,202	0,293	0,367	0,408	0,411	0,380	0,322	0,247	0,166	0,083	
		m_2	0,083	0,166	0,247	0,322	0,380	0,411	0,408	0,367	0,293	0,202	0,104	
	0,03	m_1	0,100	0,197	0,288	0,365	0,411	0,415	0,384	0,325	0,248	0,166	0,083	
		m_2	0,083	0,166	0,248	0,325	0,384	0,415	0,411	0,365	0,288	0,197	0,100	
0,30	0,20	m_1	0,119	0,225	0,312	0,371	0,397	0,393	0,363	0,311	0,243	0,165	0,083	0,30
		m_2	0,083	0,165	0,243	0,311	0,363	0,393	0,397	0,371	0,312	0,225	0,119	
	0,10	m_1	0,112	0,216	0,306	0,371	0,401	0,398	0,369	0,316	0,245	0,166	0,083	
		m_2	0,083	0,166	0,245	0,316	0,369	0,398	0,401	0,371	0,306	0,216	0,112	
	0,05	m_1	0,107	0,209	0,301	0,371	0,404	0,403	0,373	0,319	0,247	0,166	0,083	
		m_2	0,083	0,166	0,247	0,319	0,373	0,403	0,404	0,371	0,301	0,209	0,107	
	0,03	m_1	0,104	0,204	0,297	0,371	0,406	0,407	0,377	0,322	0,248	0,166	0,083	
		m_2	0,083	0,166	0,248	0,322	0,377	0,407	0,406	0,371	0,297	0,204	0,104	
0,25	0,20	m_1	0,123	0,231	0,318	0,372	0,394	0,388	0,358	0,308	0,242	0,165	0,083	0,25
		m_2	0,083	0,165	0,242	0,308	0,358	0,388	0,394	0,372	0,318	0,231	0,123	
	0,10	m_1	0,116	0,224	0,314	0,372	0,397	0,393	0,363	0,312	0,244	0,166	0,083	
		m_2	0,083	0,166	0,244	0,312	0,363	0,393	0,397	0,372	0,314	0,224	0,116	
	0,05	m_1	0,111	0,217	0,311	0,373	0,400	0,396	0,366	0,315	0,246	0,166	0,083	
		m_2	0,083	0,166	0,246	0,315	0,366	0,396	0,400	0,373	0,311	0,217	0,111	
	0,03	m_1	0,109	0,214	0,309	0,373	0,401	0,398	0,369	0,317	0,247	0,166	0,083	
		m_2	0,083	0,166	0,247	0,317	0,369	0,398	0,401	0,373	0,309	0,214	0,109	

Табл. 12. Формулы для опорных моментов в неразрезных балках с неравными пролетами.

I. Двухпролетная балка.

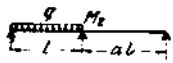
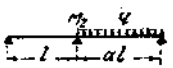
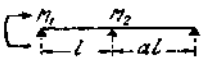
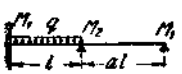
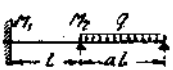
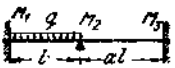
Нагрузка	Опорные моменты
	$M_2 = -M_0 \cdot \frac{1}{\alpha + 1}$
	$M_2 = -M_0 \cdot \frac{\alpha}{\alpha + 1}$
	$M_2 = -M_1 \cdot \frac{1}{2 \cdot (1 + \alpha)}$
	$M_1 = -M_0 \cdot \frac{2 + 4\alpha}{3 + 4\alpha}$ $M_2 = -M_0 \cdot \frac{2\alpha}{3 + 4\alpha}$
	$M_1 = +M_0 \cdot \frac{2\alpha}{3 + 4\alpha}$ $M_2 = -M_0 \cdot \frac{4\alpha}{3 + 4\alpha}$
	$M_1 = -M_0 \cdot \frac{2 + 3\alpha}{3 \cdot (1 + \alpha)}$ $M_2 = -M_0 \cdot \frac{2}{3 \cdot (1 + \alpha)}$ $M_3 = +M_0 \cdot \frac{1}{3 \cdot (1 + \alpha)}$
	$M_1 = +M_0 \cdot \frac{\alpha}{3 \cdot (1 + \alpha)}$ $M_2 = -M_0 \cdot \frac{2\alpha}{3 \cdot (1 + \alpha)}$ $M_3 = -M_0 \cdot \frac{3 + 2\alpha}{3 \cdot (1 + \alpha)}$

Табл. 12 (*продолжение*).

II. Трехпролетная балка.

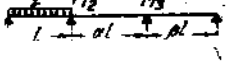
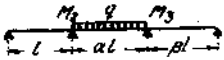
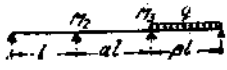
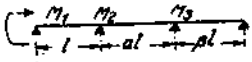
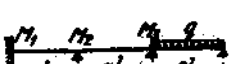
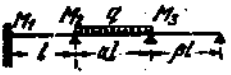
Нагрузка	Опорные моменты
	$M_2 = -M_0 \cdot \frac{4 \cdot (\alpha+\beta)}{4 \cdot (1+\alpha)(\alpha+\beta) - \alpha^2}$ $M_3 = +M_0 \cdot \frac{2\alpha}{3 \cdot (1+\alpha)(\alpha+\beta) - \alpha^2}$
	$M_2 = -M_0 \cdot \frac{2\alpha\,(\alpha+2\beta)}{4 \cdot (1+\alpha)(\alpha+\beta) - \alpha^2}$ $M_3 = -M_0 \cdot \frac{2\alpha \cdot (2+\alpha)}{4 \cdot (1+\alpha)(\alpha+\beta) - \alpha^2}$
	$M_2 = +M_0 \cdot \frac{2\beta\alpha}{4 \cdot (1+\alpha)(\alpha+\beta) - \alpha^2}$ $M_3 = -M_0 \cdot \frac{2\beta(\alpha+\beta)}{4 \cdot (1+\alpha)(\alpha+\beta) - \alpha^2}$
	$M_2 = -M_1 \cdot \frac{2(\alpha+\beta)}{l \cdot [4 \cdot (1+\alpha)(\alpha+\beta) - \alpha^2]}$ $M_3 + -M_2 \cdot \frac{\alpha}{2 \cdot (\alpha+\beta)}$
	$M_1 = -M_0 \cdot \left[1 - \frac{\alpha+\beta}{(3+4\alpha)(\alpha+\beta) - \alpha^2}\right]$ $M_2 = -M_0 \cdot \frac{2(\alpha+\beta)}{(3+4\alpha)(\alpha+\beta) - \alpha^2}$ $M_3 = +M_0 \cdot \frac{\alpha}{(3+4\alpha)(\alpha+\beta) - \alpha^2}$
	$M_1 = -M_0 \cdot \frac{\beta\alpha}{(3+4\alpha)(\alpha+\beta) - \alpha^2}$ $M_2 = +M_0 \cdot \frac{2\beta\alpha}{(3+4\alpha)(\alpha+\beta) - \alpha^2}$ $M_3 = -M_0 \cdot \frac{\beta(3+4\alpha)}{(3+4\alpha)(\alpha+\beta) - \alpha^2}$
	$M_1 = +M_0 \cdot \frac{\alpha \cdot (\alpha+2\beta)}{(3+4\alpha)(\alpha+\beta) - \alpha^2}$ $M_2 = -M_0 \cdot \frac{2\alpha\,(\alpha+2\beta)}{(3+4\alpha)(\alpha+\beta) - \alpha^2}$ $M_3 = -M_0 \cdot \frac{\alpha \cdot (3+2\alpha)}{(3+4\alpha)(\alpha+\beta) - \alpha^2}$

Табл. 12 (*продолжение*).

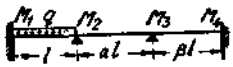
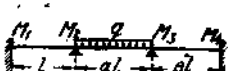
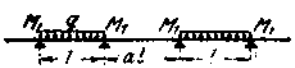
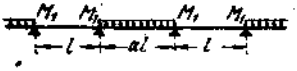
Нагрузка	Опорные моменты
	$M_1 = -M_0 \cdot \left[1 - \frac{1/2 \cdot (4\alpha + 3\beta)}{4\alpha(1+\alpha+\beta)+3\beta}\right]$ $M_2 = -M_0 \cdot \frac{2/2 \cdot (4\alpha + 3\beta)}{4\alpha \cdot (1+\alpha+\beta)+3\beta}$ $M_3 = +M_0 \cdot \frac{4/2\,\alpha}{4\alpha \cdot (1+\alpha+\beta)+3\beta}$ $M_4 = -M_0 \cdot \frac{2/2\,\alpha}{4\alpha \cdot (1+\alpha+\beta)+3\beta}$
	$M_1 = +M_0 \cdot \frac{3/2\,\alpha \cdot (2\alpha + 3\beta)}{4\alpha \cdot (1+\alpha+\beta)+3\beta}$ $M_2 = -M_0 \cdot \frac{4/2\,\alpha\,(2\alpha + 3\beta)}{4\alpha \cdot (1+\alpha+\beta)+3\beta}$ $M_3 = -M_0 \cdot \frac{4/2\,\alpha\,(3+2\alpha)}{4\alpha \cdot (1+\alpha+\beta)+3\beta}$ $M_4 = +M_0 \cdot \frac{3/2\,\alpha\,(3+2\alpha)}{4\alpha(1+\alpha+\beta)+3\beta}$
	$M_1 = -M_0 \cdot \frac{2/2\,\beta\alpha}{4\alpha(1+\alpha+\beta)+3\beta}$ $M_2 = +M_0 \cdot \frac{4/2\,\beta\alpha}{4\alpha(1+\alpha+\beta)+3\beta}$ $M_3 = -M_0 \cdot \frac{2/2\,\beta\,(3+4\alpha)}{4\alpha(1+\alpha+\beta)+3\beta}$ $M_4 = -M_0 \cdot \left[1 + \frac{1/2\,\beta\,(3+4\alpha)}{4\alpha(1+\alpha+\beta)+3\beta}\right]$

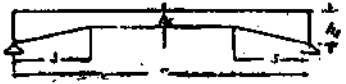
Табл. III. Многопролетные балки.

	$M_1 = -M_0 \cdot \frac{2/2}{1+\alpha}$
	$M_1 = -M_0 \cdot \frac{2/2\,\alpha}{1+\alpha}$

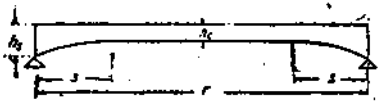
Во всех приведенных ф-лах M_0 обозначает момент для балки, свободно лежащей на двух опорах. Величина M_0 определяется выражением: $M = \frac{ql^2}{8}$, где l—длина соответствующего пролета, q—нагрузка в m на 1 $n.$ $м$ балки.

Таб. 13. Значения коэффициента μ при различных величинах $n = \frac{I_c}{I_s}$ и $\lambda = \frac{s}{r}$.

I. Прямолинейный вут.



II. Параболический вут.

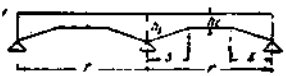


Составлена инж. Забелло.

Табл. коэф-та μ к таблицам для расчета неразрезных балок с учетом влияния переменности момента инерции по длине балки.

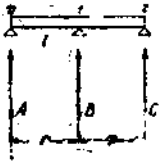
n \ λ		1,00	0,60	0,30	0,20	0,15	0,12	0,10	0,08	0,06	0,05	0,04	0,03	0,02	λ \ n	
0,50	I	1,000	0,891	0,815	0,768	0,740	0,720	0,703	0,685	0,664	0,652	0,639	0,621	0,600	I	0,50
	II	1,000	0,907	0,810	0,765	0,736	0,716	0,702	0,685	0,665	0,654	0,641	0,627	0,610	II	
0,40	I	1,000	0,899	0,792	0,743	0,712	0,692	0,676	0,659	0,637	0,626	0,613	0,600	0,583	I	0,40
	II	1,000	0,909	0,815	0,771	0,744	0,724	0,712	0,697	0,677	0,668	0,656	0,642	0,626	II	
0,35	I	1,000	0,897	0,791	0,744	0,714	0,693	0,680	0,663	0,644	0,635	0,622	0,610	0,594	I	0,35
	II	1,000	0,913	0,821	0,781	0,754	0,737	0,724	0,709	0,692	0,683	0,672	0,659	0,643	II	
0,30	I	1,000	0,900	0,798	0,752	0,725	0,705	0,692	0,678	0,661	0,651	0,641	0,628	0,616	I	0,30
	II	1,000	0,918	0,833	0,795	0,772	0,755	0,742	0,729	0,713	0,704	0,694	0,681	0,667	II	
0,25	I	1,000	0,904	0,810	0,768	0,743	0,727	0,714	0,701	0,686	0,677	0,660	0,657	0,646	I	0,25
	II	1,000	0,924	0,848	0,814	0,791	0,777	0,766	0,755	0,740	0,731	0,722	0,711	0,698	II	
0,20	I	1,000	0,914	0,830	0,793	0,771	0,757	0,746	0,734	0,721	0,714	0,705	0,697	0,686	I	0,20
	II	1,000	0,935	0,868	0,837	0,818	0,806	0,797	0,786	0,773	0,767	0,758	0,749	0,737	II	
0,15	I	1,000	0,928	0,857	0,826	0,809	0,809	0,788	0,778	0,768	0,761	0,755	0,748	0,738	I	0,15
	II	1,000	0,946	0,893	0,867	0,851	0,841	0,834	0,825	0,814	0,809	0,801	0,794	0,783	II	

Табл. 14. Моменты и опорные реакции двухпролетной неразрезной балки под равномерной нагрузкой с учетом влияния переменности моментов инерции по длине пролетов.



$\frac{J_1}{J} = n \cdot \quad \frac{g}{gr} = k$

Составлена инж. Забелло.

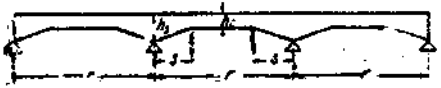
Схемы загрузок	μ	Опорный момент M_1	Момент в пролете M_1	Опорные реакции		
				A	B	C
1. 	1,000	— 0,1250	+ 0,0703	+ 0,3750	+1,2500	+ 0,3750
	0,950	— 0,1316	+ 0,0679	+ 0,3684	+1,2632	+ 0,3684
	0,900	— 0,1388	+ 0,0652	+ 0,3612	+1,2776	+ 0,3612
	0,850	— 0,1470	+ 0,0623	+ 0,3530	+1,2940	+ 0,3530
	0,800	— 0,1562	+ 0,0591	+ 0,3438	+1,3124	+ 0,3438
	0,750	— 0,1666	+ 0,0556	+ 0,3334	+1,3332	+ 0,3334
	0,700	— 0,1786	+ 0,0516	+ 0,3214	+1,3572	+ 0,3214
	0,650	— 0,1924	+ 0,0473	+ 0,3076	+1,3848	+ 0,3076
	0,600	— 0,2084	+ 0,0425	+ 0,2916	+1,4168	+ 0,2916
	0,550	— 0,2272	+ 0,0372	+ 0,2728	+1,4544	+ 0,2728
2. 	1,000	— 0,0625	+ 0,0957	+ 0,4375	+ 0,6250	— 0,0625
	0,950	— 0,0658	+ 0,0943	+ 0,4342	+ 0,6316	— 0,0658
	0,900	— 0,0694	+ 0,0927	+ 0,4306	+ 0,6388	— 0,0694
	0,850	— 0,0735	+ 0,0910	+ 0,4265	+ 0,6470	— 0,0735
	0,800	— 0,0781	+ 0,0890	+ 0,4219	+ 0,6562	— 0,0781
	0,750	— 0,0833	+ 0,0868	+ 0,4167	+ 0,6666	— 0,0833
	0,700	— 0,0893	+ 0,0843	+ 0,4107	+ 0,6786	— 0,0893
	0,650	— 0,0962	+ 0,0815	+ 0,4038	+ 0,6924	— 0,0962
	0,600	— 0,1042	+ 0,0783	+ 0,3958	+ 0,7084	— 0,1042
	0,550	— 0,1136	+ 0,0747	+ 0,3864	+ 0,7272	— 0,1136
		gr^2		gr		

Ф-ла для вычисления моментов на опорах:

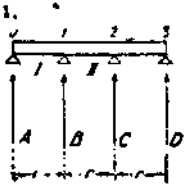
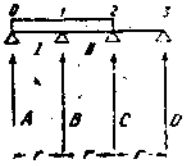
для случая 2:

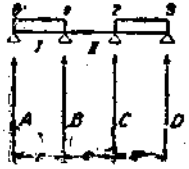
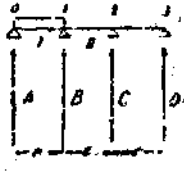
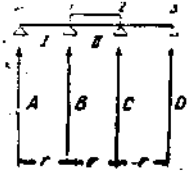
$$M_1 = -\frac{1}{16\mu} gr^2 .$$

Табл. 15. Моменты и опорные реакции трехпролетной неразрезной балки под равномерной нагрузкой с учетом влияния переменности моментов инерции по длине пролетов.



$$\frac{J_c}{J_0} = n \quad , \quad \frac{c}{l} = \lambda$$

Схемы загрузок	μ	Опорные моменты		Момент в пролете		Опорные реакции			
		M_1	M_2	M_I	M_{II}	A	B	C	D
1. 	1,000	−0,1000	−0,1000	+0,0800	+0,0250	+0,4000	+1,1000	+1,1000	+0,4000
	0,950	−0,1042	−0,1042	+0,0783	+0,0208	+0,3958	+1,1042	+1,1042	+0,3958
	0,900	−0,1087	−0,1087	+0,0766	+0,0163	+0,3913	+1,1087	+1,1087	+0,3913
	0,850	−0,1134	−0,1134	+0,0747	+0,0116	+0,3866	+1,1134	+1,1134	+0,3866
	0,800	−0,1185	−0,1185	+0,0728	+0,0065	+0,3818	+1,1185	+1,1185	+0,3815
	0,750	−0,1251	−0,1251	+0,0703	−0,0001	+0,3749	+1,1251	+1,1251	+0,3749
	0,700	−0,1317	−0,1317	+0,0678	−0,0067	+0,3683	+1,1317	+1,1317	+0,3683
	0,650	−0,1390	−0,1390	+0,0652	−0,0140	+0,3610	+1,1390	+1,1390	+0,3610
	0,600	−0,1472	−0,1472	+0,0622	−0,0222	+0,3528	+1,1472	+1,1472	+0,3528
	0,550	−0,1563	−0,1563	+0,0591	−0,0313	+0,3437	+1,1563	+1,1563	+0,3437
2. 	1,000	−0,1167	−0,0333	+0,0735	+0,0536	+0,3833	+1,2001	+0,4499	−0,0333
	0,950	−0,1228	−0,0335	+0,0711	+0,0508	+0,3772	+1,2121	+0,4442	−0,0335
	0,900	−0,1296	−0,0334	+0,0686	+0,0481	+0,3704	+1,2258	+0,4372	−0,0334
	0,850	−0,1371	−0,0331	+0,0658	+0,0453	+0,3629	+1,2411	+0,4291	−0,0331
	0,800	−0,1461	−0,0319	+0,0626	+0,0425	+0,3539	+1,2603	+0,4177	−0,0319
	0,750	−0,1563	−0,0313	+0,0591	+0,0390	+0,3437	+1,2813	+0,4063	−0,0313
	0,700	−0,1682	−0,0293	+0,0550	+0,0369	+0,3318	+1,3071	+0,3904	−0,0293
	0,650	−0,1824	−0,0261	+0,0504	+0,0330	+0,3176	+1,3387	+0,3698	−0,0261
	0,600	−0,1997	−0,0211	+0,0451	+0,0305	+0,3003	+1,3763	+0,3425	−0,0211
	0,550	−0,2214	−0,0131	+0,0388	+0,0294	+0,2786	+1,4297	+0,3048	−0,0131

3. 	1,000	−0,0500	−0,0500	+0,1013	−0,0500	+0,4500	+0,5500	+0,5500	+0,4500
	0,950	−0,0521	−0,0521	+0,1003	−0,0521	+0,4479	+0,5521	+0,5521	+0,4479
	0,900	−0,0544	−0,0544	+0,0993	−0,0544	+0,4456	+0,5544	+0,5544	+0,4456
	0,850	−0,0566	−0,0566	+0,0983	−0,0566	+0,4434	+0,5566	+0,5566	+0,4434
	0,800	−0,0590	−0,0590	+0,0972	−0,0590	+0,4410	+0,5590	+0,5590	+0,4410
	0,750	−0,0626	−0,0626	+0,0957	−0,0626	+0,4374	+0,5626	+0,5626	+0,4374
	0,700	−0,0659	−0,0659	+0,0942	−0,0659	+0,4341	+0,5659	+0,5659	+0,4341
	0,650	−0,0694	−0,0694	+0,0927	−0,0694	+0,4306	+0,5694	+0,5694	+0,4306
	0,600	−0,0736	−0,0736	+0,0909	−0,0736	+0,4264	+0,5736	+0,5736	+0,4264
	0,550	−0,0781	−0,0781	+0,0890	−0,0781	+0,4219	+0,5781	+0,5781	+0,4219
4. 	1,000	−0,0667	+0,0167	+0,0939	—	+0,4333	+0,6501	−0,1001	+0,0167
	0,950	−0,0707	+0,0186	+0,0921	—	+0,4293	+0,6600	−0,1079	+0,0186
	0,900	−0,0753	+0,0209	+0,0902	—	+0,4247	+0,6715	−0,1171	+0,0209
	0,850	−0,0803	+0,0237	+0,0881	—	+0,4197	+0,6843	−0,1277	+0,0237
	0,800	−0,0866	+0,0276	+0,0854	—	+0,4134	+0,7008	−0,1418	+0,0276
	0,750	−0,0938	+0,0312	+0,0825	—	+0,4062	+0,7188	−0,1562	+0,0312
	0,700	−0,1024	+0,0365	+0,0790	—	+0,3976	+0,7413	−0,1754	+0,0365
	0,650	−0,1128	+0,0434	+0,0750	—	+0,3872	+0,7690	−0,1996	+0,0434
	0,600	−0,1261	+0,0525	+0,0699	—	+0,3739	+0,8047	−0,2311	+0,0525
	0,550	−0,1432	+0,0651	+0,0637	—	+0,3568	+0,8515	−0,2734	+0,0651
5. 	1,000	−0,0500	−0,0500	—	+0,0750	−0,0500	+0,5500	+0,5500	−0,0500
	0,950	−0,0521	−0,0521	—	+0,0729	−0,0521	+0,5521	+0,5521	−0,0521
	0,900	−0,0543	−0,0543	—	+0,0707	−0,0543	+0,5543	+0,5543	−0,0543
	0,850	−0,0568	−0,0568	—	+0,0682	−0,0568	+0,5568	+0,5568	−0,0568
	0,800	−0,0595	−0,0595	—	+0,0655	−0,0595	+0,5595	+0,5595	−0,0595
	0,750	−0,0625	−0,0625	—	+0,0625	−0,0625	+0,5625	+0,5625	−0,0625
	0,700	−0,0658	−0,0658	—	+0,0592	−0,0658	+0,5658	+0,5658	−0,0658
	0,650	−0,0695	−0,0695	—	+0,0555	−0,0695	+0,5695	+0,5695	−0,0695
	0,600	−0,0736	−0,0736	—	+0,0514	−0,0736	+0,5736	+0,5736	−0,0736
	0,550	−0,0782	−0,0782	—	+0,0468	−0,0782	+0,5782	+0,5782	−0,0782

Ф-лы для вычисления моментов на опорах:

а) для случая 4:

$$M_1 = -\frac{1}{(16\mu^2-1)}\,gr^2;$$

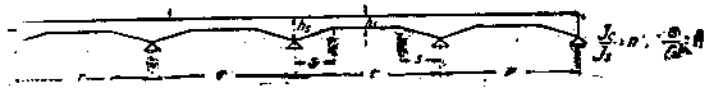
$$M_2 = +\frac{1}{4\cdot(16\mu^2-1)}\,gr^2.$$

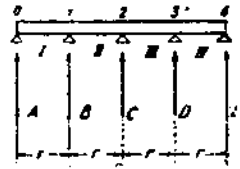
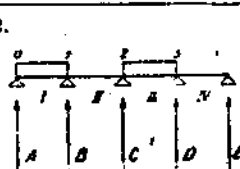
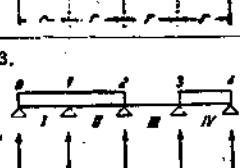
б) для случая 5:

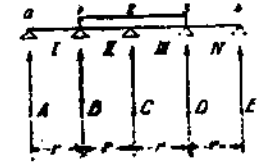
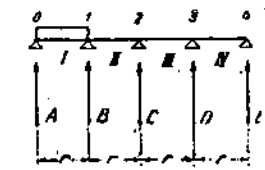
$$M_1 = M_2 = -\frac{1}{4\cdot(4\mu+1)}\,gr^2.$$

Табл. 15. Моменты четырехпролетной неразрезной балки под равномерной нагрузкой с учетом влияния переменности моментов инерции по длине пролета.

Составлена
инж. Забелло.



Схемы загрузок	μ	Опорные моменты			Моменты в пролетах			
		M_1	M_2	M_3	M_I	M_{II}	M_{III}	M_{IV}
1. 	1,000	−0,1072	−0,0716	−0,1072	+0,0771	+0,0362	+0,0362	+0,0771
	0,950	−0,1146	−0,0648	−0,1146	+0,0743	+0,0365	+0,0365	+0,0743
	0,900	−0,1232	−0,0566	−0,1232	+0,0710	+0,0373	+0,0373	+0,0710
	0,850	−0,1334	−0,0464	−0,1334	+0,0672	+0,0389	+0,0389	+0,0672
	0,800	−0,1455	−0,0340	−0,1455	+0,0628	+0,0415	+0,0415	+0,0628
	0,750	−0,1607	−0,0178	−0,1607	+0,0576	+0,0460	+0,0460	+0,0576
	0,700	−0,1798	+0,0034	−0,1798	+0,0513	+0,0536	+0,0536	+0,0513
	0,650	−0,2049	+0,0326	−0,2049	+0,0435	+0,0671	+0,0671	+0,0435
	0,600	−0,2394	+0,0746	−0,2394	+0,0340	+0,0919	+0,0919	+0,0340
	0,550	−0,2904	+0,1390	−0,2904	+0,0220	+0,1415	+0,1415	+0,0220
2. 	1,000	−0,0536	−0,0358	−0,0536	+0,0996	−0,0447	+0,0805	−0,0268
	0,950	−0,0573	−0,0324	−0,0573	+0,0980	−0,0449	+0,0805	−0,0287
	0,900	−0,0616	−0,0283	−0,0616	+0,0961	−0,0450	+0,0806	−0,0308
	0,850	−0,0667	−0,0232	−0,0667	+0,0939	−0,0450	+0,0810	−0,0334
	0,800	−0,0728	−0,0170	−0,0728	+0,0912	−0,0449	+0,0817	−0,0364
	0,750	−0,0804	−0,0089	−0,0804	+0,0880	−0,0447	+0,0829	−0,0402
	0,700	−0,0899	+0,0017	−0,0899	+0,0841	−0,0441	+0,0861	−0,0449
	0,650	−0,1025	+0,0163	−0,1025	+0,0790	−0,0436	+0,0890	−0,0513
	0,600	−0,1197	+0,0373	−0,1197	+0,0723	−0,0412	+0,0961	−0,0599
	0,550	−0,1452	+0,0695	−0,1452	+0,0629	−0,0379	+0,1102	−0,0726
3. 	1,000	−0,1206	−0,0180	−0,0581	+0,0720	+0,0610	−0,0381	+0,0976
	0,950	−0,1284	−0,0123	−0,0626	+0,0690	+0,0614	−0,0375	+0,0957
	0,900	−0,1374	−0,0055	−0,0679	+0,0657	+0,0622	−0,0367	+0,0934
	0,850	−0,1479	+0,0030	−0,0744	+0,0620	+0,0639	−0,0357	+0,0906
	0,800	−0,1603	+0,0133	−0,0822	+0,0577	+0,0666	−0,0345	+0,0873
	0,750	−0,1756	+0,0268	−0,0922	+0,0526	+0,0711	−0,0327	+0,0832
	0,700	−0,1945	+0,0445	−0,1052	+0,0467	+0,0786	−0,0304	+0,0773
	0,650	−0,2188	+0,0688	−0,1227	+0,0395	+0,0914	−0,0270	+0,0712
	0,600	−0,2516	+0,1038	−0,1474	+0,0309	+0,1143	−0,0218	+0,0622
	0,550	−0,2988	+0,1575	−0,1852	+0,0202	+0,1585	−0,0139	+0,0495

4. 	1,000	−0,0357	−0,1072	−0,0357	−0,0179	+0,0561	+0,0561	−0,0179
	0,950	−0,0382	−0,1050	−0,0382	−0,0191	+0,0556	+0,0556	−0,0191
	0,900	−0,0411	−0,1022	−0,0411	−0,0206	+0,0552	+0,0552	−0,0206
	0,850	−0,0445	−0,0988	−0,0445	−0,0223	+0,0548	+0,0548	−0,0223
	0,800	−0,0485	−0,0946	−0,0485	−0,0243	+0,0545	+0,0545	−0,0243
	0,750	−0,0536	−0,0892	−0,0536	−0,0268	+0,0542	+0,0542	−0,0268
	0,700	−0,0599	−0,0822	−0,0599	−0,0300	+0,0542	+0,0542	−0,0300
	0,650	−0,0683	−0,0724	−0,0683	−0,0342	+0,0547	+0,0547	−0,0342
	0,600	−0,0798	−0,0584	−0,0798	−0,0399	+0,0561	+0,0561	−0,0399
	0,550	−0,0968	−0,0370	−0,0968	−0,0484	+0,0599	+0,0599	−0,0484
5. 	1,000	−0,0670	+0,0178	−0,0045	+0,0937	—	—	—
	0,950	−0,0711	+0,0201	−0,0053	+0,0920	—	—	—
	0,900	−0,0758	+0,0228	−0,0063	+0,0900	—	—	—
	0,850	−0,0812	+0,0262	−0,0077	+0,0877	—	—	—
	0,800	−0,0875	+0,0303	−0,0095	+0,0851	—	—	—
	0,750	−0,0952	+0,0357	−0,0119	+0,0819	—	—	—
	0,700	−0,1046	+0,0428	−0,0153	+0,0782	—	—	—
	0,650	−0,1164	+0,0525	−0,0202	+0,0736	—	—	—
	0,600	−0,1319	+0,0665	−0,0277	+0,0677	—	—	—
	0,550	−0,1536	+0,0880	−0,0400	+0,0600	—	—	—
6. 	1,000	−0,0491	−0,0536	+0,0134	—	+0,0737	—	—
	0,950	−0,0520	−0,0525	+0,0138	—	+0,0728	—	—
	0,900	−0,0553	−0,0511	+0,0142	—	+0,0718	—	—
	0,850	−0,0590	−0,0494	+0,0145	—	+0,0708	—	—
	0,800	−0,0633	−0,0473	+0,0148	—	+0,0698	—	—
	0,750	−0,0685	−0,0446	+0,0149	—	+0,0687	—	—
	0,700	−0,0746	−0,0411	+0,0147	—	+0,0677	—	—
	0,650	−0,0822	−0,0362	+0,0139	—	+0,0669	—	—
	0,600	−0,0920	−0,0292	+0,0122	—	+0,0664	—	—
	0,550	−0,1052	−0,0185	+0,0084	—	+0,0669	—	—

Ф-лы для вычисления моментов на опорах:

а) для случая 5:

$$M_1 = -\frac{16-1}{32\cdot(8\mu^3-1)}\,gr^2;$$

$$M_2 = +\frac{1}{8\cdot(8\mu^3-1)}\,gr^2;$$

$$M_3 = -\frac{1}{32\cdot(8\mu^3-1)}\,gr^2;$$

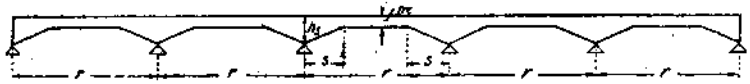
б) для случая 6:

$$M_1 = -\frac{12-1}{32\cdot(8\mu^3-1)}\,gr^2;$$

$$M_2 = -\frac{4-1}{8\cdot(8\mu^3-1)}\,gr^2;$$

$$M_3 = +\frac{4-1}{32\cdot(8\mu^3-1)}\,gr^2.$$

Табл. 17. Моменты пятипролетной неразрезной балки под равномерной нагрузкой с учетом влияния переменности моментов инерции по длине пролета.

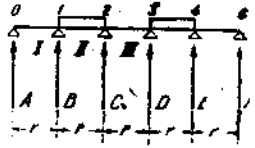


$\frac{I_c}{I_k} = n$; $\frac{s}{r} = \lambda$

Составлена инж. Забелло.

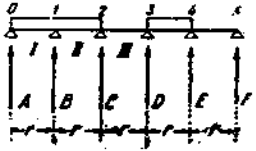
Схемы нагрузок	μ	Опорные моменты				Моменты в пролетах		
		M_1	M_2	M_3	M_4	M_I	M_{II}	M_{III}
1	1,000	−0,1052	−0,0790	−0,0790	−0,1052	+0,0779	+0,0332	+0,0460
	0,950	−0,1102	−0,0812	−0,0812	−0,1102	+0,0760	+0,0297	+0,0438
	0,900	−0,1156	−0,0838	−0,0838	−0,1156	+0,0739	+0,0258	+0,0412
	0,850	−0,1218	−0,0860	−0,0860	−0,1218	+0,0715	+0,0217	+0,0390
	0,800	−0,1288	−0,0878	−0,0878	−0,1288	+0,0689	+0,0175	+0,0372
	0,750	−0,1364	−0,0908	−0,0908	−0,1364	+0,0661	+0,0124	+0,0342
	0,700	−0,1454	−0,0932	−0,0932	−0,1454	+0,0629	+0,0071	+0,0318
	0,650	−0,1554	−0,0956	−0,0956	−0,1554	+0,0594	+0,0013	+0,0294
	0,600	−0,1676	−0,0978	−0,0978	−0,1676	+0,0552	+0,0053	+0,0272
	0,550	−0,1818	−0,0996	−0,0996	−0,1818	+0,0506	+0,0123	+0,0254
2.	1,000	−0,0526	−0,0395	−0,0395	−0,0526	+0,1000	−0,0461	+0,0855
	0,950	−0,0553	−0,0406	−0,0406	−0,0553	+0,0990	−0,0479	+0,0844
	0,900	−0,0578	−0,0419	−0,0419	−0,0578	+0,0978	−0,0499	+0,0831
	0,850	−0,0609	−0,0430	−0,0430	−0,0609	+0,0964	−0,0520	+0,0820
	0,800	−0,0644	−0,0442	−0,0442	−0,0644	+0,0949	−0,0542	+0,0811
	0,750	−0,0682	−0,0455	−0,0455	−0,0682	+0,0932	−0,0568	+0,0796
	0,700	−0,0727	−0,0467	−0,0467	−0,0727	+0,0913	−0,0597	+0,0784
	0,650	−0,0777	−0,0479	−0,0479	−0,0777	+0,0892	−0,0628	+0,0772
	0,600	−0,0838	−0,0489	−0,0489	−0,0838	+0,0866	−0,0664	+0,0781
	0,550	−0,0909	−0,0498	−0,0498	−0,0909	+0,0857	−0,0704	+0,0752

3.



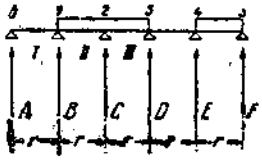
1,000	−0,0526	−0,0395	−0,0395	−0,0526	+0,0263	+0,0790	−0,0395
0,950	−0,0553	−0,0406	−0,0406	−0,0553	+0,0277	+0,0772	−0,0405
0,900	−0,0578	−0,0419	−0,0419	−0,0578	+0,0289	+0,0753	−0,0419
0,850	−0,0609	−0,0430	−0,0430	−0,0609	+0,0305	+0,0732	+0,0430
0,800	−0,0644	−0,0442	−0,0442	−0,0644	+0,0322	+0,0710	−0,0442
0,750	−0,0682	−0,0455	−0,0455	−0,0682	+0,0341	+0,0684	−0,0455
0,700	−0,0727	−0,0467	−0,0467	−0,0727	+0,0363	+0,0657	−0,0467
0,650	−0,0777	−0,0479	−0,0479	−0,0777	+0,0389	+0,0626	−0,0479
0,600	−0,0838	−0,0489	−0,0489	−0,0838	+0,0419	+0,0593	−0,0489
0,550	−0,0909	−0,0498	−0,0498	−0,0909	+0,0455	+0,0555	−0,0497

4.



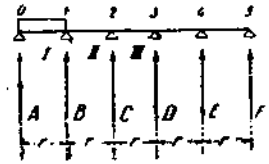
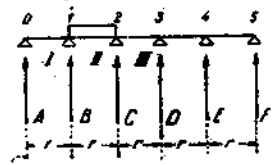
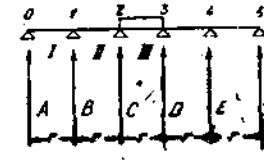
1,000	−0,1196	−0,0216	−0,0443	−0,0514	+0,0724	+0,0592	−0,0330
0,950	−0,1264	−0,0203	−0,0462	−0,0538	+0,0698	+0,0573	−0,0333
0,900	−0,1336	−0,0189	−0,0488	−0,0559	+0,0671	+0,0553	−0,0339
0,850	−0,1422	−0,0166	−0,0515	−0,0584	+0,0640	+0,0535	−0,0431
0,800	−0,1520	−0,0135	−0,0548	−0,0610	+0,0606	+0,0518	−0,0342
0,750	−0,1637	−0,0091	−0,0592	−0,0636	+0,0565	+0,0506	−0,0342
0,700	−0,1776	−0,0028	−0,0647	−0,0662	+0,0520	+0,0501	−0,0338
0,650	−0,1948	+0,0066	−0,0725	−0,0682	+0,0466	+0,0512	−0,0330
0,600	−0,2173	+0,0215	−0,0844	−0,0690	+0,0400	+0,0556	−0,0315
0,550	−0,2443	+0,0378	−0,1145	−0,0618	+0,0327	+0,0615	−0,0304

5.



1,000	−0,0346	−0,1112	−0,0204	−0,0574	−0,0173	+0,0550	+0,0633
0,950	−0,0351	−0,1173	−0,0189	−0,0608	−0,0176	+0,0522	+0,0617
0,900	−0,0348	−0,1248	−0,0170	−0,0647	−0,0174	+0,0493	+0,0599
0,850	−0,0345	−0,1328	−0,0141	−0,0694	−0,0173	+0,0462	+0,0586
0,800	−0,0337	−0,1422	−0,0099	−0,0750	−0,0169	+0,0429	+0,0577
0,750	−0,0318	−0,1545	−0,0045	−0,0819	−0,0159	+0,0394	+0,0568
0,700	−0,0288	−0,1695	+0,0037	−0,0906	−0,0144	+0,0357	+0,0571
0,650	−0,0232	−0,1895	+0,0161	−0,1023	−0,0116	+0,0329	+0,0594
0,600	−0,0134	−0,2179	+0,0363	−0,1193	−0,0067	+0,0303	+0,0665
0,550	+0,0058	−0,2629	+0,0630	−0,1421	+0,0029	+0,0325	+0,0782

Табл. 17 *(продолжение)*

Схемы нагрузок	μ	Опорные моменты				Моменты в пролетах		
		M_1	M_2	M_3	M_4	M_I	M_{II}	M_{III}
6. 	1,000	−0,0670	+0,0179	−0,0048	+0,0012	+0,0937		
	0,950	−0,0711	+0,0202	−0,0057	+0,0015	+0,0920		
	0,900	−0,0758	+0,0230	−0,0069	+0,0019	+0,0900		
	0,850	−0,0813	+0,0264	−0,0085	+0,0025	+0,0877		
	0,800	−0,0877	+0,0307	−0,0106	+0,0033	+0,0850		
	0,750	−0,0955	+0,0364	−0,0137	+0,0046	+0,0818		
	0,700	−0,1050	+0,0439	−0,0180	+0,0064	+0,0780		
	0,650	−0,1171	+0,0545	−0,0246	+0,0095	+0,0733		
	0,600	−0,1395	+0,0704	−0,0355	+0,0148	+0,0672		
	0,550	−0,1575	+0,0968	−0,0555	+0,0252	+0,0587		
7. 	1,000	−0,0490	−0,0538	+0,0143	−0,0036		+0,0736	
	0,950	−0,0511	−0,0565	+0,0160	−0,0042		+0,0712	
	0,900	−0,0528	−0,0599	+0,0180	−0,0050		+0,0687	
	0,850	−0,0549	−0,0634	+0,0204	−0,0060		+0,0659	
	0,800	−0,0570	−0,0676	+0,0234	−0,0073		+0,0628	
	0,750	−0,0591	−0,0727	+0,0272	−0,0091		+0,0592	
	0,700	−0,0611	−0,0790	+0,0323	−0,0115		+0,0551	
	0,650	−0,0626	−0,0872	+0,0393	−0,0151		+0,0504	
	0,600	−0,0651	−0,0986	+0,0497	−0,0207		+0,0448	
	0,550	−0,0607	−0,1163	+0,0666	−0,0302		+0,0380	
8. 	1,000	+0,0132	−0,0526	−0,0526	+0,0132			+0,0724
	0,950	+0,0145	−0,0551	−0,0551	+0,0145			+0,0699
	0,900	+0,0161	−0,0580	−0,0580	+0,0161			+0,0670
	0,850	+0,0179	−0,0609	−0,0609	+0,0179			+0,0641
	0,800	+0,0200	−0,0640	−0,0640	+0,0200			+0,0610
	0,750	+0,0227	−0,0681	−0,0681	+0,0227			+0,0569
	0,700	+0,0259	−0,0725	−0,0725	+0,0259			+0,0525
	0,650	+0,0299	−0,0777	−0,0777	+0,0299			+0,0473
	0,600	+0,0349	−0,0838	−0,0838	+0,0349			+0,0412
	0,550	+0,0414	−0,0911	−0,0911	+0,0414			+0,0339
		$g r^6$				$g r^6$		

Библиотека А. Сапожникова
Ц. Гершун

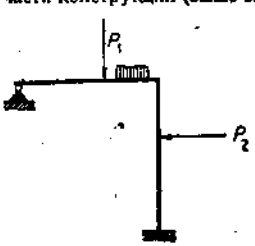
Рамные конструкции.

§ 1. Введение в расчет статически неопределимых систем.

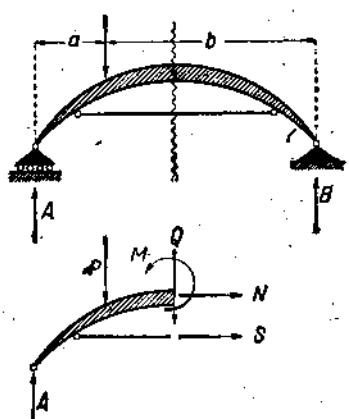
Статически неопределимой системой называется всякая система, к-рая недоступна для расчета при помощи одних только законов статики твердого тела. Неопределимость таких систем обусловливается или условиями прикрепления их к земле (т. н. внешняя неопределимость), или их внутренним образованием (внутренняя неопределимость), или условиями соединения элементов между собою, или тем, или другим (смешанная неопределимость).

Степень неопределимости систем определяется избытком общего числа неизвестных (внешних и внутренних) сил, необходимых для расчета над тремя ур-ниями равновесия статики. Так, конструкция, показанная на черт. 1, по условиям прикрепления к земле имеет пять неизвестных реактивных усилий, что превышает на два число ур-ий статики и, следовательно, система дважды неопределима.

На черт. 2 показана система однажды внутренне неопределимая при внешней определимости. Реакции A и B определяются, как и в простых балках, по условиям равновесия. Разыскание же внутренних сил в средней части конструкции (выше затяжки)



Черт. 1.



Черт. 2 и 3.

по законам равновесия невозможно. Так, проведя разрез в средней части (что необходимо делать при разыскании внутренних усилий), как показано на черт. 3, для равновесия левой половины в месте разреза необходимо приложить внутренние силы. Этими силами будут: в месте разреза затяжки—продольное усилие (в виду наличия по концам затяжки шарниров изгибающие моменты в ней отсутствуют, равно как и поперечная сила), в месте разреза кривого бруса—внутренние силы. Надо предполагать, что внутренние силы приводятся, как в общем случае работы бруса, к трем слагающим: продольной силе (равнодействующая нормальных слагающих внутренних сил), поперечной силе (равнодействующая касательных слагающих внутренних сил) и моменту (момент внутренних сил в рассматриваемом сечении относительно ц. т. последнего).

Итого в левой части конструкции имеется четыре неизвестных внутренних силы (N, Q, M и S) и потому при помощи трех ур-ий статики не могут быть определены и потребуется в помощь к последним одно особое ур-ие, к-рое в дальнейшем называется ур-ием деформации.

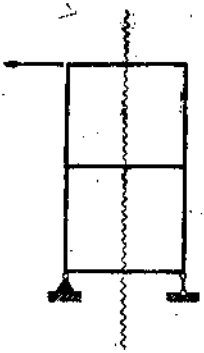
Двухъэтажная рама, изображенная на черт. 4, представляющая собою два замкнутых контура, внешне определима, а внутренне неопределима шесть раз, что можно усмотреть из черт. 5. Очевидно, при трех замкнутых контурах степень неопределимости будет 9 и т. д., т. е. каждый замкнутый контур трижды неопределим

Наличие шарнира на элементе понижает на единицу степень неопределимости от случая отсутствия шарнира. Шарниры, к-рые являются центральными для всех элементов, сходящихся в узле, как это показано на черт. 6, называемые «полными»,—в отличие от предыдущих, называемых неполными,— своим наличием понижают неопределимость конструкции на столько, сколько элементов, без одного, сходится в этом шарнире.

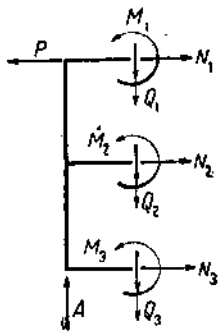
Если в системе имеется a замкнутых контуров, b неполных шарниров, c опорных стержней, то степень неопределимости такой системы можно определять по выражению:

$$m = 3a - b + (c - 3).$$

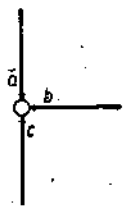
Расчет любой статически неопределимой системы обычно начинается с приведения заданной системы к статически определимому виду путем отбрасывания ряда связей (опорных закреплений, нарушением связи и т. д.). Полученная после такого преобразования новая система, в конструктивном отношении статически определимая, носит назва-



Черт. 4.



Черт. 5.



Черт. 6.

ние «основной системы», т. к. кладется в основу всего дальнейшего расчета. На место удаленных связей («лишние» связи) прикладываются статически неопределимые искомые силы, представляющие влияние отброшенных связей. На черт. 7 показана одна из систем и параллельно указано несколько возможных вариантов «основной системы».

Указанные статически неопределимые силы определяются из условия, что благодаря их наличию разницы в работе основной системы и заданной неопределимой не бу-



Черт. 7.

дет. Последнее будет удовлетворено, если перемещения по направлению «лишних» неизвестных (статически неопределимых сил) будут отсутствовать, т. е.:

$$\Delta x(\Sigma p,\ x,\ y,\ z\ \ldots) = 0;$$
$$\Delta y(\Sigma p,\ x,\ y,\ z\ \ldots) = 0.$$

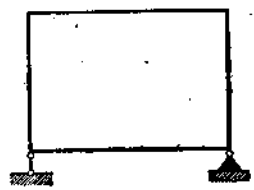
Раскладывая указанные перемещения по принципу независимости действия на сумму перемещений, каждое из к-рых соответственно от одной силы, имеем т. н. «канонические ур-ия» деформации в виде:

$$\Delta_{x,\Sigma p} + X\delta_{xx} + Y\delta_{xy} + Z\delta_{xz} + \ldots = 0;$$
$$\Delta_{y,\Sigma p} + X\delta_{yx} + Y\delta_{yy} + Z\delta_{zz} + \ldots = 0;$$
$$\Delta_{z,\Sigma p} + X\delta_{zx} + Y\delta_{yz} + \ldots = 0,$$

где $\Delta_{x\Sigma p}$—перемещение по направлению силы X, но вызванное силами $P(P_1, P_2)$;

δ_{xx} » » » » » » » » силой $X = 1$;
δ_{xy} » » » » » » » » » $Y = 1$, и т. д.

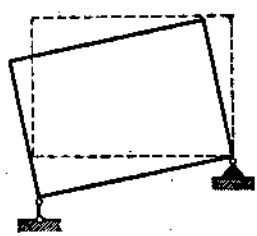
Написанная форма канонических ур-ий сохраняется без изменения и при расчете через внутренние силы (черт. 7, *г*); для последнего необходимо лишь выполнить след. условие: силы, действующие в левой половине (точка *а*), не разделять в расчете от сил, действующих в правой половине (точка a_1), т. е. применительно к черт. 7, *г*; под силой *A* (групповая сила) понимать группу двух горизонтальных взаимно противоположных сил. Вполне очевидно, что каноническая форма остается справедливой и при смешанном принятии за неизвестные внешних и внутренних сил. Перемещения, входящие в канонические ур-ия, определяются на основании единой ф-лы перемещений (теорема Мора):



$$\Delta = \sum \int_0^s \overline{M} M \frac{ds}{EI} + \sum \int_0^s \overline{N} N \frac{ds}{E\omega} = \sum \int_0^s k \cdot \overline{Q} Q \frac{ds}{G\omega}$$

или в виду слабого влияния второго и особенно третьего члена—по ф-ле:

$$\Delta = \sum \int_0^s \overline{M} M \frac{ds}{EI}.$$



Применительно к перемещениям, входящим в канонические ур-ия, это будет:

$$\Delta_{x,\Sigma p} = \sum \int_0^s \overline{M}_x \cdot M_{\Sigma p} \frac{ds}{EI}; \quad \Delta_{y,\Sigma p} = \sum \int_0^s M_y M_{\Sigma p} \frac{ds}{EI};$$

$$\delta_{xy} = \sum \int_0^s \overline{M}_x \overline{M}_y \frac{ds}{EI}; \qquad \delta_{xx} = \sum \int_0^s \overline{M}_x \overline{M}_x \frac{ds}{EI} \text{ и т. д.,}$$

Черт. 8 и 9.

где все моменты $M_{\Sigma p}$, $\overline{M}_x$, $\overline{M}_y$ и т. д. относятся к «основной» статически определимой системе. В разрешении таких интегралов с большим успехом используется табл. интегралов (см. стр. 350—351), если предварительно выяснен характер эпюр моментов ($M_{\Sigma p}$, $\overline{M}_x$ и др.).

Для общего случая, когда на статически неопределимую систему оказывают действие нагрузка *P* и темп-ра *t* и кроме того по направлению лишних неизвестных опорных реакций происходят смещения (так, по направлению силы *X* произошла осадка $\Delta_{x\Delta}$), очевидно, канонические ур-ия должны иметь вид:

$$\Delta x\,(p, t, x, y \ldots) = \Delta_{x\Delta},$$

или в раскрытом виде:

$$\Delta_{xp} + \Delta_{xt} + X\delta_{xx} + Y\delta_{xy} + Z\delta_{xz} + \ldots = \Delta_{x\Delta}.$$

При наличии одного только темп-рного воздействия ур-ие примет вид:

$$\Delta_{xt} + X\delta_{xx} + Y\delta_{xy} + \ldots = 0,$$

т. е. прежнее первое слагаемое Δ_{xp} заменяется на Δ_{xt}, в след. ур-ии—Δ_{yp} на Δ_{yt} и т. д.

При наличии одной только осадки опор (при отсутствии нагрузки *P* и темп-ры *t*) ур-ия имеют вид:

$$X\delta_{xx} + Y\delta_{xy} + Z\delta_{xz} + \ldots = \Delta_{x\Delta},$$

или *:

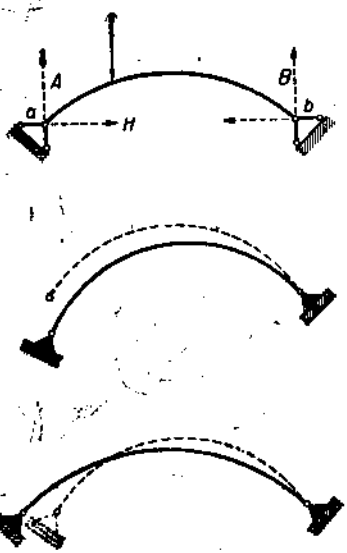
$$-\Delta_{x\Delta} = X\delta_{xx} + Y\delta_{xy} + Z\delta_{xz} \ldots = 0.$$

Примечание. Системы внешне определимые, но внутренне неопределимые совершенно не реагируют на осадки опор (т. е. на смещения по направлению определимых усилий—реакций). Так, напр., замкнутая рама, показанная на черт. 8, при просадке левой опоры, очевидно, займет новое положение (черт. 9), при к-ром все элементы рамы остаются прямыми и недеформированными.

* Если расчет проводится в принятии за лишние неизвестные внутренних сил (т. е. *X*—внутренняя сила), то первое слагаемое этого ур-ия пишется со знаком +, т. о., при осадках опор следует особенно обращать внимание на это обстоятельство.

Если система, являясь внешне неопределимой, все же имеет нек-рые связи, усилия в к-рых (реакции) определяются статическим путем, то смещение опор по направлению таких связей происходит безболезненно для всей системы.

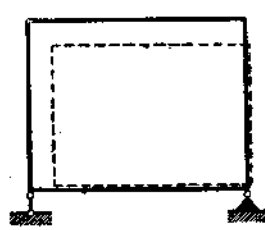
В двухшарнирной арке (черт. 10), однажды неопределимой, вертикальные составляющие реакции A и B—статически определенные, т. к. могут быть определены при помощи условия моментов ($\Sigma M = 0$) относительно опорных точек. Если в такой системе происходит смещение по направлению этих определимых реакций, т. е. вертикальные осадки (черт. 11), то в системе не возникает никаких реакций за отсутствием связей, препятствующих свободному вертикальному опусканию опорных точек. Смещение опор в направлении неопределимых реакций, каковой в данном случае является распор H, очевидно, повлечет искривление (напряжения) системы (черт. 12).



Черт. 10—12.

В отношении темп-рного воздействия можно заметить след.

1. Равномерное нагревание (снизу и сверху одинаковая темп-ра) и притом одинаковое для всех элементов не вызывает за собою никаких напряжений в раме, внутренне неопределимой при ее внешней определимости. Так, указанная ранее (черт. 8) замкнутая рама при равномерном нагревании стремится принять форму, подобную первоначальной, как это показано на черт. 13. При наличии одной катковой опоры такая форма рамы возможна и, поскольку никаких препятствий естественному изменению формы рамы не встречается, очевидно, нет причины возникнуть напряжениям. При несимметричном нагревании или наличии разности нагрёвов напряжения появляются.



Черт. 13.

2. В системах, подобных двухшарнирной арке (черт. 10), где нек-рые реакции статически неопределимы, темп-рное воздействие не вызывает реакций в этих определенных связях.

§ 2. Основная система.

Основная система должна удовлетворять след. условиям:

1. Основная система должна являться геометрически неизменяемой системой * (не механизмом) и за лишние неизвестные для образования основной системы не могут быть приняты те силы, к-рые и так определяются по законам статики (первое равносильно второму так же, как второе влечет за собою первое).

2. За лишние неизвестные настойчиво рекомендуется выбирать внутренние силы (усилия), развивающиеся в конструкции в виду возможности располагать весьма многими различными вариантами основных систем и, следовательно, выбрать из них наиболее удачную для дальнейшего расчета. В этом случае нет ограничений, к-рые имеет прием расчета, при к-ром за лишние неизвестные принимаются реакции опор (внешние силы). Внутренние силы имеются в любой точке конструкции и, следовательно, точкой приложения лишних неизвестных, принимая их внутренними силами, м. б. любая точка на оси заданной системы.

* Следует заметить, что при расчете сложных систем и особенно в методах деформаций это особенного значения не имеет и основная система может выбираться в виде механизма и обратно может быть выбрана статически неопределимая.

3. Т. к. весь расчет неопределимой системы выполняется на основной системе, то необходимо, чтобы последняя в смысле определения в ней внутренних сил (построение эпюр моментов и пр.) была возможно проще.

4. При выборе основной системы в целях упрощения канонических ур-ий следует по возможности стремиться к тому, чтобы как можно больше побочных перемещений (т. е. перемещений по направлению одной силы, но вызванных другой неизвестной силой) обращалось в нуль. Это влечет за собой основную систему, состоящую из ряда отдельных, независимых, автономных, систем, при к-рых нагрузка такой отдельной части не влечет за собой полностью или частично работы других частей.

5. Т. к. при расчете сложных систем не всегда удается избежать арифметических неточностей, то в целях повышения точности проделываемой задачи за основную систему желательно принять ту, к-рая получается путем удаления тех связей, влияние к-рых менее, чем каких-либо других связей, к-рые могут быть взамен первых также выброшены, приводя к определенному виду заданную конструкцию.

В последнее время широкое применение получил также подход к разрешению неопределимости рамы и иной взгляд на «неопределимость». В этом методе за «неизвестные» принимаются углы поворота и смещения узловых точек рамы, почему он и носит название «метод угловых деформаций». При помощи особых ур-ий (см. стр. 425) могут быть определены величины углов поворота и смещений узлов рамы. По найденным деформациям всегда можно найти вызываемые ими внутренние усилия, реакции и пр., что составляет обратную задачу и конечно более простую. В самом деле: из курса «Сопротивление материалов» известна ф-ла углов поворота в двухопорной балке (черт. 14):

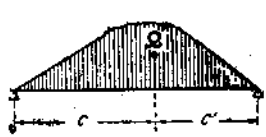
$$\alpha = \frac{M^{лев.} \cdot l}{3EI} + \frac{M^{пр.} \cdot l}{6EI} + \frac{\Omega c'}{lEI} + \frac{\Delta}{l},$$

$$\beta = + \frac{M^{лев.} \cdot l}{6EI} + \frac{M^{пр.} \cdot l}{3EI} + \frac{\Omega c}{lEI} - \frac{\Delta}{l},$$

где: $M^{лев.}$ и $M^{пр.}$ —заданные моменты, приложенные на опорах, Ω—площадь эпюры моментов от вертикальной нагрузки, действующей в пролете (черт. 15); c и c'—расстояния ц. т. площади Ω от левой и правой опор.



Черт. 14.



Черт. 15.

Если предполагать углы α и β известными, а $M^{лев.}$ и $M^{пр.}$—искомые, то из написанных выражений для α и β, как из двух ур-ий с двумя неизвестными ($M^{лев.}$ и $M^{пр.}$), следует:

$$M^{лев.} = \frac{4EI}{l} \cdot \alpha + \frac{2EI}{l} \cdot \beta - \frac{2\Omega}{l^2} \cdot (2c' - c) + \frac{6EI}{l^2} \cdot \Delta;$$

$$M^{пр.} = - \frac{4EI}{l} \beta - \frac{2EI}{l} \beta + \frac{2\Omega}{l^2} (c' - 2c) - \frac{6EI}{l^2} \cdot \Delta.$$

Т. о., этот подход к решению является противоположным указанному раньше методу, носящему название «метод сил», т. к. за неизвестные принимались «силовые факторы».

По «методу деформаций» рама является столько раз «неопределимой», сколько неизвестных углов поворота и смещений узлов (выбор метода расчета в каждом отдельном случае—см. § 6). В нек-рых случаях оказывается целесообразным прибегнуть к т. наз. «смешанному методу», в к-ром за неизвестные принимаются частью сила, а частью деформации заданной рамы.

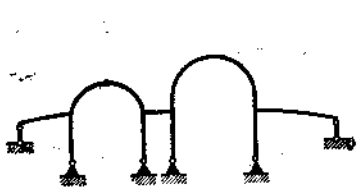
Объединение всех трех указанных подходов к разрешению неопределимости в один «единый метод» имеется в след. работах на русском языке: 1. Гвоздев А. А., Расчет статически неопределимых систем, Москва, 1927 г., 2. Безухов Н. И., проф., Рамные конструкции, Москва, 1931.

§ 3. Выбор метода расчета и приема упрощения.

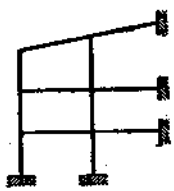
Ниже указываются характерные типы рам с указанием наиболее удачного приема их расчета.

1. Системы, обладающие сравнительно невысокой степенью неопределимости, но при сложном контуре (криволинейном или ломаном очертании ригелей и др.) имеющие по преимуществу шарнирные опоры и в нек-рых случаях шарниры в пролетах (черт. 16), проще рассчитываются по м е т о д у с и л, т. к. число неизвестных независимых перемещений концов элементов рамы (повороты и смещения) больше степени статической неопределимости рамы.

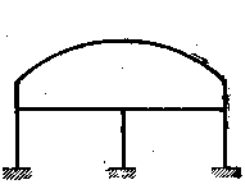
2. Системы, имеющие простые очертания, состоящие из прямых элементов, по преимуществу высокой степени неопределимости, проще рассчитываются по м е т о д у д е ф о р м а ц и й. В этом случае (черт. 17) число неизвестных независимых перемещений концов элементов рамы меньше степени статической неопределимости рамы.



Черт. 16.



Черт. 17.



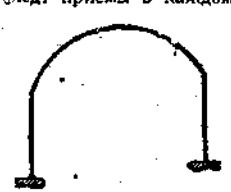
Черт. 18.

3. Системы, в к-рых можно различать две части (или больше), из к-рых одна (или несколько) удобна для расчета ее по методу деформаций, а другая (или несколько) удобна для расчета ее по методу сил, надлежит рассчитывать по с м е ш а н н о м у м е т о д у. В таких случаях (черт. 18) общее число неизвестных, каковыми являются смещения в одной части (удачной для метода деформаций) и статически неопределимые силы в другой, является меньше степени статической неопределимости рамы в целом, а также меньше, чем неопределимость заданной рамы с точки зрения метода деформаций.

4. Системы, обладающие по любому методу невысокой степенью неопределимости, как-то,—один—два раза и в нек-рых случаях даже больше, если ур-ия простые и каждое заключает не все неизвестные, рассчитываются общими приемами, не прибегая к специальным приемам упрощения.

К общим приемам здесь относятся: при методе сил—обычные канонические ур-ия деформации, при методе деформаций—готовая ф-ла (стр. 426), т. е. общее ур-ие работ, при смешанном методе соответственно—канонические ур-ия для части, выгодной для метода сил, и готовая ф-ла ур-ий для др. части.

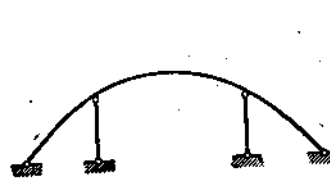
5. Для систем, имеющих ось симметрии, необходимо использовать ее симметричностьи при наличии в таких системах несимметричной нагрузки последнюю надо разложить на прямо и обратно симметричную. Из у п р о щ е н и й метода сил рекомендуются след. приемы в каждом отдельном случае.



Черт. 19.



Черт. 20.



Черт. 21.

6. Однопролетные рамы с заделанными пятами, замкнутые несимметричные одноэтажные рамы (черт. 19 и 20) при любом очертании ригелей (кривом или ломаном) проще рассчитываются путем переноса неизвестных сил в упругий ц. т. Перенос неизвестных с успехом м. б. использован и для многопролетных систем трижды неопределимых, если последние симметричны (черт. 21).

7. С успехом используется принятие за основную систему системы статически неопределимой, если принимаемая основная система предварительно изучена и имеются готовые ф-лы для такой системы (ф-ла Клейнлогеля и др.). Независимо от этого системы дважды неопределимые удачно рассчитываются этим приемом.

8. При большом числе неизвестных следует прибегать к приему г р у п п о в ы х н е и з в е с т н ы х с использованием способа В е р е щ а г и н а для изыскания взаимно нулевых эпюр (подр. см. Б е з у х о в, Рамные конструкции, Москва, 1931 г.).

9. В том случае, если требуется быстро определить значение какой-нибудь неизвестной, не интересуясь всеми неизвестными, с успехом м. б. применен способ в и р т у а л ь н ы х

а п ю р. Независимо от этого указанным способом особенно выгодно решаются многоэтажные однопролетные рамы (черт. 22) и подобные рамы, где между самими неизвестными в обычном решении каноническими ур-иями существует клапейроновская связь (подр. см. Безухов, Н. И., К расчету рамных конструкций. Труды МИИТ, вып. X).



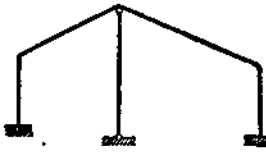
Черт. 22.

10. Из упрощений метода деформаций при расчете сложных рам надлежит использовать результаты предварительного всестороннего обследования Г-образных и более сложных рам.

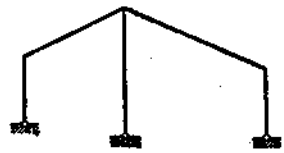
11. Для упрощения ур-ий при смешанном решении надлежит в каждой части такой рамы использовать указания предыдущих пунктов в соответствии с тем методом, каким рассчитывается эта часть.

12. В случае, если заданная рама представляет один брус ломаного очертания, подпертый шарнирными опорами (черт. 23), то такие системы проще всего рассчитываются по способу трех моментов (смешанный метод) (подр. см. Жемочкин, Расчет рам).

13. Нек-рые многопролетные рамы (а иногда и многоэтажные), особенно при наличии шарнирных опор, как показанная на черт. 24 (весьма выгодно, если отсутствуют линейные смещения узлов), можно рекомендовать рассчитывать по ур-иям четырех моментов. В таких рамах необходимое число ур-ий меньше или равно степени неопределимости по методу деформаций, а также меньше, чем лишних неизвестных (по методу сил) вообще.

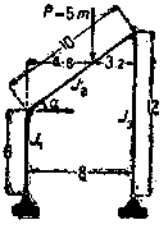


Черт. 23.

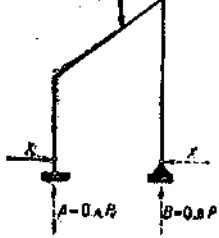


Черт. 24.

14. При одноэтажных многопролетных рамах (типа путепроводов) в развитие ур-ия четырех моментов можно обратиться к помощи моментных фокусов (см. отд. «Неразрезные балки»). С бо́льшим успехом при расчете сложных рам также могут быть использованы угловые фокусы, нежели моментные фокусы (подр. см. Жемочкин, Расчет рам по способу угловых фокусов).



Черт. 25.



Черт. 26.

Примеры расчета рам по методу сил.

Пример 1. Двухшарнирная рама с наклонным ригелем под сосредоточенной нагрузкой (черт. 25).

Моменты инерции: левой ноги $I = 0{,}0005\ м$; ригеля $I_2 = \frac{10}{6} I_1$ и правой ноги $I_3 = \frac{3}{2} I_1$.

Площади поперечных сечений соответственно:

$$\omega_1 = 0{,}18\ м^2,\ \omega_{12} = 0{,}24\ м^2,$$
$$\omega_{13} = 0{,}20\ м^2.$$

Выполним расчет, пренебрегая влиянием продольных сил.

Заданная система однажды неопределима. За лишнее неизвестное примем распор рамы, для чего под один из концов подведем катковую опору взамен неподвижной, как это показано на черт. 26. Основной системой является двухопорная свободно лежащая балка.

Для воспрепятствования откатке левой опоры основной системы приложим распор X. Каноническое ур-ие имеет вид:

$$\Delta_{x(px)} = \Delta_{xp} + X\delta_{xx} = 0,$$

откуда:

$$X = -\frac{\Delta_{px}}{\delta_{xx}}.$$

Как известно:

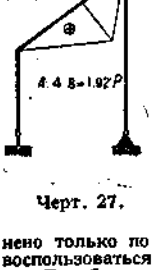
$$\Delta_{xp} = \sum \int_0^s \overline{M}_x M'_p \frac{ds}{EI};$$

$$\delta_{xx} = \sum \int_0^s \overline{M}_x \overline{M}_x \frac{ds}{EI},$$

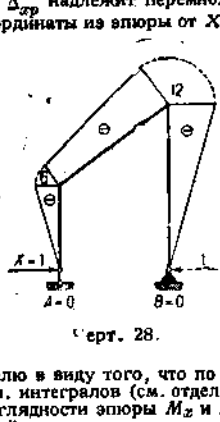
для чего необходимо построить эпюры моментов $\overline{M}_x$ и M_p в основной системе, что и выполнено на черт. 27 и 28.

Переходим к вычислению перемещений.

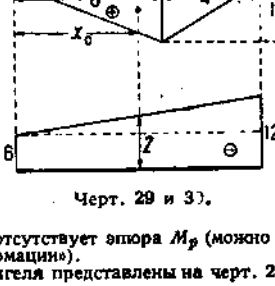
Для вычисления Δ_{xp} надлежит перемножить площадь эпюры от силы P (черт. 27) на соответствующие ординаты из эпюры от $X = 1$ (черт. 28). Перемножение д. б. выполнено только по ригелю в виду того, что по ногам отсутствует эпюра M_p (можно также воспользоваться табл. интегралов (см. отдел «Деформации»).



Черт. 27.



Черт. 28.



Черт. 29 и 30.

Для большей наглядности эпюры M_x и M_p с ригеля представлены на черт. 29 и 30 отдельно от остальной части рамы.

Площадь эпюры M_p согласно черт. 29 равна:

$$\omega_p = 1{,}92P \frac{10}{2} = 9{,}6P.$$



Черт. 31.

Расстояние ц. т. подсчитанного тр-ка от левого конца, как известно, равно $^1/_3$ суммы расстояний всех вершин тр-ка до этого конца, т. е.:

$$x_0 = \frac{1}{3} \cdot (0 + 6 + 10) = \frac{16}{3}\ м.$$

Под найденным ц. т. ордината в эпюре от $X = 1$ по черт. 31 соответственно равна:

$$-z = 6 + \frac{12-6}{10} \cdot \frac{16}{3} = \frac{46}{5} = 9{,}2\ м.$$

Т. о.:

$$\Delta_{xp} = -\frac{9{,}6P \cdot 9{,}2P}{EI_2} = -\frac{9{,}6 \cdot 9{,}2}{E\frac{10}{6}I} \cdot P = -\frac{52{,}99}{EI_1}\ м.$$

Для вычисления δ_{xx} надлежит эпюру от $X = 1$ перемножить на самое себя. На черт. 31 указаны ц. т. отдельных составляющих частей эпюры и ординаты ее в месте ц. т., при чем по ригелю площадь трапеции разбита на два тр-ка, чтобы избавить себя от нахождения ц. т. трапеции.

Подставляя значения ординат, имеем:

$$\delta_{xx} = \frac{\omega_1 z_1}{EI_1} + \frac{\omega_2 z_2 + \omega_3 z_3}{EI_2} + \frac{\omega_4 z_4}{EI_2} =$$

$$= \frac{\left(6 \cdot \frac{6}{2}\right) \cdot 4}{EI_1} + \frac{\left(6 \cdot \frac{10}{2}\right) \cdot 8 + \left(12 \cdot \frac{10}{2}\right) \cdot 10}{E\frac{10}{6}I_1} + \frac{\left(12 \cdot \frac{12}{2}\right) \cdot 8}{E\frac{3}{2}I_1} = \frac{960}{EI_1}\ м.$$

Окончательно искомый распор:

$$X = -\frac{\Delta_{xp}}{\delta_{xx}} = -\frac{\frac{-529{,}9P}{EI_1}}{\frac{960}{EI_1}} = +0{,}0552P.$$

Следует заметить, что количественно величины моментов инерций элементов так и не понадобились для расчета, и для последнего *важно было отношение моментов инерции*.

Определив распор X и тем разрешив статическую неопределимость задачи, можно перейти к построению эпюр моментов поперечных и продольных сил заданной рамы, т. к. все внешние усилия, действующие на основную систему (черт. 26), известны.

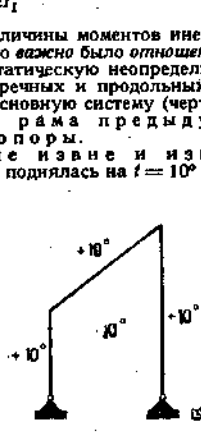
Пример 2. Двухшарнирная рама предыдущего примера под действием т-ры и осадки опоры.

а) Равномерное нагревание извне и изнутри. Рама была собрана на месте при т-ре 0°, после чего т-ра поднялась на $t = 10°$ (черт. 32).

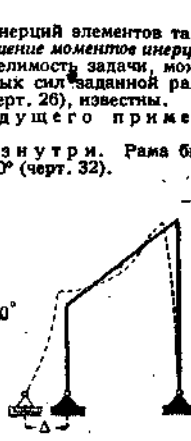


Черт. 32.

Черт. 33.



Черт. 34.



Черт. 35.

В данном случае каноническое ур-ие имеет вид:

$$\Delta_{xt} + X\delta_{xx} = 0.$$

Горизонтальное перемещение левого конца в основной системе под влиянием т-ры, т. е.—Δ_{xt}, очевидно, равно (черт. 33):

$$\Delta_{xt} = -\alpha t l,$$

где α—коэф-т линейного расширения материала рамы.

Знак минус ставится потому, что левый конец откатывается влево, а не вправо, куда направлена сила X.

Т. о.:

$$X = -\frac{\Delta_{xt}}{\delta_{xx}} = \frac{\alpha t l}{\delta_{xx}},$$

где δ_{xx} остается прежнее (стр. 398).

б) Неравномерное нагревание. Т-ра извне поднялась на $t_1 = 10°$, а изнутри понизилась на $t_2 = 10°$ (черт. 34).

В данном случае перемещение Δ_{xt} вызвано не удлинением элементов ds вследствие их нагревания, а поворотом элементов. В таких случаях Δ_{xt} вычисляется:

$$\Delta_{xt} = \sum \frac{\alpha \cdot \Delta t}{b} \int_0^a \overline{M}_x ds = \frac{\alpha \cdot \Delta t}{b} \cdot \Omega,$$

где Δt—разность темп-р между нижними и верхними гранями, Ω—площадь эпюры моментов от $X = 1$, b—высота прогона, к-рую для простоты будем считать всюду одинаковой.

В нашем случае: $\Delta t = -20°$.

Площадь эпюры Ω (черт. 28):

$$\Omega = 6 \cdot \frac{6}{2} + \frac{6+12}{2} \cdot 10 + 12 \cdot \frac{12}{2} = 180.$$

Итак:

$$\Delta_{xt} = \frac{\alpha \cdot 20}{b} \cdot 180.$$

Величина распора:

$$X = -\frac{\Delta_{xt}}{\delta_{xx}}.$$

в) Сдвижка левой опоры вне пролета на $\Delta = 2$ *м* (черт. 35). Каноническое ур-ие для случая осадки опор имеет вид:

$$\Delta_{x\Delta} + X\delta_{xx} = 0,$$

откуда:

$$X = \frac{\Delta_{x\Delta}}{\delta_{xx}}.$$

В данном случае:

$$\Delta_{x\Delta} = -2\ см = -0{,}02\ м.$$

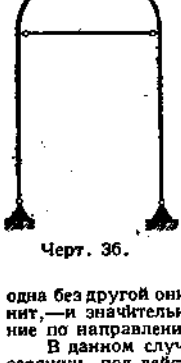
(Знак минус соответствует смещению опоры не в направлении предполагаемого действия распора, т. е. слева направо).

Т. о.:

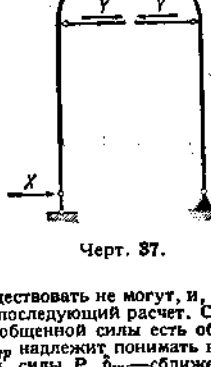
$$X = \frac{-0{,}02}{960} = \frac{-EI_1 \cdot 0{,}02}{960} = -\frac{1\,400\,000\,000 \cdot 0{,}005 \cdot 0{,}02}{960} = -146\ кг.$$

Распор действует справа налево (против предположения).

Пример 3. Двухшарнирная рама с повышенной затяжкой (черт. 36). Система дважды неопределима (один раз в отношении внешних сил,—реакции, и один—в отношении внутреннего образования,—наличие затяжки).



Черт. 36.



Черт. 37.

Приведем систему к статически определимому виду путем подведения под левый конец катковой опоры и перерезав затяжку, как это показано на черт. 37.

Во всех случаях, когда за неизвестные принимаются (исключительно или частично) внутренние силы, таковые при рассмотрении ни в коем случае не надо разделять порознь—внутренние силы в левой части и в правой. Так, в рассмотренном примере под силой Y будем понимать группу двух горизонтальных равных и взаимно противоположных сил, показанных на черт. 37, т. е. так. наз. обобщенную силу.

Разделение их, как указывалось ранее (стр. 338 отдел «Деформации»), во-первых, противоестественно, т. к. одна без другой они существовать не могут, и, во-вторых, это разделение только усложнит,—и значительно,—последующий расчет. Согласно указанию на стр. 338, перемещение по направлению обобщенной силы есть обобщенное перемещение.

В данном случае δ_{yy} надлежит понимать как сближение двух перерезанных концов затяжки под действием силы P, δ_{yy}—сближение тех же точек от действия обобщенной $Y = 1$ (т. е. двух единичных противоположных сил).

При указанном условии обобщения усилия Y канонические ур-ия деформации будут иметь прежнюю форму:

$$\Delta_x, \Sigma_q + X\delta_{xx} + Y\delta_{xy} = 0;$$

$$\Delta_y, \Sigma_q + X\delta_{xy} + Y\delta_{yy} = 0.$$

Итак, объединение в обобщенные силы противоположно направленных силовых векторов, отображающих действие внутренних сил, делает возможным использовать прежнюю форму канонических ур-ий.

Переходим к непосредственному расчету заданной рамы.

На черт. 38—40 показан характер эпюр моментов $\overline{M}_x$, $\overline{M}_y$ и $\overline{M}_p$.

Эпюра моментов M_y, будучи отложена от горизонтальной линии, представит собою известную параболу.

Начнем с перемещений $\Delta_x\Sigma_p$ и $\Delta_y\Sigma_q$. Т. к. эпюра M_p распространяется только по криволинейной части рамы, то в ее пределах и следует производить интегрирование:

$$\Delta_x\Sigma_q = \int_0^s \overline{M}_x M_{\Sigma_q} \frac{ds}{EI} = \int_0^s (h+y)\left(\frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2}\right)\frac{ds}{EI};$$

$$\Delta_y\Sigma_q = \int_0^s \overline{M}_y M_{\Sigma_q} \frac{ds}{EI} = \int_0^s y\left(\frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2}\right)\frac{ds}{EI}.$$

Для производства интегрирования выразим все в полярных координатах, заменив:

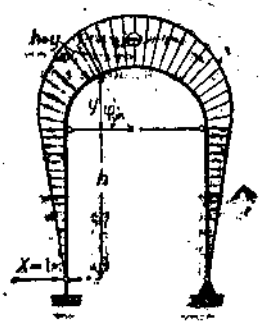
$$y = r \cdot \sin\varphi;\ ds = r \cdot d\varphi;\ x = r\,(1 - \cos\varphi)$$

и пределы интегрирования с $\int_0^s$ на $\int_0^\pi$:

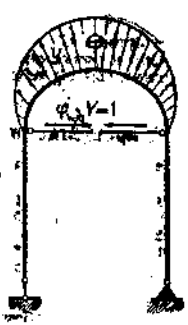
$$\Delta_x \Sigma_q = \frac{qr^3}{2EI}\int_0^\pi (h + r \cdot \sin\Delta)\,(1 - \cos\Delta)\,(2 - 1 + \cos\Delta) \cdot d\varphi =$$

$$= \frac{qr^3}{2EI}\int_0^\pi (h + r \cdot \sin\varphi)\,(1 - \cos\varphi) \cdot d\varphi = \frac{qr^3}{2EI}\int_0^\pi (h + r \cdot \sin\varphi) \cdot \sin^2\varphi \cdot d\varphi.$$

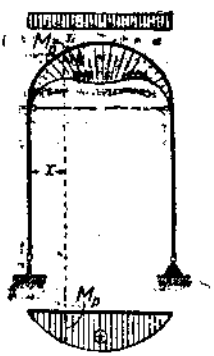
Выражение Δ_y, Σ_q отличается от Δ_x, Σ_q отсутствием h.



Черт. 38.



Черт. 39.



Черт. 40.

Приравняв в $\Delta_{x1}\Sigma_q$ высоту h нулю, получим выражение $\Delta_{y1}\Sigma_q$:

$$\Delta_{y1}\Sigma_q = \frac{qr^3}{2EI}\int_0^\pi r \cdot \sin^2\varphi \cdot d\varphi.$$

Элементарные перемещения:

$$\delta_{yy} = \int_0^\pi \overline{M}_y^2 \frac{ds}{EI} + \int_0^l \overline{N}_y^2 \frac{ds}{E\omega}.$$

Второе слагаемое учитывает продольную силу в затяжке, т. к. последняя работает на одно только продольное усилие (момент отсутствует), да притом площадь поперечного сечения затяжки обычно небольшая, почему и приходится считаться с ее продольной деформацией:

$$\delta_{yy} = \int_0^s y^2 \frac{ds}{EI} + \int_0^l 1^2 \frac{ds}{E\omega} = \int_0^\pi r^2 \cdot \sin^2\varphi \frac{r \cdot d\varphi}{EI} + \frac{l}{E\omega}.$$

§ 4. Особенности определения перемещений в статически неопределимых системах.

Единая формула перемещений Мора:

$$\Delta = \Sigma \int \overline{M} M_0 \frac{ds}{EI},$$

как известно, распространяется и на статически неопределимые системы. M—момент в заданной статически неопределимой системе от заданной нагрузки и момент в той же системе от силы, равной единице. Т. о., пользование общей ф-лой перемещения в статически неопределимых системах требует предварительного решения двух статически неопределимых задач, а именно: построение эпюр моментов от заданной нагрузки и от единичной нагрузки в статически неопределимой заданной системе.

Представляется возможным (чем достигается большое сокращение в вычислениях и во времени) указанную выше общую ф-лу перемещений переписать для статически неопределимых систем в след. двух вариантах:

$$\Delta = \Sigma \int_0^s \overline{M} M_0 \frac{ds}{EI}$$

или

$$\Delta = \Sigma \int_0^s \overline{M}_0 M \frac{ds}{EI},$$

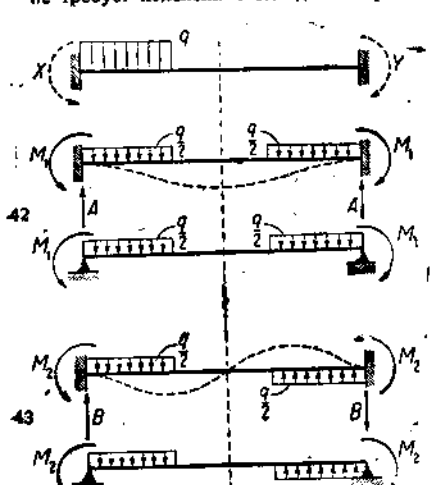
где M_0 или $\overline{M}_0$ суть моменты (первый—от заданной нагрузки, а второй—от единичной) в любой статически определимой системе, к-рая м. б. получена из заданной неопределимой путем отбрасывания лишних опор, связей, постановкой шарниров и пр.

Указанное вытекает из тех соображений, что определение перемещений в статически неопределимой системе м. б. сведено к разысканию перемещений в статически определимой системе, в к-рой на месте лишних связей действуют ранее подсчитанные (при помощи ур-ий деформаций) усилия.

§ 5. Упрощение метода сил.

Использование симметрии.

В симметричной системе всякую несимметричную нагрузку можно разложить на две слагаемых нагрузки, из к-рых одна будет прямо симметричной, а другая—обратно симметричной. Процесс разложения нагрузки продемонстрирован на черт. 41—43 и не требует пояснений. Складывая прямо симметричную нагрузку (черт. 42) с обратно симметричной (черт. 43), придем к заданной нагрузке.



Черт. 41—43.

В первом случае левая половина балки работает в одинаковых условиях с правой как по величине развивающихся усилий, реакций и т. п., так и по их знаку. Во втором случае левая половина балки по отношению к правой находится в условиях обратной симметрии. Так, реакция и моменты защемления левого конца количественно равны соответственным усилиям на правом конце (черт. 43), но отличаются направлением (т. е. знаком). В правильности этого легко убедиться, если мысленно зайти по другую сторону черт. 43 (т. е. посмотреть с другой стороны этой страницы на тот же черт.) и сопоставить работу правого конца (прежде левого) с левым (прежде правым) той же балки.

Изображенная балка с заделанными концами (дважды неопределимая) по первому и второму загружениям фактически неопределима по одному разу. В самом деле: приняв за лишние неизвестные опорные моменты (как расположенные симметрично относительно средины балки), будем иметь в первом и втором случаях (черт. 42 и 43) по одному неизвестному моменту. Решив первое и второе загружения, действительные опорные моменты от несимметричной нагрузки получим из выражений:

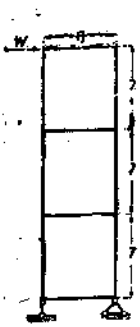
$$X = M_1 + M_2;$$
$$Y = M_1 - M_2.$$

Т. о., если заданная система имеет ось симметрии, то всякое несимметричное загружение необходимо разложить на прямо и обратно симметричные загружения и основ-

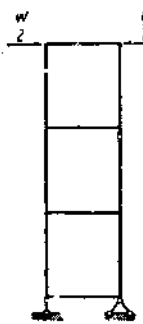
вую систему выбрать также симметричную (т. е. лишние неизвестные располагаются симметрично относительно оси симметрии системы или находятся на самой оси).

Пример 4. Трехъэтажная рама под ветровой сосредоточенной нагрузкой. Относительная жесткость стержней равна 1 (черт. 44).

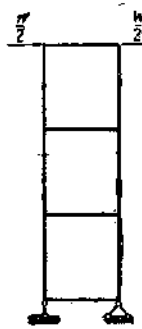
Разобьем заданную нагрузку на прямо симметричную (черт. 45) и обратно симметричную (черт. 46). В виду того, что влиянием продольных деформаций обычно пренебрегают,



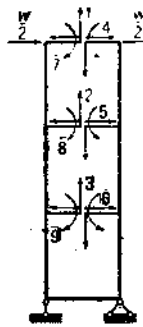
Черт. 44.



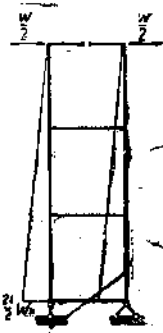
Черт. 45.



Черт. 46.



Черт. 47.



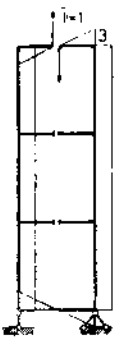
Черт. 48.

при прямо симметричном загружении изгибающие моменты в элементах рамы отсутствуют (в условиях принятого допущения). Единственным работающим элементом будет верхняя распорка, сжимаемая усилием $\frac{W}{2}$. Т. о., изгибающие моменты надлежит отыскивать при обратно симметричном действии нагрузки (черт. 46), к чему и переходим.

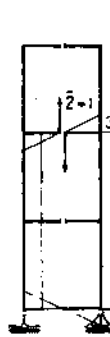
В виду того, что очертание заданной системы симметрично, приведение к статически определимому виду осуществим путем разрезания трех распорок по вертикальной оси симметрии, как показано на черт. 47. Основная система представляет незамкнутую двухопорную балку с вертикальными консолями, у к-рых в свою очередь имеются также горизонтальные консоли. По каждому сделанному разрезу необходимо приложить по три слагающих внутренней силы, действующей в соответственном разрезе. Т. о., степень неопределимости заданной рамы — 9.

На черт. 47 поперечные силы в месте разреза распорок обозначены через $\bar{1}$, $\bar{2}$ и $\bar{3}$, продольные силы—$\bar{4}$, $\bar{5}$ и $\bar{6}$ и изгибающие моменты—$\bar{7}$, $\bar{8}$ и $\bar{9}$.

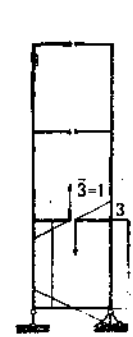
На черт. 49—57 указаны элементарные эпюры моментов и на черт. 48 эпюра от заданной внешней нагрузки.



Черт. 49.



Черт. 50.



Черт. 51.

Черт. 48—51 обратно симметричны, а остальные эпюры прямо симметричны. По этой причине след. побочные перемещения обращаются в нуль:

$$\Delta_{4\omega} = \Delta_{5\omega} = \Delta_{6\omega} = \Delta_{7\omega} = \Delta_{8\omega} = \Delta_{9\omega} = 0;$$

$$\bar{\delta}_{14} = \bar{\delta}_{15} = \bar{\delta}_{16} = \bar{\delta}_{17} = \bar{\delta}_{18} = \bar{\delta}_{19} = \bar{\delta}_{24} = \bar{\delta}_{25} = \bar{\delta}_{26} = \bar{\delta}_{27} = \bar{\delta}_{28} = \bar{\delta}_{29} = \bar{\delta}_{34} = \bar{\delta}_{35} = \bar{\delta}_{36} = \bar{\delta}_{37} = \bar{\delta}_{38} = \bar{\delta}_{39} = 0.$$

(24 побочных перемещения).

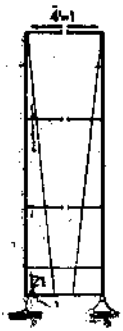
При указанных нулевых перемещениях первые три канонические ур-ия принимают вид:

$$\Delta_{1\omega} + \bar{1}\bar{\delta}_{11} + \bar{2}\bar{\delta}_{12} + \bar{3}\bar{\delta}_{13} = 0;$$

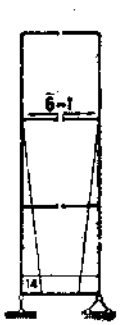
$$\Delta_{2\omega} + \bar{1}\bar{\delta}_{21} + \bar{2}\bar{\delta}_{22} + \bar{3}\bar{\delta}_{23} = 0;$$

$$\Delta_{3\omega} + \bar{1}\bar{\delta}_{31} + \bar{2}\bar{\delta}_{32} + \bar{3}\bar{\delta}_{33} = 0.$$

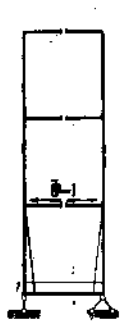
и, следовательно представляют систему трех независимых от остальных ур-ий, решая к-рые совместно, определим поперечные силы $\overline{1}$, $\overline{2}$ и $\overline{3}$. Что к асается остальных шести ур-ий, то во всех их отсутствует свободный член (Δ_{1w}, Δ_{2w} и т. д.) и первые три неизвестные, — $\overline{1}$, $\overline{2}$, $\overline{3}$, в виду нулевых перемещений (δ_{14}, δ_{15}, δ_{16} ...) и т. д., каждое из них заключает остальные шесть неизвестных.



Черт. 52.



Черт. 53.



Черт. 54.

Совместное решение таких шести ур-ий с шестью неизвестными при отсутствии свободных членов, как известно, должно определить:

$$\overline{4}=\overline{5}=\overline{6}=\overline{7}=\overline{8}=\overline{9}=0.$$

Т. о., задача фактически неопределима трижды.

Продольные силы и моменты по срединам распорок в рассматриваемом случае загружения равны нулю.

Комбинируя эпюры по черт. 48—51 между собою, имеем:

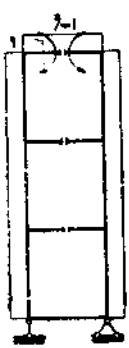
$$\Delta_{1w}=\Delta_{2w}=a_{pc}$$

$$\delta_{11}=414;\quad \delta_{22}=288;\quad \delta_{23}=162;$$
$$\delta_{12}=270;\quad \delta_{13}=144;\quad \delta_{33}=144.$$

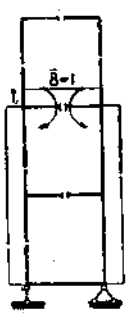
Подставляя найденные перемещения в канонические ур-ия и решая последние, имеем:

$$\overline{1}=0{,}648W;\quad \overline{2}=1{,}102W;\quad \overline{3}=1{,}102W.$$

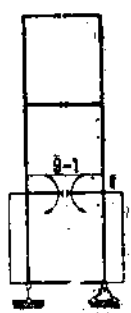
Статически неопределимые величины найдены. Проводя элементарные эпюры (черт. 49—57) в действительные и складывая их с эпюрой от нагрузки (черт. 48), получим действительную эпюру моментов в статически неопределимой системе, изображенную на черт. 58.



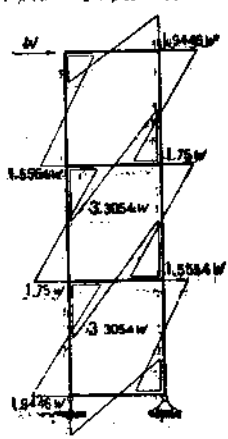
Черт. 55.



Черт. 56.



Черт. 57.



Черт. 58.

§ 6. Упрощение расчета надлежащим выбором направления неизвестных.

Представим себе раму, имеющую один заделанный конец, а другой шарнирно неподвижный (черт. 59), примем в указанной системе за лишние неизвестные слагающие опорной реакции левого шарнира (черт. 60), из к-рых одну примем действующей вертикально (сила Y), а другую под углом α к горизонту (сила K). Выбор таких направлений для дальнейшего окажется удачным.

Канонические ур-ия имеют вид:

$$\Delta_{yp}+Y\delta_{yy}=K\delta_{yk}=0;$$
$$\Delta_{kp}+Y\delta_{ky}+K\delta_{kk}=0.$$

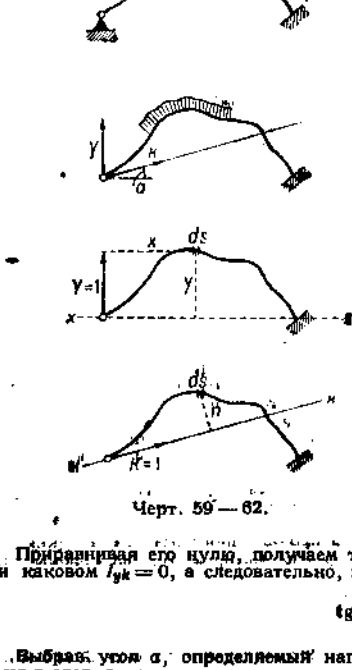
Единственное побочное перемещение $\delta_{ky} = \int_0^s \overline{M}_y \overline{M}_k \frac{ds}{EI}$ зависит от моментов $\overline{M}_y$ и $\overline{M}_k$, а последний зависит от угла α, под к-рым действует сила K. Поскольку этому углу еще не дано определенного значения, то, очевидно, можем выбрать его таким, при к-ром δ_{yk} обратится в нуль.

Согласно обозначениям черт. 61 и 62 имеем:

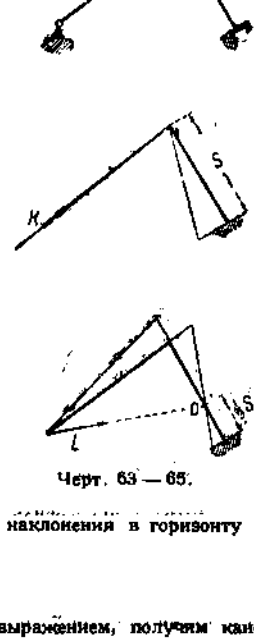
$$\delta_{yk} = \int_0^s (1' \cdot x)(1' \cdot n) \frac{ds}{EI} = \frac{1}{E} \int_0^s x \cdot n \frac{ds}{I} = \frac{1}{E} I_{yk}.$$

Выражение $\int x \cdot n \cdot \frac{ds}{I}$ представляет центробежный момент инерции т. наз. упругих весов $\frac{ds}{I}$ относительно системы косоугольных осей координат Y—O—K и выражается через моменты в прямоугольных координатах в виде:

$$I_{yk} = \cos\alpha \cdot I_{yy} - \sin\alpha \cdot I_{xy}.$$



Черт. 59 — 62.



Черт. 63 — 65.

Приравнивая его нулю, получаем тот угол α наклонения в горизонту оси k—k, при каковом $I_{yk} = 0$, а следовательно, и $\delta_{yk} = 0$:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{I_{xy}}{I_{yy}}.$$

Выбрав угол α, определяемый написанным выражением, получим канонические ур-ия в след. виде:

$$\Delta_{yp} + Y\delta_{yy} = 0,$$
$$\Delta_{yp} + K\delta_{kk} = 0.$$

В нек-рых случаях без всякого на то специального вычисления направление слагающих за очевидностью м. б. выбрано на основе сопоставления эпюр моментов. Так, в раме, показанной на черт. 63, выбрав направление одной слагающей по левому элементу

(сила K), следствием чего простая эпюра от $K=1$ (черт. 64), другую слагающую выгодно направить, как показано на черт. 65, где точка пересечения направления L пересекает правый элемент под ц. т. тр-ка эпюры от $K=1$. При таком направлении:

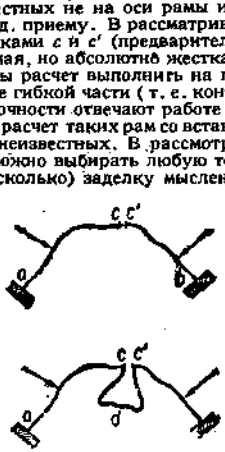
$$\delta_{kz} = \Omega_k \cdot Z_z = \Omega_k \cdot 0 = 0.$$

§ 7. Упрощение расчета благодаря переносу неизвестных.

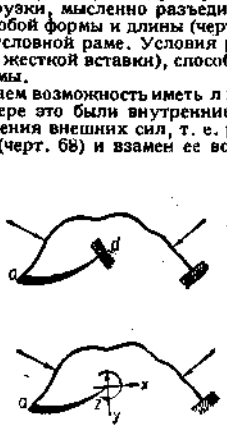
(Выбор точек приложения.)

Принятие за неизвестные внутренних сил, как уже отмечалось, делает возможным иметь большое число вариантов основной системы благодаря выбору того или иного разреза заданной рамы, но все эти варианты ограничены тем, что точки приложения неизвестных располагаются на оси рамы (в месте разреза) и, т. о., контур элементарных эпюр ограничен. Для того, чтобы освободиться от указанного стеснения и иметь точки приложения неизвестных не на оси рамы и, если выгодно, даже вне ее контура, можно прибегнуть к след. приему. В рассматриваемую раму (черт. 66) между двумя бесконечно-близкими точками c и c' (предварительно, до нагрузки, мысленно разъединенных) вставлена невесомая, но абсолютно жесткая рогатка любой формы и длины (черт. 67). Взамен заданной рамы расчет выполнить на полученной условной раме. Условия работы в этой новой раме, ее гибкой части (т. е. контур $ace'b$ без жесткой вставки), способной деформироваться, в точности отвечают работе заданной рамы.

Проводя расчет таких рам со вставками, получаем возможность иметь л ю б у ю точку приложения неизвестных. В рассмотренном примере это были внутренние силы. С тем же успехом можно выбирать любую точку приложения внешних сил, т. е. реакций, если одну (или несколько) заделку мысленно удалить (черт. 68) и взамен ее вставить бесконечно-жесткий рог $a—d$, к-рый на своем конце имеет защемление (в точке d). Очевидно, что от такого включения точка a не потеряет своей прежней неподвижности. Отбрасывая фиктивное защемление в точке a, тем самым имеем по выбору (в зависимости от длины $a—d$, к-рая произвольна) точку приложения реактивных сил (черт. 69).



Черт. 66 и 67.



Черт. 68 и 69.

Выбор любой точки приложения неизвестных располагает д в у м я степенями свободы. Но т. к. выбор направления неизвестных дает еще одну степень свободы, то всего мы располагаем т р е м я степенями свободы при наличии одной вставки; при двух вставках имеем шесть степеней свободы и т. д. Очевидно, можно использовать все степени свободы для удовлетворения любых условий, лишь бы число удовлетворяемых условий не было больше степеней свободы. Для системы трижды неопределимой, каковой являлась рама, показанная на черт. 66, имеется три побочных перемещения. Т. о., можно заставить все три побочных перемещения обратиться в нуль, соответственно удачно выбрав точку приложения и направление неизвестных. По этой причине для таких систем (как свод или однопролетная рама с заделанными пятами) расчет их приемом, излагаемым в настоящем параграфе, является весьма удачным.

Проводя анализ побочных перемещений в трижды неопределимых рамах или своде, видим, что все три побочных перемещения (δ_{xy}, δ_{xz} и δ_{yz}) обращаются в нуль, если точку приложения неизвестных (фиктивную заделку) выбрать в т. наз. «упругом ц. т.». Последний является ц. т. сил $\frac{ds}{I}$ (упругих весов). Что касается направлений сил X и Y, то при симметричных контурах (по размерам и жесткости) это будут оси симметрии системы (вертикаль и горизонталь). При несимметричных системах (черт. 78 и 79) угол наклонения силы K надлежит выбрать из условия:

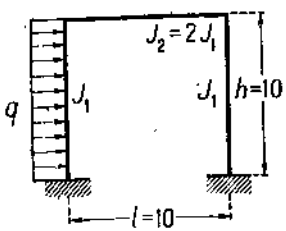
$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{I_{xy}}{I_{xy}} \text{ (см. стр. 15).}$$

Пример 5. Однопролетная симметричная рама (черт. 70).

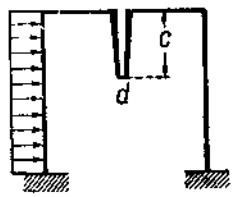
Поскольку заданная система симметрична, очевидно, что включение жесткой вставки надлежит произвести на оси симметрии (черт. 71), где ее следует перерезать (черт. 72).

Неизвестные внутренние силы обозначим через X, Y и Z.

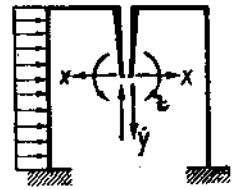
Подготовительную часть к расчету начинаем с вычисления «упругих весов» согласно выражению: $W=\frac{S}{I}$; для ног: $W_1=\frac{h}{I_1}$; для ригеля: $W_2=\frac{l}{I_2}$. Сумма упругих весов: $\Sigma W=2W+W$.



Черт. 70.



Черт. 71.



Черт. 72.

Для отыскания координаты «упругого центра» подсчитываем статический момент «упругих сил» относительно хотя бы верхней распорки:

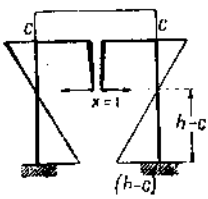
$$S=2W_1\frac{h}{2}+W_2\,0=W_1h.$$

Расстояние c упругого центра от распорки будет:

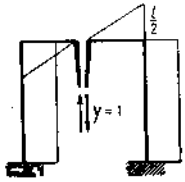
$$c=\frac{S}{\Sigma W}=\frac{2}{s}h.$$

Поверим ради интереса равенство нулю побочных перемещений.

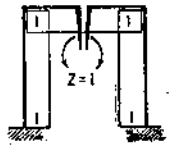
Эпюры моментов, как необходимые для вычисления перемещений, строятся только на протяжении гибкой части, т. е. на всем протяжении заданной рамы. На протяжении



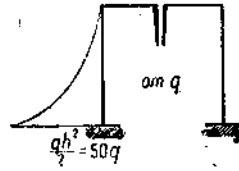
Черт. 73.



Черт. 74.



Черт. 75.



Черт. 76.

абсолютно жестких элементов эпюры моментов не строим, т. к. если и построим, то в расчет эти площади не войдут в выражении перемещений (в виду $EI=\infty$ для этих элементов).

В виду наличия черт. 74 обратно симметричного, а черт. 73 и 75 прямо симметричных, имеем:

$$\delta_{yx}=\delta_{yz}=0.$$

Перемножая между собой эпюры г черт. 73 и черт. 75, имеем:

$$\delta_{xx}=\left[\frac{(h-c)\cdot(h-c)}{2EI_1}\cdot 1-\frac{c^2}{2EI_1}\right]\cdot 2-\frac{cl}{EI_2}\cdot 1=0,$$

переписываемое в виде:

$$EI\delta_{xx}=(h-c)^2-c^2-\frac{cl}{2}.$$

Подставляя на место c значение $\frac{2}{5} h_2$, получаем:

$$\delta_{xx} = 0.$$

Т. к. все побочные перемещения отсутствуют, то канонические ур-ия имеют вид:

$$\Delta_{xq} + X\delta_{xx} = 0;$$
$$\Delta_{yq} + Y\delta_{yy} = 0;$$
$$\Delta_{zq} + Z\delta_{zz} = 0.$$

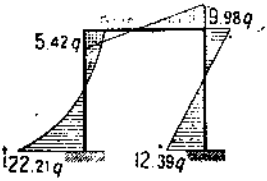
Комбинируя между собою эпюры, имеем:

$$\delta_{xx} = \frac{596}{3EI_1};\ \Delta_{yq} = -\frac{25}{3} \cdot \frac{qh^3}{EI};$$

$$\Delta_{yq} = -\frac{4\,000}{9EI_1} q;\ \delta_{yy} = \frac{13}{24} \frac{h^3}{EI_1};$$

$$\Delta_{zq} = -\frac{500}{3EI_1} \cdot q;\ \delta_{zz} = \frac{25}{EI_1}.$$

На основании найденных перемещений неизвестные условной рамы след.:



Черт. 77.

$$X = -\frac{\Delta_{xq}}{\delta_{xx}} = 2{,}237q;$$

$$Y = -\frac{\Delta_{yq}}{\delta_{yy}} = \frac{20}{13} q = 1{,}54q;$$

$$Z = -\frac{\Delta_{zq}}{\delta_{zz}} = \frac{20}{3} q = 6{,}67q.$$

Далее надлежит эпюры от единичных неизвестных перевести в действительные эпюры, к-рые при сложении с эпюрой от нагрузки дают окончательную эпюру моментов (черт. 77).

Пример 6. Рама с наклонным ригелем и переменным моментом инерции (черт. 78).

Упругие веса:

для левой ноги:

$$W_1 = \frac{S}{I_1} = \frac{6}{I_1};$$

для ригеля:

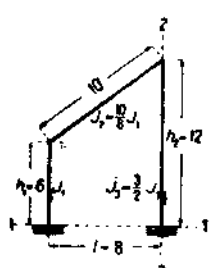
$$W_2 = \frac{S_2}{I_2} = \frac{10}{\frac{10}{6} I} = \frac{6}{I_1};$$

для правой ноги:

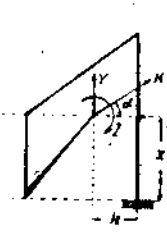
$$W_3 = \frac{S_3}{I_3} = \frac{12}{\frac{3}{2} I_1} = \frac{8}{I_1}.$$

Сумма упругих весов:

$$\Sigma W = W_1 + W_2 + W_3 = \frac{20}{I_1}.$$



Черт. 78.



Черт. 79.

Для отыскания координат упругого центра выбираем случайные оси: одну горизонтальную (для определения ординаты) и другую вертикальную (для определения абсциссы). Эти оси при наличии горизонтальных и вертикальных элементов рекомендуется выбирать совпадающими с последними. Выбираем оси $1-1$ и $2-2$ (черт. 78). Вычисляем статические моменты упругих весов относительно указанных случайных осей. Точку приложения упругого веса считаем в центре элемента:

$$S_{1-1} = W_1 \cdot \frac{h}{2} + W_2 \frac{h_1 + h_2}{2} + W_3 \frac{h_2}{2} + \frac{6}{I_1} \cdot 3 + \frac{6}{I_1} 9 + \frac{8}{I_1} \cdot 6 = \frac{190}{I};$$

$$S_{2-2} = W_1 \cdot l + W_2 \frac{l}{2} + W_3 \cdot 0 = \frac{6 \cdot 8}{I_1} + \frac{6}{I} \cdot 4 = \frac{72}{I_1}.$$

Координаты упругого центра следующие:

$$x=\frac{S_{4-7}}{\Sigma W}=\frac{\frac{190}{I_1}}{\frac{20}{I_1}}=6\ м;\qquad k=\frac{S_{2-9}}{\Sigma W}=\frac{72}{20}=3{,}6\ м.$$

Случайно уровень упругого центра совпал с левым углом рамы.

Т. к. при любых направлениях сил Y и K, проходящих через упругий центр, побочные перемещения δ_{yz} и δ_{kz} остаются равными нулю, то остается выбрать направление одной из них т. о., чтобы $\delta_{yk}=0$.

Т. к. в заданной раме по преимуществу вертикальные элементы, то целесообразно направление одной силы (Y) выбрать вертикальным. Тогда угол наклонения другой к горизонту определяется выражением (черт. 79):

$$\operatorname{tg}\alpha=\frac{I_{xy}}{I_{yy}},$$

где оси X—X и Y—Y, очевидно, проходят через упругий центр.

Для этой цели вычисляем моменты упругих весов:

$$I_{xy}=\frac{1}{I_1}\left[0+6\cdot 4{,}4\cdot 3\right]+\frac{1}{I_2}\left[\frac{8\cdot 6\cdot 10}{12}-10\cdot 0{,}4\cdot 3\right]+\frac{1}{I_3}\left[0+0\right]=\frac{96}{I_1};$$

$$I_{yy}=\frac{1}{I_1}\left[0+6\cdot 4{,}4^2\right]+\frac{1}{I_1}\left[\frac{10\cdot 8^2}{12}+10\cdot 0{,}4^2\right]+\frac{1}{I_3}\left[0+12\cdot 3{,}6^2\right]=\frac{252{,}8}{I_1}.$$

Искомый угол α равен:

$$\operatorname{tg}\alpha=\frac{96}{252{,}8}=0{,}3797;\ \alpha=20°50'.$$

В проделанном состоит подготовительная работа. Дальше следует действовать обычным приемом, т. е. строить элементарные эпюры, эпюры от нагрузки, вычислять перемещения и из канонических ур-ий, содержащих теперь по одному неизвестному, разыскать последние.

При большем числе неизвестных представляется целесообразным переходить на метод групповых неизвестных Perlet-Müller'a, за неизвестные принимая групповые комбинации простых неизвестных сил.

§ 8. Решение системы канонических ур-ий по методу групповых неизвестных Pirlet-Müller'a*1.

Пусть для нек-рой статически неопределимой системы мы получили систему канонических ур-ий:

$$\begin{aligned}
&X_1\delta_{11}+X_2\delta_{12}+X_3\delta_{13}+\ldots+X_n\delta_{1n}+\Delta_{1p}=0;\\
&X_1\delta_{21}+X_2\delta_{22}+X_3\delta_{23}+\ldots+X_n\delta_{2n}+\Delta_{2p}=0;\\
&X_1\delta_{31}+X_2\delta_{32}+X_3\delta_{33}+\ldots+X_n\delta_{3n}+\Delta_{3p}=0;\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\
&X_1\delta_{n1}+X_2\delta_{n2}+X_3\delta_{n3}+\ldots+X_n\delta_{nn}+\Delta_{np}=0.
\end{aligned}$$

Введем в рассмотрение n групповых усилий $X_{(1)}$, $X_{(2)}$ . . . $X_{(n)}$*2, состоящих из компонент, действующих по направлению X_1, X_2 . . . X_n. Численную величину каждой группы будем обозначать тем же символом, что и самую группу, т. е. $X_{(1)}, X_{(2)} \ldots X_{(n)}$. Структуру каждой группы будем характеризовать единичной группой $X_{(k)}=1$ при помощи входящих в нее компонент γ_{ik}, при чем первый индекс показывает, что компонента действует по направлению неизвестного X_i, а второй—что она принадлежит к группе $X_{(k)}$. Структуру групп образуем т. о., чтобы в канонических ур-ийх, написанных для неизвестных $X_{(1)}$, $X_{(2)}$ . . . $X_{(n)}$, все побочные перемещения обратились в нуль, т. е. чтобы:

$$\delta_{(i)(k)}=\delta_{(k)(i)}=0\ \text{при}\ i\neq k.$$

---

*1 Настоящий § написан инж. Гудковым.

*2 В дальнейшем индексы, поставленные в скобках, будут обозначать, что они относятся к групповым величинам.

Групповые неизвестные $X_{(1)}$, $X_{(2)}$ . . . $X_{(n)}$, удовлетворяющие написанным выше условиям для каждой системы, могут быть образованы различными способами. Мы остановимся на одном из них, позволяющем наиболее просто и полностью использовать вычисленные ранее коэф-ты δ_{11}, δ_{12}, . . . δ_{1n}, δ_{1p}, δ_{2p} . . . δ_{np} заданных канонических ур-ий. Сущность его состоит в следующем.

Единичные группы $X_{(k)}$ подбираем т. о., чтобы перемещения, вызываемые компонентами каждой последующей группы, по направлению каждой из компонент предыдущей группы равнялись нулю. Тогда из самого способа образования групп следует, что:

$$\delta_{(i)(k)} = 0 \text{ при } i < k;$$

Но по Максвеллу $\delta_{(i)(k)} = \delta_{(k)(i)}$, а следовательно, из предыдущего равенства вытекает, как следствие, что:

$$\delta_{(i)(k)} = 0 \text{ при любых } i \neq k.$$

Написанные относительно выбранных т. о. групп канонические ур-ия будут иметь вид:

$$X_{(1)}\delta_{(1)(1)} + \Delta_{(1)p} = 0;$$
$$X_{(2)}\delta_{(2)(2)} + \Delta_{(2)p} = 0;$$
. . . . . .
. . . . . .
$$X_{(n)}\delta_{(n)(n)} + \Delta_{(n)p} = 0,$$

откуда:

$$X_{(1)} = -\frac{\Delta_{(1)p}}{\delta_{(1)(1)}};$$

$$X_{(2)} = -\frac{\Delta_{(2)p}}{\delta_{(2)(2)}};$$

. . . . . .
. . . . . .

$$X_{(n)} = -\frac{\Delta_{(n)p}}{\delta_{(n)(n)}}.$$

Перейдем теперь к образованию групповых неизвестных и вычислению групповых перемещений, входящих в последние ур-ия. Заметим, что, согласно намеченному выше методу построения групповых неизвестных, первое из них мы можем выбрать произвольным образом. Мы этим воспользуемся для того, чтобы выбрать первое групповое неизвестное наиболее простым.

1. Групповая сила $X_{(1)} = 1$ состоит из одной компоненты $X_1 = 1$, действующей по направлению X_1. Очевидно, что основная система под действием групповой силы—1 будет находиться в таком же состоянии, как и при действии—1, и потому:

$$\delta_{(1)(1)} = \delta_{11};$$
$$\Delta_{(1)p} = \delta_{1p}.$$

Последующие группы будут подобраны так, что все побочные перемещения

$$\delta_{(1)(k)} = \delta_{(1)(k)} = 0; \quad k = 2, 3, 4, \ldots n.$$

Вторая групповая сила $X_{(1)} = 1$ должна удовлетворять одному условию, а именно: $\delta_{(1)(2)} = \delta_{1(2)} = 0$, а потому не м. б. выбрана произвольно. Мы образуем ее простейшим образом по след. схеме.

2. Групповая сила $X_{(2)} = 1$ состоит из двух компонент:

η_{12}, действующей по направлению X_1; $\eta_{22} = 1$, действующей по направлению X_2. Неизвестную пока величину η_{12} подбираем на основании определяющего группу $X_{(2)}$ условия, к-рое можно сформулировать еще в такой форме:

Необходимо, чтобы при действии на основную систему группы $X_{(2)} = 1$ точка 1 не получила смещения в направлении компонент группы $X_{(1)}$, т. е. в направлении усилия X_1.

Очевидно, что основная система под действием группы $X_{(2)} = 1$ будет находиться в таких же условиях, как система, полученная из основной введением в нее первой выброшенной связи и нагруженная силой $\eta_{12} = 1$. Величина η_{12} равна реакции, возникающей при этом в первой связи. Эта аналогия дает удобный способ для ее определения. Для дальнейшего нам потребуется знание реакций, возникающих в первой связи под влиянием единичных нагрузок, приложенных по направлению X_2, X_3 . . . X_n. Они, очевидно, будут соответственно равны:

$$r_{12} = -\frac{\delta_{12}}{\delta_{11}}; \quad \zeta_{13} = -\frac{\delta_{13}}{\delta_{11}}; \quad \zeta_{14} = -\frac{\delta_{14}}{\delta_{11}} \ldots \zeta_{1n} = -\frac{\delta_{1n}}{\delta_{11}}.$$

По сказанному выше величина η_{12} равна:

$$\eta_{12} = \eta_{22}\zeta_{12}.$$

Перейдем к вычислению интересующих нас перемещений, к-рое произведем по закону независимости действия сил:

$$\delta_{(2)(2)} = \eta_{12}\delta_{1(2)} + \eta_{22}\delta_{2(2)} = \eta_{12}\cdot 0 + \eta_{22}\delta_{2(2)} = \eta_{12}\delta_{12} + \eta_{22}\delta_{22};$$
$$\Delta_{(2)p} + \eta_{12}\Delta_{1p} + \eta_{22}\Delta_{2p}.$$

Приняв во внимание, что $\eta_{22} = 1$, получим окончательно:

$$\delta_{(2)(2)} = \eta_{12}\delta_{12} + 1\cdot\delta_{22};$$
$$\Delta_{(2)p} = \eta_{12}\Delta_{1p} + 1\cdot\Delta_{2p}.$$

Последующие группы будут подобраны т. о., чтобы все побочные перемещения равнялись нулю, т. е.:

$$\delta_{(2)(k)} = \eta_{12}\delta_{1(k)} + \eta_{22}\delta_{2(k)} = \eta_{22}\delta_{2(k)} = 1\cdot\delta_{2(k)} = 0;\ k = 3,\ 4,\ 5,\ \ldots\ n.$$

Т. о., все величины, относящиеся ко второй группе, нами вычислены.

Третья группа $X_{(3)} = 1$, согласно положенному в основу принципу образования групп, должна удовлетворять двум условиям, а именно:

$$\delta_{(1)(3)} = \delta_{1(3)} = 0 \text{ и } \delta_{(2)(3)} = \delta_{2(3)} = 0.$$

Мы образуем ее по след. простейшей схеме.

3. Групповая сила $X_{(3)} = 1$ состоит из трех компонент:

η_{13}, действующей по направлению X, η_{23}, действующей по направлению X; $\eta_{33} = 1$, действующей по направлению X.

Неизвестные пока величины η_{13} и η_{23} определяем из условия, чтобы при действии на основную систему группы $X_{(3)} = 1$ точки 1 и 2 не получали смещений в направлении компонент групп $X_{(1)}$ и $X_{(2)}$, т. е. в направлении X_1 и X_2.

Очевидно, что основная система под действием группы $X_{(3)} = 1$ будет находиться в таких же условиях, как система, полученная из основной введением в нее двух первых выброшенных связей и нагруженная силой $\eta_{33} = 1$. Величины η_{13} и η_{23} будут, очевидно, соответственно равны реакциям, возникающим при этом в первой и второй связях. Этой аналогией мы воспользуемся для их определения. В дальнейшем нам потребуется знание реакций, возникающих во второй связи под влиянием единичных нагрузок, действующих по направлению X_3, X_4 ... X_n. Они, очевидно, будут соответственно равны:

$$\zeta_{23} = -\frac{\delta_{(2)3}}{\delta_{(2)2}},\ \zeta_{24} = -\frac{\delta_{(2)4}}{\delta_{(2)2}},\ \zeta_{25} = -\frac{\delta_{(2)5}}{\delta_{(2)5}}\ \ldots\ \zeta_{2n} = -\frac{\delta_{(2)n}}{\delta_{(2)2}}.$$

Величины единичных перемещений, входящих в правые части последних выражений, можно определить по принципу независимости действия сил:

$$\delta_{(2)k} = \eta_{12}\delta_{1k} + \eta_{22}\delta_{2k} = \eta_{12}\delta_{12} + 1\cdot\delta_{2k};\ k = 2,\ 3,\ 4,\ 5,\ \ldots\ n.$$

Величины η_{12} и η_{22}, вычисленные как опорные реакции первой и второй связей равны:

$$\eta_{22} = \eta_{22}\zeta_{22} = 1\cdot\zeta_{22};$$
$$\eta_{12} = \eta_{22}\zeta_{12} + \eta_{32}\zeta_{12} = 1\cdot\zeta_{12} + \eta_{32}\zeta_{12}.$$

Перемещения $\delta_{(3)(3)}$ и $\Delta_{(3)p}$ по закону независимости действия сил соответственно равны:

$$\delta_{(3)(3)} = \eta_{13}\delta_{1(3)} + \eta_{23}\delta_{2(3)} + \eta_{33}\delta_{3(3)} = \eta_{13}\cdot 0 + \eta_{23}\cdot 0 + \eta_{33}\cdot\delta_{3(3)} = \eta_{13}\delta_{13} + \eta_{23}\delta_{23} + \eta_{33}\delta_{33}.$$

Итак, окончательно:

$$\delta_{(3)(3)} = \eta_{13}\delta_{13} + \eta_{23}\delta_{23} + 1\cdot\delta_{33};$$
$$\Delta_{(3)p} = \eta_{13}\Delta_{1p} + \eta_{23}\Delta_{2p} + 1\cdot\Delta_{3p}.$$

Последующие группы будут подобраны т. о., чтобы все побочные перемещения, связанные с третьей группой, обратились в нуль, т. е.:

$$\delta_{(3)(k)} + \eta_{13}\delta_{1(k)} + \eta_{23}\delta_{2(k)} + \eta_{33}\delta_{3(k)} = 1\cdot\delta_{3(k)} = 0;\ k = 4,\ 5,\ 6\ \ldots\ n$$

Теперь все величины, относящиеся к третьей группе, нами вычислены. Поступая таким же образом далее, мы дойдем наконец до последней n-й группы $X_{(n)} = 1$, к-рая должна удовлетворять $n - 1$ условию:

$$\delta_{(1)(n)} = \delta_{1(n)} = 0,\ \delta_{(2)(n)} = \delta_{2(n)} = 0\ \ldots\ \delta_{(n-1)(n)} = \delta_{n-1(n)} = 0.$$

Мы образуем ее по аналогии с предыдущими след. обр.:

Групповая сила $X_{(n)}=1$ состоит из n компонент:

η_{1n}, действующей по направлению X_1;
η_{2n}, действующей по направлению X_2;
. . . . . .
. . . . . .
. . . . . .
η_{n-1n}, действующей по направлению X_{n-1};
$\eta_{nn}=1$, действующей по направлению X_n.

Неизвестные пока величины η_{1n}, η_{2n} . . . η_{n-1n} определяем из условия, чтобы при действии на основную систему групповой силы $X_{(n)}=1$ точки 1, 2, 3 . . . $n-1$ не получили смещений в направлении соответствующих компонент каждой из групп $X_{(1)}$, $X_{(2)}$ . . . $X_{(n-1)}$, т. е. в направлении X_1, X_2 . . . X_{n-1}. Основная система под действием группы $X_{(n)}=1$ будет находиться, очевидно, в таких же условиях, как система, полученная из основной при помощи введения в нее $n-1$ первых связей и нагруженная силой $\eta_{nn}=1$.

Величины η_{1n}, η_{2n} . . . η_{n-2} будут равны соответственно реакциям, возникающим в 1, 2 . . . $n-1$ связях. Этим мы воспользуемся для их определения. Усилие, возникающее в $n-1$ связи под влиянием единичной силы, действующей по направлению X_n, будет равно:

$$\zeta_{n-1n}=-\frac{\delta_{(n-1)n}}{\delta_{(n-1)n-1}},$$

где:

$$\delta_{(n-1)n}=\eta_{n-1n-1}\delta_{n-1n}+\eta_{n-2n-1}\delta_{n-2n}+\ldots+\eta_{12n-1}\delta_{12}.$$

Величины же $\delta_{(n-1)n-1}$ и η_{n-2n-1} . . . η_{12n-1} вычислены ранее, а величина $\eta_{n-1n-1}=1$.

Величины η_{n-1n}, η_{n-2n} . . . η_{12n}, η_{11n}, как опорные реакции соответствующих связей, равны:

$$\eta_{n-1n}=\eta_{nn}\zeta_{n-1n}=1\cdot\zeta_{n-1n};$$
$$\eta_{n-2n}=\eta_{nn}\zeta_{n-2n}+\eta_{n-1n}\zeta_{n-2n-1}=1\cdot\zeta_{n-2n}+\eta_{n-1n}\zeta_{n-2n-1};$$
. . . . . .
. . . . . .
. . . . . .
$$\eta_{11n}=\eta_{nn}\zeta_{1n}+\eta_{n-1n}\zeta_{1n-1}+\ldots+\eta_{3n}\zeta_{13}+\eta_{2n}\zeta_{12}=1\cdot\zeta_{1n}+$$
$$+\eta_{n-1n}\zeta_{1n-1}+\ldots+\eta_{3n}\zeta_{13}+\eta_{2n}\zeta_{12}.$$

Аналогично с предыдущим перемещением $\delta_{(n)(n)}$ и $\Delta_{(n)p}$ будут иметь вид:

$$\delta_{(n)(n)}=\eta_{1n}\delta_{1n}+\eta_{2n}\delta_{2n}+\ldots+\eta_{n-1n}\delta_{n-1n}+\eta_{nn}\delta_{nn}=\eta_{2n}\delta_{1n}+$$
$$+\eta_{2n}\delta_{2n}+\ldots+\eta_{n-1n}\delta_{n-1n}+1\cdot\delta_{nn};$$
$$\Delta_{(n)p}=\eta_{1n}\Delta_{1p}+\eta_{2n}\Delta_{2p}+\ldots+\eta_{n-1n}\Delta_{n-1p}+\eta_{nn}\Delta_{np}=\eta_{1n}\Delta_{1p}+$$
$$+\eta_{2n}\Delta_{2p}+\ldots+\eta_{n-1n}\Delta_{n-1p}+1\cdot\Delta_{np}.$$

Этим самым последняя, n-я группа определена полностью.

Теперь мы сможем определить величину каждой из групповых неизвестных по приведенным выше ф-лам. Но мы в конечном счете должны определить неизвестные X_1, X_2 . . . X_n. Теперь это легко сделать на основании принципа независимости действия сил. Очевидно, что:

$$X_1=\eta_{11}X_{(1)}+\eta_{12}X_{(2)}+\eta_{13}X_{(3)}+\eta_{14}X_{(4)}+\ldots+\eta_{1n}X_{(n)};$$
$$X_2=\eta_{22}X_{(2)}+\eta_{23}X_{(3)}+\eta_{24}X_{(4)}+\ldots+\eta_{2n}X_{(n)};$$
$$X_3=\eta_{33}X_{(3)}+\eta_{34}X_{(4)}+\ldots+\eta_{3n}X_{(n)}.$$
. . . . . .
. . . . . .
. . . . . .
$$X_n=\eta_{nn}X_{(n)}$$

Где: $\eta_{11}=\eta_{22}=\eta_{33}=\ldots=\eta_{nn}=1$, а остальные величины η_{ik} при $i\neq k$ имеют вычисленные выше значения. Заметим, что нахождение неизвестных X_1, X_2 . . . X_n по описанному выше способу позволяет делать систематический контроль вычислений. Известно, что наиболее нежелательными и трудно исправимыми являются ошибки, произведенные при вычислении тех величин, к-рые входят во все дальнейшие подсчеты. Такими величинами здесь являются компоненты η_{ik}. Контроль правильности их вычисления может производиться систематически на основании условий, к-рые послужили для их определения, т. е.:

$$\delta_{(i)(k)}=\delta_{(k)(i)}=0 \text{ при всякой } i<k.$$

Т. о., имеем соответственно контрольные равенства:

1. Для второй группы:

$$\delta_{1(2)} = \eta_{12}\delta_{11} + \eta_{22}\delta_{12} = 0 \ (\eta_{22} = 1).$$

2. Для третьей группы:

$$\delta_{1(3)} = \eta_{13}\,\delta_{13} + \eta_{23}\,\delta_{12} + \eta_{33}\,\delta_{13} = 0 \ (\eta_{33} = 1);$$
$$\delta_{2(3)} = \eta_{13}\,\delta_{21} + \eta_{23}\,\delta_{22} + \eta_{33}\,\delta_{23} = 0 \text{ и т. д.}$$

Т. о. для каждой группы будем иметь столько же контрольных равенств, сколько в нее входит величин.

Приведем теперь для удобства практического пользования приемом сводку ф-л, относящихся к определению всех элементов группы X, в том порядке, в к-ром они должны применяться.

При пользовании этой табл. нужно придерживаться след. порядка. Сначала дать значение $i = 1$, а остальным индексам—значения, указанные в самой табл., и вычислить все относящиеся сюда величины. Тем самым будет определена полностью первая группа и сделана подготовка к вычислению второй. После этого дать значение $i = 2$ и остальным индексам по-предыдущему—значения, указанные в самой табл., и произвести вычисление всех полученных т. о. величин. Этим будет определена полностью вторая группа и сделана подготовка к определению третьей группы. Затем дать значения $i = 3, 4, 5 \ldots n$, продельвая при этом последовательное определение третьей, четвертой... n-й групп.

Предпошлем нашей табл. одно общее всем группам замечание, а именно, что все величины η_{kk}, т. е. с одинаковыми индексами, равны 1 и введены в таком виде исключительно для придания общности ф-лам:

$$1.\ \delta_{(i)k} = \sum_{j=1}^{j=i} \eta_{ji}\delta_{jk};\ k = i,\ i+1,\ i+2 \ldots n.$$

$$2.\ \zeta_{ik} = -\frac{\delta_{(i)k}}{\delta_{(i)i}};\ k = i+1,\ i+2 \ldots n.$$

$$3.\ \eta_{ki} = \sum_{j=k+1}^{j=i} \eta_{ji}\zeta_{jk};\ k = i-1,\ i-2 \ldots 1.$$

$$4.\ \delta_{k(i)} = \sum_{j=1}^{j=i} \eta_{ji}\delta_{jk} = 0;\ k = i-1,\ i-2 \ldots 1.$$

Ф-лы для проверки правильности вычисления величин:

$$5.\ \delta_{(i)(i)} = \sum_{j=1}^{j=i} \eta_{ji}\delta_{ji}.$$

$$6.\ \Delta_{(i)p} = \sum_{j=1}^{j=i} \eta_{ji}\Delta_{jp}.$$

$$7.\ X_{(i)} = -\frac{\Delta_{(i)p}}{\delta_{(i)(i)}}.$$

После определения всех величин η_{ik} и $X_{(i)}$ неизвестные X_m могут быть определены по ф-лам:

$$X_m = \sum_{j=m}^{j=n} \eta_{mj}X_{(j)};\ m = 1,\ 2,\ 3 \ldots n,$$

где n—общее число ур-ий.

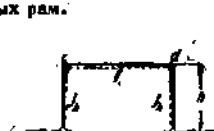
Формулы для расчета простых двухшарнирных рам.

а) Прямой ригель.

Обозначения:

$$h' = h\frac{J_c}{J_h},\ l' = l\frac{J_c}{J_l},$$

$$\varkappa = \frac{h'}{l'},\ \mu = 3 + 2\varkappa.$$



черт. 80.

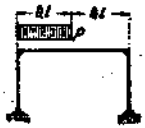


Черт. 81.

Нагрузка по черт. 81:

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{pl}{4}\,\frac{1}{\mu}\,\frac{I}{h};$$

$$M_{\substack{c\\d}} = -\frac{pl^2}{4\mu}.$$

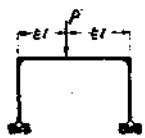


Черт. 82.

Нагрузка по черт. 82:

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{pl}{4}\,\frac{I}{h}\,\frac{(1+2\xi')\,\xi^2}{\mu};$$

$$M_{\substack{c\\d}} = \frac{pl^2}{4}\,\frac{(1+2\xi')\,\xi^2}{\mu}.$$

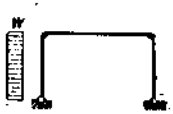


Черт. 83.

Нагрузка по черт. 83:

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{3}{2}\,P\xi\xi'\,\frac{1}{\mu}\,\frac{I}{h};$$

$$M_{\substack{c\\d}} = \frac{3}{2}\,P\xi\xi'\,\frac{1}{\mu}.$$



Черт. 84.

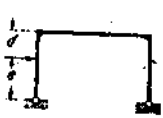
Нагрузка по черт. 84:

$$H_a = -\frac{wh}{8}\,\frac{18+11\varkappa}{\mu}$$

$$H_b = +\frac{wh}{8}\,\frac{6+5\varkappa}{\mu};$$

$$M_c = +\frac{wh^2}{8}\,\frac{3\cdot(2+\varkappa)}{\mu};$$

$$M_d = -\frac{wh^2}{8}\,\frac{6+5\varkappa}{\mu}.$$

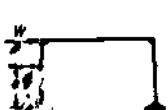


Черт. 85.

Нагрузка по черт. 85:

$$H_{\substack{a\\b}} = \mp\frac{W}{2};$$

$$M_{\substack{c\\d}} = \pm\frac{Wh}{2}.$$



Черт. 86.

Нагрузка по черт. 86:

$$H_{\substack{a\\b}} = -\frac{W}{2}\left(\pm 1 + 1 - \frac{e}{h}\cdot\frac{\varkappa\left[3-\left(\frac{e}{h}\right)^2\right]+3}{\mu}\right);$$

$$M_c = +\frac{We}{2}\,\frac{\varkappa\left[1+\left(\frac{e}{h}\right)^2\right]+3}{\mu};$$

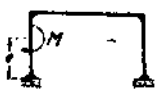
$$M_d = -\frac{We}{2}\,\frac{\varkappa\left[3-\left(\frac{e}{h}\right)^2\right]+3}{\mu}.$$

Нагрузка по черт. 87:

$$H_{\substack{a\\b}} = -\frac{3}{2}\frac{M}{h}\,\frac{1+\left[1-\left(\frac{e}{h}\right)^2\right]\varkappa}{\mu}$$

$$M_c = +\frac{3}{2}M\,\frac{1+\left[\frac{1}{3}+\left(\frac{e}{h}\right)^2\right]\varkappa}{\mu}$$

$$M_{\substack{d\\b}} = -\frac{3}{2}M\,\frac{1+\left[1-\left(\frac{e}{h}\right)^2\right]\varkappa}{\mu}$$



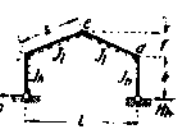
Черт. 87.

б) Ломаный ригель.

Обозначения (черт. 88).

$$h' = h\frac{J_c}{J_h},\quad s' = s\frac{J_c}{J_s},$$

$$\varkappa = \frac{h'}{s'},\qquad \mu = 3+\varkappa+\frac{f}{h}\left(3+\frac{f}{h}\right).$$



Черт. 88.

Нагрузка по черт. 89:

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{pl}{8}\frac{l}{h}\,\frac{2+\frac{5}{4}\frac{f}{h}}{\mu};$$

$$M_{\substack{c\\d}} = -\frac{pl^2}{8}\,\frac{2+\frac{5}{4}\frac{f}{h}}{\mu}$$

$$M_c = +\frac{pl^2}{8}\left[1-\frac{2+\frac{13}{4}\frac{f}{h}+\frac{5}{4}\left(\frac{f}{h}\right)^2}{\mu}\right].$$



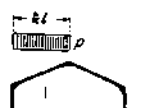
Черт. 89.

Нагрузка по черт. 90:

$$H_a = \frac{pl}{8}\xi^2\,\frac{l}{h}\,\frac{3\cdot\left(2+\frac{f}{h}\right)-2\cdot\left(2+\frac{f}{h}\xi\right)\xi}{\mu};$$

$$M_{\substack{c\\d}} = -\frac{pl^2}{8}\,\xi^2\,\frac{3\cdot\left(2+\frac{f}{h}\right)-2\cdot\left(2+\frac{f}{h}\xi\right)\xi}{\mu};$$

$$M_c = \frac{pl^2}{8}\,\xi^2\left[2-\left(1+\frac{f}{h}\right)\frac{3\cdot\left(2+\frac{f}{h}\right)-2\cdot\left(2+\frac{f}{h}\xi\right)\xi}{\mu}\right].$$



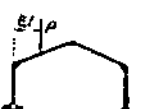
Черт. 90.

Нагрузка по черт. 91:

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{P}{4}\,\xi\,\frac{l}{h}\,\frac{3\cdot\left(2+\frac{f}{h}\right)-2\cdot\left(3+2\frac{f}{h}\xi\right)\xi}{\mu};$$

$$M_{\substack{c\\d}} = -\frac{Pl}{4}\,\xi\,\frac{3\cdot\left(2+\frac{f}{h}\right)-2\cdot\left(3+2\frac{f}{h}\xi\right)\xi}{\mu};$$

$$M_c = \frac{Pl}{4}\,\xi\left[2-\left(1+\frac{f}{h}\right)\frac{3\cdot\left(2+\frac{f}{h}\right)-2\cdot\left(3+2\frac{f}{h}\xi\right)\xi}{\mu}\right].$$



Черт. 91.

Нагрузка по черт. 92:



Черт. 92.

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{wh}{2}\left[\mp 1 - \frac{1}{8}\,\frac{3\cdot(4+\varkappa)+2\frac{f}{h}\left(9+4\frac{f}{h}\right)}{\mu}\right];$$

$$M_c = \frac{wh^2}{16}\,\frac{3\cdot(4+\varkappa)+2\frac{f}{h}\left(9+4\frac{f}{h}\right)}{\mu};$$

$$M_{\substack{d}} = -\frac{wh^2}{2}\left[+1 - \frac{1}{8}\,\frac{3\cdot(4+\varkappa)+2\frac{f}{h}\left(9+4\frac{f}{h}\right)}{\mu}\right];$$

$$M_e = \frac{wh^2}{4}\left[1-2\cdot\left(1+\frac{f}{h}\right)\left(1-\frac{1}{8}\,\frac{3\cdot(4+\varkappa)+2\frac{f}{h}\left(9+4\frac{f}{h}\right)}{\mu}\right)\right].$$

Нагрузка по черт. 93:



Черт. 93.

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{W}{2}\left[\mp 1 - \frac{1}{2}\,\frac{f}{h}\,\frac{3+2\frac{f}{h}}{\mu}\right];$$

$$M_{\substack{c\\d}} = \frac{Wh}{2}\left[\pm 1 + \frac{1}{2}\,\frac{f}{h}\,\frac{3+2\frac{f}{h}}{\mu}\right];$$

$$M_e = \frac{Wf}{2}\left[-1+\frac{1}{2}\cdot\left(1+\frac{f}{h}\right)\frac{3+2\frac{f}{h}}{\mu}\right].$$

Нагрузка по черт. 94:



Черт. 94.

$$H_{\substack{a\\b}} = -\frac{W}{2}\,\frac{f}{h}\,\frac{3+2\frac{f}{h}}{\mu};$$

$$M_{\substack{c\\d}} = \frac{Wf}{2}\,\frac{3+2\frac{f}{h}}{\mu};$$

$$M_e = Wf\left[-1+\frac{1}{2}\cdot\left(1+\frac{f}{h}\right)\frac{3+2\frac{f}{h}}{\mu}\right].$$

Нагрузка по черт. 95:



Черт. 95.

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{W}{2}\left[\mp 1 - \frac{1}{2\mu}\left\{\varkappa\left(\frac{d}{h}\right)^2\left(3-\frac{d}{h}\right)+\right.\right.$$

$$\left.\left.+\,3\,\frac{d}{h}\left(2+\frac{f}{h}\right)+\frac{f}{h}\left(3+2\frac{f}{h}\right)\right\}\right];$$

$$M_c = -\frac{Wh}{2}\left[2\,\frac{d}{h}-1-\frac{1}{2\mu}\left\{\varkappa\left(\frac{d}{h}\right)^2\left(3-\frac{d}{h}\right)+\right.\right.$$

$$\left.\left.+\,3\,\frac{d}{h}\left(2+\frac{f}{h}\right)+\frac{f}{h}\left(3+2\frac{f}{h}\right)\right\}\right];$$

$$M_d = -\frac{Wh}{2}\left[1 - \frac{2}{2\mu}\left\{\chi\left(\frac{d}{h}\right)^2\left(3 - \frac{d}{h}\right) + 3\frac{d}{h}\left(2 + \frac{f}{h}\right) + \frac{f}{h}\left(3 + 2\frac{f}{h}\right)\right\}\right];$$

$$M_e = \frac{Wh}{2}\left[1 - \frac{d}{h} - \left(1 + \frac{f}{h}\right)\left\{1 - \right.\right.$$

$$\left.\left. - \frac{1}{2\mu}\left[\chi\left(\frac{d}{h}\right)^2\left(3 - \frac{d}{h}\right) + 3\frac{d}{h}\left(2 + \frac{f}{h}\right) + \frac{f}{h}\left(3 + 2\frac{f}{h}\right)\right]\right\}\right].$$

Нагрузка по черт. 96:

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{3}{4}\frac{M}{h}\frac{\left[1 - \left(\frac{e}{h}\right)^2\right]\chi + \left(2 + \frac{f}{h}\right)}{\mu};$$

$$M_c = M\left[1 - \frac{3}{4}\frac{\left[1 - \left(\frac{e}{h}\right)^2\right]\chi + \left(2 + \frac{f}{h}\right)}{\mu}\right];$$

$$M_d = -\frac{3}{4}M\frac{\left[1 - \left(\frac{e}{h}\right)^2\right]\chi + \left(2 + \frac{f}{h}\right)}{\mu};$$

$$M_e = \frac{M}{2}\left[1 - \frac{3}{2}\left(1 + \frac{f}{h}\right)\frac{\left[1 - \left(\frac{e}{h}\right)^2\right]\chi + \left(2 + \frac{f}{h}\right)}{\mu}\right].$$

Черт. 96.

в) Ригель параболического очертания.

Обозначения (черт. 97):

$$\xi = \frac{a}{l},\ h' = h\frac{J_c}{J_l},\ l' = l\frac{J_c}{J_l},$$

$$\chi = \frac{h'}{l'},\ \mu = 5\cdot(3 + 2\chi) + 4\frac{f}{h}\left(5 + 2\frac{f}{h}\right).$$

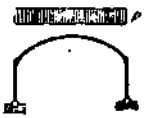


Черт. 97.

Нагрузка по черт. 98:

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{pl}{4}\frac{l}{h}\frac{5 + 4\frac{f}{h}}{\mu};$$

$$M_{\substack{c\\d}} = -\frac{pl^2}{4}\frac{5 + 4\frac{f}{h}}{\mu}.$$



Черт. 98.

Нагрузка по черт. 99:

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{pl}{4}\xi^2\frac{l}{h}\frac{5\cdot\left(3 + 2\frac{f}{h}\right) - 2\left[\frac{f}{h}\xi(5 - 2\xi) + 5\right]\xi}{\mu};$$

$$M_{\substack{c\\d}} = -\frac{pl^2}{4}\xi^2\frac{5\cdot\left(3 + 2\frac{f}{h}\right) - 2\left[\frac{f}{h}\xi(5 - 2\xi) + 5\right]\xi}{\mu}.$$



Черт. 99.

Нагрузка по черт. 100:



Черт. 100.

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{5}{2} P \xi \frac{l}{h} \frac{3+2\frac{f}{h}-\xi\left[2\frac{f}{h}\xi(2-\xi)+3\right]}{\mu};$$

$$M_{\substack{c\\d}} = -\frac{5}{2} Pl\xi \frac{3+2\frac{f}{h}-\xi\left[2\frac{f}{h}\xi(2-\xi)+3\right]}{\mu}.$$

Нагрузка по черт. 101:



Черт. 101.

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{wh}{2}\left[\mp 1 - \frac{1}{4}\cdot\frac{15\cdot(2+\varkappa)+\frac{f}{h}4\cdot\left(15+8\frac{f}{h}\right)}{\mu}\right];$$

$$M_c = \frac{wh^2}{8}\frac{15\cdot(2+\varkappa)+\frac{f}{h}4\cdot\left(15+8\frac{f}{h}\right)}{\mu};$$

$$M_d = -\frac{wh^2}{2}\left[1-\frac{1}{4}\cdot\frac{15\cdot(2+\varkappa)+\frac{f}{h}4\cdot\left(15+8\frac{f}{h}\right)}{\mu}\right].$$

Нагрузка по черт. 102:



Черт. 102.

$$H_{\substack{a\\b}} = -\frac{W}{2}\left[\mp 1+2\frac{f}{h}\frac{5+4\frac{f}{h}}{\mu}\right];$$

$$M_{\substack{c\\d}} = \frac{Wh}{2}\left[\mp 1+2\frac{f}{h}\frac{5+4\frac{f}{h}}{\mu}\right].$$

Нагрузка по черт. 103:



Черт. 103.

$$H_{\substack{a\\b}} = -2W\frac{f}{h}\frac{5+4\frac{f}{h}}{\mu};$$

$$M_{\substack{c\\d}} = 2Wf\frac{5+4\frac{f}{h}}{\mu}.$$

Нагрузка по черт. 104:



Черт. 104.

$$H_{\substack{a\\b}} = -\frac{W}{2}\left[\mp 1+1-\frac{1}{\mu}\left\{5\frac{e}{h}\left[\left(3+2\frac{f}{h}\right)+\varkappa\left(3-\left(\frac{e}{h}\right)^2\right)\right]\right\}\right];$$

$$M_c = \frac{Wh}{2}\left[2\frac{e}{h}-\frac{1}{\mu}\left\{5\frac{e}{h}\left[\left(3+2\frac{f}{h}\right)+\varkappa\left(3-\left(\frac{e}{h}\right)^2\right)\right]\right\}\right];$$

$$M_d = -\frac{Wh}{2}\frac{1}{\mu}\left\{5\frac{e}{h}\left[\left(3+2\frac{f}{h}\right)+\varkappa\left\{3-\left(\frac{e}{h}\right)^2\right\}\right]\right\}.$$

Нагрузка по черт. 105:

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{5}{2}\frac{M}{h}\,\frac{3\varkappa\left[1-\left(\frac{e}{h}\right)^2\right]+3+2\,\frac{f}{h}}{\mu};$$

$$M_c = M\left\{1-\frac{5}{2}\,\frac{3\varkappa\left[1-\left(\frac{e}{h}\right)^2\right]+3+2\,\frac{f}{h}}{\mu}\right\};$$

$$M_d = -\frac{5}{2}\,M\,\frac{3\varkappa\left[1-\left(\frac{e}{h}\right)^2\right]+3+2\,\frac{f}{h}}{\mu}.$$



Черт. 105.

Несимметричная двухшарнирная рама.

$$h_1' = h_1\frac{J_c}{J_1},\quad h_2' = h_2\frac{J_c}{J_2},\quad s' = s\frac{J_c}{J_1},$$

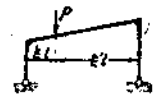
$$\varepsilon = \frac{h_2}{h_1},\quad \mu = \frac{1}{1+\varepsilon^3+\varepsilon^2\,\frac{h_1'}{s'}+\varepsilon^3\,\frac{h_2'}{s'}}.$$



Черт. 106.

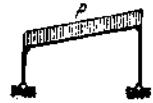
$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{P}{2}\,\xi\eta\,\frac{l}{h_1}\,\mu\,[\varepsilon\,(1+\xi)+(2-\xi)];$$

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{pl}{8}\,\frac{l}{h_1}\,\mu\,(1+\varepsilon);$$



Черт. 107.

$$H_a = \frac{W}{\varepsilon-1}\cdot\mu\left[\frac{h_2'}{s'}\,\varepsilon^2\,(\varepsilon-1)+\varepsilon^3-\frac{\eta}{2}\,(\varepsilon^2+\varepsilon+1)+\frac{1}{2}\,\eta^3\right];$$



Черт. 108.

$$H_a = W\left\{1-\frac{1}{2}\,\eta\mu\left[\frac{h_1}{s'}\,(3-\eta^2)+\varepsilon+2\right]\right\};$$



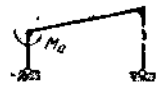
Черт. 109.

$$H_{\substack{a\\b}} = -\frac{M_a}{2l}\,\frac{l}{h_1}\,\mu\,(\varepsilon+2);$$



Черт. 110.

$$H_{\substack{a\\b}} = -\frac{M_b}{2l}\,\frac{l}{h_1}\,\mu\,(2\varepsilon+1);$$

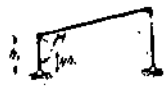


Черт. 111.



Черт. 112.

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{3}{2}\frac{M}{h_1}\mu\left[\frac{h'_1}{s'}(1-\eta^2)+\frac{\varepsilon+2}{3}\right].$$



Черт. 113.

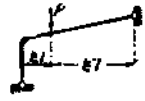
Полурама с двумя шарнирами (черт. 114).

$$h' = h\frac{J_c}{J_1}, \quad s' = s\frac{J_c}{J_s}, \quad \mu = \frac{1}{1+\frac{h'}{s'}};$$



Черт. 114.

$$H = \frac{P}{2}\xi\xi'\frac{l}{h}(2-\xi)\mu;$$



Черт. 115.



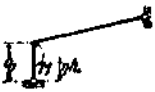
Черт. 116.

$$H = \frac{pl}{8}\frac{l}{h}\mu;$$

$$H = -\frac{M}{l}\frac{l}{h}\mu;$$



Черт. 117.



Черт. 118.

$$H = +\frac{M}{h_1}\left[\frac{3}{2}(1-\eta^2)\frac{h'}{s'}+1\right]\mu;$$

$$H = -W(1-\eta)\left[\frac{1}{2}\frac{h'}{s'}(2-\eta-\eta^2)+1\right]\mu.$$



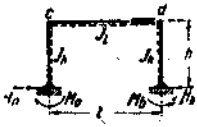
Черт. 119.

Рама с заделанными стойками (ногами).

Обозначения (черт. 120):

$$h' = h\frac{J_c}{J_h}, \quad l' = l\frac{J_c}{J_l}, \quad \varkappa = \frac{h'}{l'}.$$

Нагрузка по черт. 121:

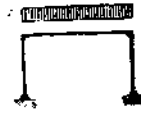


Черт. 120.

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{pl}{4}\frac{l}{h}\frac{1}{2+\varkappa};$$

$$M_{\substack{a\\b}} = \frac{pl^2}{12}\frac{1}{2+\varkappa};$$

$$M_{\substack{c\\d}} = -\frac{pl^2}{6}\frac{1}{2+\varkappa}.$$



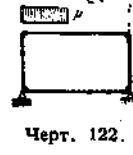
Черт. 121.

Нагрузка по черт. 122:

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{pl}{4}\,\frac{l}{h}\,\frac{(1+2\xi')\,\xi^2}{2+\varkappa};$$

$$M_{\substack{a\\b}} + \frac{pl^2}{12}\,\xi^2\left(\frac{1+2\,\xi'}{2+\varkappa} \mp \frac{3\,\xi'^2}{1+6\gamma}\right);$$

$$M_{\substack{c\\d}} = -\frac{pl^2}{6}\,\xi^2\left[\frac{1+2\,\xi'}{2+\varkappa} \pm \frac{3\,\xi'^2}{2(1+6\varkappa)}\right].$$



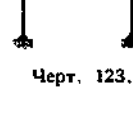
Черт. 122.

Нагрузка по черт. 123:

$$H_{\substack{a\\b}} + \frac{3}{2}\,P\xi\xi'\,\frac{l}{h}\,\frac{1}{2+\varkappa};$$

$$M_{\substack{a\\b}} = \frac{Pl}{2}\,\xi\xi'\left(\frac{1}{2+\varkappa} \mp \frac{\xi'-\xi}{1+6\varkappa}\right);$$

$$M_{\substack{c\\d}} = -Pl\xi\xi'\left[\frac{1}{2+\varkappa} \pm \frac{\xi'-\xi}{2\cdot(1+6\varkappa)}\right].$$



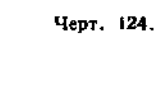
Черт. 123.

Нагрузка по черт. 124:

$$H_{\substack{a\\b}} = -\frac{wh}{2}\left[\pm 1 + \frac{5+2\varkappa}{4\cdot(2+\varkappa)}\right];$$

$$M_{\substack{a\\b}} = -\frac{wh^2}{24}\left(\frac{3+\varkappa}{2+\varkappa} \pm 6\,\frac{1+4\varkappa}{1+6\varkappa}\right);$$

$$M_{\substack{c\\d}} = -\frac{wh^2}{24}\,\varkappa\left(\frac{1}{2+\varkappa} \mp \frac{12}{1+6\varkappa}\right)$$



Черт. 124.

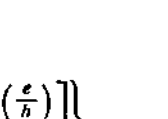
Нагрузка по черт. 125:

$$H_{\substack{a\\b}} = -\frac{wh}{20}\,\frac{16+7\varkappa}{2+\varkappa};$$

$$M_{\substack{a\\b}} = -\frac{wh^2}{60}\,\frac{8+3\varkappa}{2+\varkappa};$$

$$M_{\substack{c\\d}} = -\frac{wh^2}{30}\,\frac{\varkappa}{2+\varkappa}.$$

Черт. 125.



Черт. 126.

Нагрузка по черт. 126:

$$H_{\substack{a\\b}} = -\frac{W}{2}\left\{\pm 1 + \left(1-\frac{e}{h}\right)\left[1+\frac{e}{h}\,\frac{2\cdot\left(1-\varkappa\,\frac{e}{h}\right)-\left(\frac{e}{h}\right)}{2+\varkappa}\right]\right\};$$

$$M_{\substack{a\\b}} = -\frac{Wh}{2}\,\frac{e}{h}\left[\left(1-\frac{e}{h}\right)\left(1-\frac{e}{h}\,\frac{1+\varkappa}{2+\varkappa}\right) \pm \left(1-3\,\frac{e}{h}\,\frac{\varkappa}{1+6\varkappa}\right)\right];$$

$$M_{\substack{c\\d}} = -\frac{Wh}{2}\,\gamma\left(\frac{e}{h}\right)^2\left[\frac{1-\frac{e}{h}}{2+\varkappa} \mp \frac{3}{1+6\varkappa}\right].$$

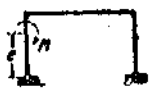


Черт. 127.

Нагрузка по черт. 127:

$$H_{\substack{a\\b}} = \mp \frac{W}{2}, \qquad M_{\substack{a\\b}} = \mp \frac{Wh}{2} \frac{1+3\varkappa}{1+6\varkappa};$$

$$M_{\substack{c\\d}} = \pm \frac{Wh}{2} \frac{3\varkappa}{1+6\varkappa}.$$



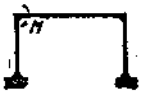
Черт. 128.

Нагрузка по черт. 128:

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{3}{4} \frac{M}{h} \frac{e}{h} \left[\left(2 - \frac{e}{h}\right) + \varkappa \frac{2 - 3\frac{e}{h}}{2+\varkappa} \right];$$

$$M_{\substack{a\\b}} = \frac{M}{2} \left[\frac{3}{2} \frac{e}{h} \left(2 - \frac{e}{h}\right) - 1 + \frac{1}{2} \varkappa \frac{e}{h} \frac{2 - 3\frac{e}{h}}{2+\varkappa} \pm \left(\frac{6\varkappa \frac{e}{h}}{1+6\varkappa} - 1 \right) \right];$$

$$M_{\substack{c\\d}} = -M \frac{e}{h} \varkappa \left[\frac{2 - 3\frac{e}{h}}{2\cdot(2+\varkappa)} \mp \frac{3}{1+6\varkappa} \right].$$



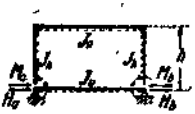
Черт. 129.

Нагрузка по черт. 129:

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{3}{2} \frac{M}{h} \frac{1}{2+\varkappa};$$

$$M_{\substack{a\\b}} = \frac{M}{2} \left[\frac{1}{2+\varkappa} \mp \frac{1}{1+6\varkappa} \right];$$

$$M_{\substack{c\\d}} = \frac{M}{2} \varkappa \left[\frac{1}{2+\varkappa} \pm \frac{6}{1+6\varkappa} \right].$$



Черт. 130.

Обозначения (черт. 130):

$$h' = h \frac{J_c}{J_k}; \qquad l'_0 = l \frac{J_c}{J_0}; \qquad l'_u = l \frac{J_c}{J_u}.$$

$$\varkappa_0 = \frac{h'}{l'_0}; \qquad \varkappa_u = \frac{h'}{l'_u};$$

$$\mu = \frac{1}{\varkappa_u}(2\varkappa_0 + 3) + (2 + \varkappa_0); \qquad \mu_1 = \frac{1+\varkappa_0}{\mu}; \qquad \nu = 1 + \frac{\varkappa_0}{\varkappa_u} + 6\varkappa_0$$



Черт. 131.

Нагрузка по черт. 131:

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{pl}{4} \frac{l}{h} \frac{1}{3+2\varkappa_0} (1+\mu_1).$$

$$M_{\substack{a\\b}} = + \frac{p^2}{12} \frac{1}{\mu};$$

$$M_{\substack{c\\d}} = - \frac{pl^2}{12} \left[\frac{3\cdot(1+\mu_1)}{3+2\varkappa_0} - \frac{1}{\mu} \right].$$



Черт. 132.

Нагрузка по черт. 132:

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{pl}{4} \frac{l}{h} \frac{(3-2\xi_0')\xi_0}{(3+2\varkappa_0)} (1+\mu_1);$$

$$M_{\substack{a\\b}} = + \frac{pl^2}{12} \xi^2 \left[\frac{1+2\xi_u'}{\mu} \mp \frac{3\xi_u'^2}{\nu} \right];$$

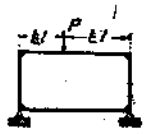
$$M_{\substack{c\\d}} = - \frac{pl^2}{12} \xi^2 \left[\frac{3\cdot(3-2\xi_0')(1+\mu_1)}{3+2\varkappa_0} - \frac{1+2\xi_u'}{\mu} \pm \frac{3\xi_u'^2}{\nu} \right].$$

Нагрузка по черт. 133:

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{3}{2} P \frac{\xi\xi'}{3+2\chi_0} \frac{l}{h} (1+\mu_1);$$

$$M_{\substack{a\\b}} = +\frac{P}{2} \xi\xi' \left[\frac{1}{\mu} \mp \frac{\xi'-\xi}{\nu}\right];$$

$$M_{\substack{c\\d}} = -\frac{P}{2} \xi\xi' \left[\frac{3\cdot(1+\mu_1)}{3+2\chi_0} - \frac{1}{\mu} \pm \frac{\xi'-\xi}{\nu}\right].$$



Черт. 133.

Нагрузка по черт. 134:

$$H_{\substack{a\\b}} = \frac{pl}{4} \frac{l}{h} \frac{\mu_1}{\chi_u};$$

$$M_{\substack{a\\b}} = \frac{pl^2}{12} \frac{2\chi_0+3}{\mu\chi_u};$$

$$M_{\substack{c\\d}} = -\frac{pl^2}{12} \left(\frac{3\mu_1}{\chi_u} - \frac{2\chi+\varkappa}{\mu\chi_u}\right).$$



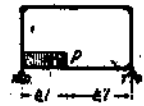
Черт. 134.

Нагрузка по черт. 135:

$$H_{\substack{a\\b}} = -\frac{pl}{4} \frac{l}{h} \xi^2 (3-2\xi) \frac{\mu_1}{\chi_u};$$

$$M_{\substack{a\\b}} = \frac{pl^2}{4} \frac{\xi^2}{\chi_u} \left[\frac{1}{3}(1+2\xi')(2\chi_0+3)\frac{1}{\mu} \pm \frac{\xi'^2\chi_0}{\nu}\right];$$

$$M_{\substack{c\\d}} = -\frac{pl^2}{4} \frac{\xi^2}{\chi_u} \left[(3-2\xi)\mu_1 - \frac{1}{3}(1+2\xi')(2\chi_0+3)\frac{1}{\mu} \mp \frac{\xi'^2\chi_0}{\nu}\right].$$



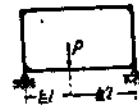
Черт. 135.

Нагрузка по черт. 136:

$$H_{\substack{a\\b}} = 3\frac{P}{2} \frac{l}{h} \xi\xi' \frac{\mu_1}{\chi_u};$$

$$M_{\substack{a\\b}} = \frac{Pl}{2} \frac{\xi\xi'}{\chi_u} \left[\frac{2\chi_0+3}{\mu} \pm \frac{(\xi'-\xi)\chi_0}{\nu}\right];$$

$$M_{\substack{c\\d}} = -\frac{Pl}{2} \frac{\xi\xi'}{\chi} \left[3\mu_1 - \frac{2\chi_0+3}{\mu} \mp \frac{(\xi'-\xi)\chi_0}{\nu}\right].$$



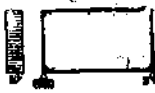
Черт. 136.

Нагрузка по черт. 137:

$$H_{\substack{a\\b}} = -\frac{wh}{2}\left\{\pm 1 + \frac{1}{4\cdot(3+2\chi_0)}\left[3\cdot(2+\chi_0)+\mu_1(3+\chi_0)\right]\right\}$$

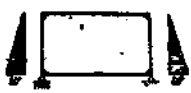
$$M_{\substack{a\\b}} = -\frac{wh^2}{4}\left[\frac{3+\chi_0}{6\mu} \pm \frac{1+4\chi_0}{\nu}\right];$$

$$M_{\substack{c\\d}} = -\frac{wh^2}{4}\frac{\chi_0}{\chi}\left[\frac{3+\varkappa}{6\mu} \mp \frac{1+2\chi_u}{\nu}\right].$$


Черт. 137.

Нагрузка по черт. 138:

$$H_b = -\frac{wh}{20}\cdot\frac{1}{3+2x_0}\left[(20+11x_0)+(8+3x_0)\mu_1\right];$$

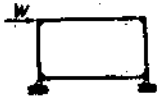


Черт. 138.

$$M_a = -\frac{wh^2}{60}\frac{9+3x_0}{\mu};$$

$$M_c = -\frac{wh^2}{60}\frac{x_0}{x_u}\frac{7+2x_0}{\mu}.$$

Нагрузка по черт. 139:



Черт. 139.

$$H_b = \mp\frac{W}{2};$$

$$M_a = \mp\frac{Wh}{2}\frac{1+3x_0}{\nu};$$

$$M_c = \pm\frac{Wh}{2}\left(1-\frac{1+3x_0}{\nu}\right).$$

Нагрузка по черт. 140:



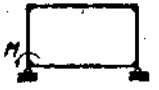
Черт. 140.

$$H_b = -\frac{3}{2}\frac{M}{h}\frac{1+\mu_1}{3+2x_0};$$

$$M_a = -\frac{M}{2}\left(\frac{1}{\mu}\mp\frac{1}{\nu}\right);$$

$$M_c = \frac{M}{2}\left[\frac{1}{x_u}\frac{3+2x_u}{\mu}\pm\frac{1}{\nu}\right] \text{ (у стойки)}.$$

Нагрузка по черт. 141:



Черт. 141.

$$H_b = -\frac{3}{2}\frac{M}{h}\frac{\mu_1}{x_u};$$

$$M_a = -\frac{M}{2}\frac{1}{x_u}\left(\frac{3+2x_0}{\mu}\pm\frac{x_0}{\nu}\right);$$

(у стойки)

$$M_c = -\frac{M}{2}\frac{1}{x_u}\left(\frac{2+x_0}{\mu}\mp\frac{x_0}{\nu}\right).$$

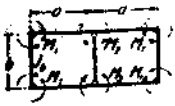
Рама резервуара под действием внутреннего давления p:



Черт. 142.

$$\frac{b}{a}=\beta,\quad \frac{b'}{a'}=\beta';$$

$$M_1 = \frac{pa^2}{12}\frac{1+\beta^2\beta'}{1+\beta'};$$

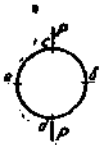


Черт. 143.

$$M_1 = \frac{pa}{12}\,\frac{1+2\beta^2\beta'}{1+2\beta'};$$

$$M_2 = \frac{pa^2}{12}\,\frac{1+3\beta'-\beta^2\beta'}{1+2\beta'}.$$

Кольцо.



Черт. 144.

$$M_a = M_b = -0{,}182Pr; \qquad N_a = N_b = -\frac{P}{2};$$

$$M_c = M_d = +0{,}318Pr; \qquad N_c = N_d = 0;$$

$$M_a = M_b = -\frac{pr^2}{4}; \qquad N_a = N_b = -pr;$$

$$M_c = M_d = +\frac{pr^2}{4}; \qquad N_c = N_d = 0.$$

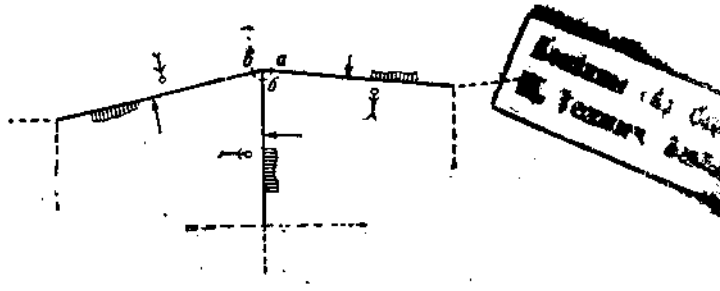


Черт. 145.

§ 9. Метод угловых деформаций.

На стр. 395 было указано, что по известным углам поворота и смещениям концов двухопорной балки можно, идя обратным путем против обычного, определить опорные моменты, действующие по концам такой балки. Так, для левого концевого момента было установлено выражение:

$$M_{лев.} = 4\frac{EI}{l}\alpha + 2\frac{EI}{l}\beta - 2Q\frac{2c'-c}{l^2} + \frac{6EI}{l^2}\cdot\Delta.$$



Черт. 146.

Составим для всех элементов рамы, сходящихся в каком-либо одном узле (назовем его центральным), выражения моментов на конце каждого элемента, примыкающего к рассматриваемому узлу (черт. 146), т. е. в точках a, $б$, $в$ и т. д.

Для точки a: $M_a = 4\frac{EI_1}{l_1}\alpha + 2\frac{EI_1}{l_1}\beta_1 - 2Q\frac{2c_1'-c_1}{l_1^2} + \frac{6EI_1}{l_1^2}\cdot\Delta_1$;

для точки $б$: $M_б = 4\frac{EI_2}{l_2}\alpha + 2\frac{EI_2}{l_2}\beta_2 - 2Q_2\frac{2c_2'-c_2}{l_2^2} + \frac{6EI_2}{l_2^2}\cdot\Delta_2$;

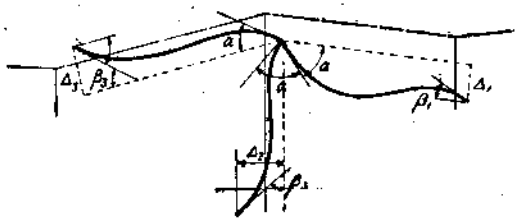
для точки $в$: $M_в = 4\frac{EI_3}{l_3}\alpha + 2\frac{EI_3}{l_3}\beta_3 - 2Q_3\frac{2c_3'-c_3}{l_3^2} + \frac{6EI_3}{l_3^2}\cdot\Delta_3$.

Т. к. мы для всех точек a, $б$, $в$ и т. д. пишем выражения моментов, исходя из ф-лы момента на левом конце ($M_{лев.}$), то, следовательно, себя, как наблюдателя, мы ставим перпендикулярно к элементу т. о., что рассматриваемый элемент располагается над нашей головой. Иллюстрацией этому показаны наблюдатели на черт. 146.

Напишем выражение суммы моментов со всех элементов, передающих их в рассматриваемый узел, и по условию равновесия приравниваем нулю; имеем:

$$\Sigma M_{лев.} = 4\alpha\left(\frac{EI_1}{l_1}+\frac{EI_2}{l_2}+\cdots\right)+2\left(\beta_1\frac{EI_1}{l_1}+\beta_2\frac{EI_2}{l_2}+\cdots\right)-$$

$$-2\left[\Omega_1\frac{2c_1'-c}{l_1^2}+\Omega_2\frac{2c_2'-c}{l_2^2}\cdots\right]+6\left[\Delta_1\frac{EI_1}{l_1^2}+\Delta_2\frac{EI_2}{l_2^2}+\cdots\right]=0.$$



Черт. 146а.

Число слагаемых в скобках равно числу элементов, сходящихся в рассматриваемом узле.

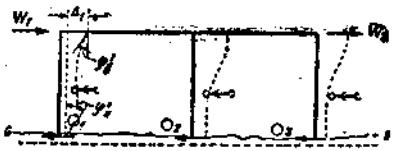
Обозначая $\frac{EI_1}{l_1}=i_1$; $\frac{EI_2}{l_2}=i_2\cdots$ (погонная жесткость) и сокращая на 2, имеем:

$$2\alpha\Sigma i+\Sigma\beta i=\Sigma\Omega\frac{2c'-c}{l^2}+3\Sigma\Delta\frac{i}{l},$$

что и составляет основное ур-ие метода деформаций.

Т. к. выражение $\Omega\frac{2c'-c}{l^2}$ представляет собою половину опорного момента, к-рый имел бы элемент, если бы он был балкой с заделанными концами (это следует из анализа ф-лы на стр. 395), то написанное выше ур-ие читается так:

«Двойной угол поворота центрального узла, умноженный на сумму погонных жесткостей всех элементов, сходящихся в узле, плюс сумма углов поворота смежных узлов, умноженных на соответствующие погонные жесткости, равны тройной сумме разностей линейных перемещений концов элементов, умноженных на погонные жесткости и деленных на длины, плюс полусумма опорных моментов в центральном узле всех элементов, рассматриваемых как балки с заделанными концами». (Подр. см. Жемочкин Б. Н., Расчет рам по способу угловых деформаций).



Черт. 147.

На стр. 428 дается подробная сводка величин $\Omega\frac{2c'-c}{l^2}$ и др. для разных видов нагрузки двухопорной балки, необходимых для расчета по методу деформаций.

Для рамных конструкций с несмещаемыми узлами можно обойтись при помощи указанного основного ур-ия, последовательно выписывая его для каждого узла (ур-ий будет столько, сколько узлов, т. е. неизвестных). Совместное решение таких ур-ий позволит определить все углы поворота, а по ф-лам $M_{лев.}$ и $M_{прав.}$ (или по одной ф-ле $M_{лев}$), указанных на стр. 428, вычисляются концевые моменты, по к-рым и строится эпюра изгибающих моментов.

Для рам со смещаемыми узлами одних основных ур-ий нехватает и приходится обращаться к особым дополнительным, за к-рые выбирают сумму проекций на горизонтальную ось всех внешних и внутренних сил по какому-либо разрезу колонн (черт. 147). В ур-ие проекций войдут верхние горизонтальные силы и поперечные силы. Выражая поперечные силы через концевые моменты, а последние—через углы поворота и смещения концов (т. е. перемещения верхнего и нижнего концов колонн), будем иметь дополнительно ур-ие в виде:

$$\Sigma X=0;\quad\Sigma\frac{i}{l}(\Delta_н+\Delta_в)=2\Sigma\Delta\frac{i}{l^2}+\Sigma\frac{W}{6},$$

где сумма распространяется на все перерезанные колонны, h—высота колонны, φ_n и φ_k—углы поворота низа и верха колонны, Δ—относительное смещение верха колонны относительно низа.

Таких ур-ий надлежит составлять столько, сколько неизвестных линейных смещений имеет рассчитываемая рама.

Пример. Двухпролетная рама (черт. 148), подверженная действию вертикальной нагрузки 3 $т/м$.

Начинаем с подсчета погонных жесткостей:

для элемента 1—5 при $I=1{,}2$ $i=\frac{I}{l}=\frac{1{,}2}{3{,}0}=0{,}4$;

» » 1—2 » $I=2{,}8$ $i=\frac{I}{l}=\frac{2{,}8}{7}=0{,}4$;

» » 2—3 » $I=1$ $i=\frac{I}{l}=\frac{1}{1}=1{,}0$;

» » 2—6 » $I=2$ $i=\frac{I}{l}=\frac{2}{4}=0{,}5$;

» » 3—4 » $I=2$ $i=\frac{I}{l}=\frac{2}{5}=0{,}4$;

» » 4—7 » $I=1{,}5$ $i=\frac{I}{l}=\frac{1{,}5}{6}=0{,}25$.

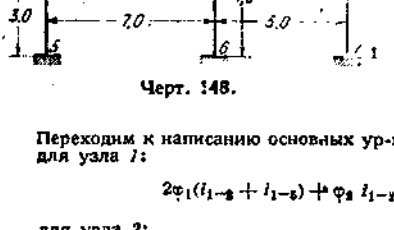
Свободные члены, зависящие от нагрузки, будут (см. табл. на стр. 428):

для первого пролета:

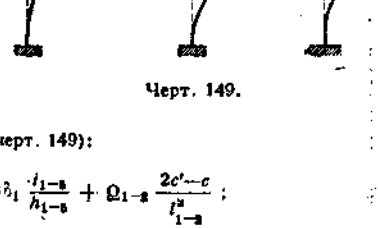
$$\frac{9_1 l_1^3}{24}=\frac{(3\cos\alpha_1)\cdot 7{,}06^3}{24}=6{,}19;$$

для второго пролета:

$$\frac{9_2 l_2^3}{24}=\frac{(3\cos\alpha_2)\cdot 5{,}10^3}{24}=3{,}18.$$



Черт. 148.



Черт. 149.

Переходим к написанию основных ур-ий (черт. 149):

для узла 1:

$$2\varphi_1(i_{1-2}+i_{1-5})+\varphi_2 i_{1-2}=3\delta_1\frac{i_{1-5}}{h_{1-5}}+\Omega_{1-2}\frac{2c'-c}{l_{1-2}^2};$$

для узла 2:

$$2\varphi_2(i_{2-6}+i_{2-3}+i_{1-2})+\varphi_3 i_{2-3}+\varphi_1 i_{1-2}=3\delta_1\frac{i_{2-6}}{h_{2-6}}+3\delta_2\frac{i_{2-3}}{l_{2-3}}-\Omega_{1-2}\frac{2c'-c}{l_{1-2}^2};$$

для узла 3:

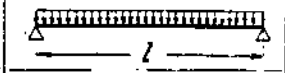
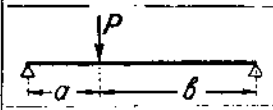
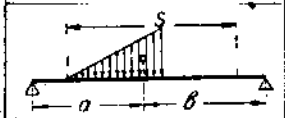
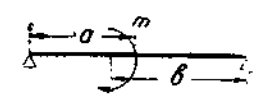
$$2\varphi_3(i_{3-4}+i_{3-6})+\varphi_2 i_{2-3}+\varphi_4 i_{3-4}=3\delta_2\frac{i_{3-6}}{h_{3-6}}+\Omega_{3-4}\frac{2c'-c}{l_{3-4}^2};$$

для узла 4:

$$2\varphi_4(i_{3-4}+i_{4-7})+\varphi_3 i_{3-4}=3(\delta_1+\delta_2)\frac{i_{4-7}}{h_{4-7}}-\Omega_{3-4}\frac{2c'-c}{l_{3-4}}.$$

Через δ_1 обозначено перемещение узлов 1 и 2; через δ_2—перемещение узла 3 относительно узла 2.

Табл. величин, зависящих от нагрузки и входящих в основное и дополнительное ур-ния метода деформаций.

№№ по пор.	Случай загрузки	$\Omega \cdot \frac{(2c'-c)}{l^2}$	$\Omega \cdot \frac{(c'-2c)}{l^2}$	$6\Omega \cdot \frac{(c'-c)}{l^3}$
1		$\frac{ql^3}{24}$	$-\frac{ql^3}{24}$	0
2		$P\frac{ab^2}{2l^2}$	$-P\frac{ba^2}{2l^2}$	$P\frac{ab(b-a)}{l^3}$
3		$\frac{qs}{2l^2}\cdot\left[ab^2-\frac{s^2}{12}(2b-a)\right]$	$-\frac{qs}{2l^2}\left[ba^2-\frac{s^2}{12}(2a-b)\right]$	$\frac{qs}{l^3}\left[ab(b-a)\cdot\frac{s^2l}{4}\right]$
4		$\frac{ql^2}{60}$	$-\frac{ql^2}{40}$	$-\frac{3}{20}ql$
5		$\frac{qs}{72l^2}\left[18b^2a-s^2(2b-a)-\frac{2}{15}s^2\right]$	$-\frac{qs}{72l^2}\left[18a^2b-s^2(2a-b)-\frac{2}{15}s^2\right]$	$\frac{qs}{12l^3}\cdot[(b-a)(6ab-s^2)]$
6		$\frac{5}{192}ql^2$	$-\frac{5}{192}ql^2$	0
7		$m\frac{b}{2l}\left[1-3\left(\frac{a}{l}\right)^2\right]$	$m\cdot\frac{a}{2l}\left[1-3\left(\frac{b}{l}\right)^2\right]$	$\frac{m}{l^3}\cdot[3(a^2+b^2)-2l^2]$

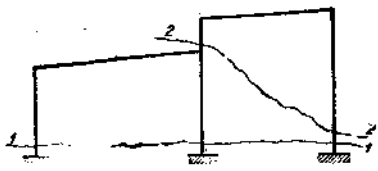
Подставляя цифровые значения, имеем окончательно:

$$1{,}6\varphi_1 + 0{,}4\varphi_2 = 0{,}4\delta_1 + 6{,}18;$$

$$3{,}8\varphi_2 + \varphi_3 + 0{,}4\varphi_1 = 0{,}375\delta_1 + 3\delta_2 - 6{,}18;$$

$$2{,}8\varphi_3 + \varphi_2 + 0{,}4\varphi_4 = 3\delta_2 + 3{,}18;$$

$$1{,}3\varphi_4 + 0{,}4\varphi_3 = 0{,}125\delta_1 + 0{,}125\delta_2 - 3{,}12.$$



Черт. 150.

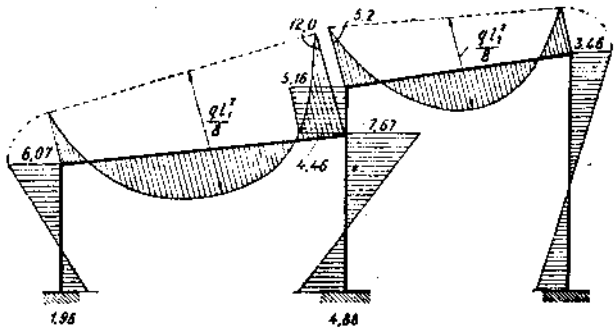
Недостающие два ур-ия (всего неизвестных шесть) получим, проводя разрезы, показанные на черт. 150, и выписывая дополнительные ур-ия:

Для разреза *1—1* имеем:

$$\varphi_1 \frac{i_{1-5}}{h_{1-5}} + \varphi_2 \frac{i_{2-6}}{h_{2-6}} + \varphi_4 \frac{i_{4-7}}{h_{4-7}} = 2\delta_1 \left(\frac{i_{1-5}}{h^2_{1-5}} + \frac{i_{2-6}}{h^2_{2-6}} \right) + 2(\delta_1 + \delta_2) \frac{i_{4-7}}{h^2_{4-7}}.$$

Для разреза *2—2* имеем:

$$(\varphi_2 + \varphi_3) \frac{i_{2-3}}{h_{2-3}} + \varphi_4 \frac{i_{4-7}}{h_{4-7}} = 2\delta_2 \frac{i_{2-3}}{h^2_{2-3}} + 2(\delta_1 + \delta_2) \frac{i_{4-7}}{h^2_{4-7}}.$$



Черт. 151.

Решая все ур-ия, имеем для неизвестных значения:

$$\varphi_1 = 5{,}25;\ \varphi_2 = -2{,}78;\ \varphi_3 = 2{,}02;\ \varphi_4 = -2{,}75;$$
$$\delta_1 = 2{,}8;\ \delta_2 = -0{,}44.$$

На основании найденных перемещений переходим к вычислению концевых моментов по ф-лам $M_{лев.}$ или $M_{прав.}$ (в зависимости от того, как мы поставим себя как наблюдателя). В случае положительного момента откладываем его как ординату к наблюдателю, в противном случае — наоборот. На черт. 151 показана эпюра моментов, отложенная согласно указанному правилу. При таком условии эпюра откладывается от вытянутого волокна.

Сплошные арки.

§ 1. Общие пояснения.

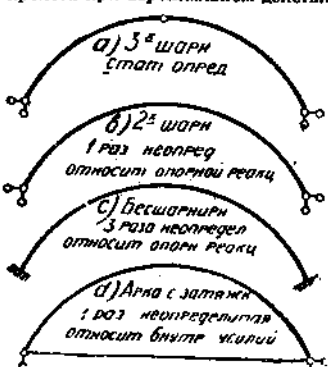
Арками называются системы, дающие наклонные реакции, направленные внутрь пролета при вертикальном действии нагрузки. Горизонтальная составляющая опорной реакции называется распором. По условиям опорных закреплений различают след. основные типы арок, получивших распространение в практике:

1) арка с тремя шарнирами—статически определимая (черт. 1.*a*);

2) арка с двумя шарнирами—один раз неопределимая (черт. 1.*b*);

3) арка без шарниров—три раза неопределимая (черт. 1 *c*).

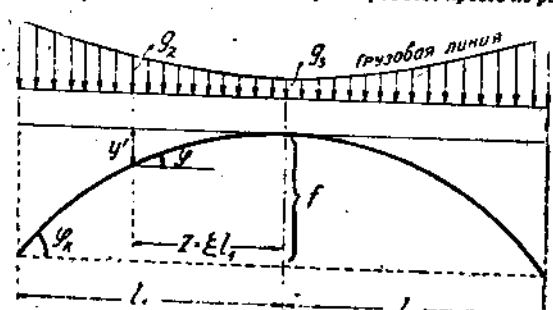
Кроме того, заменяя в черт. 1.*b* один горизонтальный опорный стержень затяжкой, получаем по черт. 1 *d* арку с затяжкой, один раз неопределимую, но уже относительно внутренних усилий. Характерным является влияние темп-ры на системы *b* и *c* и на систему *d*, но в последнем случае—тогда, когда материал затяжки неоднороден с материалом арки. Темп-рные деформации трехшарнирной арки компенсируются перемещением среднего шарнира. Влияние распора в указанных системах создает в пролете арки разгружающие отрицательные моменты, поэтому, вообще говоря, материал в арках использован рациональнее, чем в балках.



Черт. 1.

§ 2. Выбор оси арок.

Ось арки стремятся подобрать так, чтобы она совпадала с кривой давления от собственного веса (ненагруженное состояние моста). Вопрос этот просто не разрешается, т. к.



Черт. 2.

постоянная нагрузка (вес свода, забутка, надарочное строение) зависит от оси, а ось, как указано, в свою очередь зависит от нагрузки. Ниже изложен прием нахождения оси, удовлетворяющей поставленному выше условию.

g_s—постоянная нагрузка свода на единицу длины пролета у ключа; g_k—то же у пяты; g_z—на расстоянии z от ключа (черт. 2); y'—ордината оси свода, отсчитываемая от касательной в вершине свода.

Если предположить, что забутка ограничена сверху горизонталью, то нагрузку можно разложить на две части: 1) постоянную, равную g_s, и 2) переменную в зависимости от координаты $z = \xi l_1$ и пропорциональную ординате y':

$$g_z = g_s + \gamma y', \tag{1}$$

где γ—коэф-т пропорциональности, определяемый из начальных условий для пяты свода:

$$g_k = g_s + \gamma f,$$

откуда по подстановке γ в ур-ие (1):

$$g_z = g_s \left[1 + \frac{y'}{f}(m-1)\right], \tag{2}$$

где

$$m = \frac{g_k}{g_s}$$

(ур-ие грузовой линии) (черт. 2).

Направляя ось арки по кривой давления от нагрузки, заданной ур-ием (2), составляем ур-ие оси:

$$\frac{dy'}{dz} = \frac{Q_z}{H_g},$$

где: H_g—постоянный распор арки, Q_z—сумма левых сил в сечении z.

Дифференцируя по z, находим:

$$\frac{d^2y'}{dz^2} = \frac{g_z}{H_g} = \frac{g_s}{H_g}\left[1 + \frac{y'}{f}(m-1)\right].$$

Получаем дифференциальное ур-ие 2-го порядка рациональной оси вида:

$$\frac{d^2y'}{dz^2} - k^2y' = \frac{l_1^2 g_s}{H_g}.$$

Интегрируя и определяя произвольные постоянные, получаем ур-ие оси в замкнутой форме:

$$y' = \frac{f}{m-1}(\operatorname{ch} \tfrac{1}{2}k - 1). \tag{3}$$

Значения гиперболических функций (см. отд. «Математика»).

Здесь:

$$k = \ln\left(m + \sqrt{m^2-1}\right). \tag{4}$$

Порядок подбора оси сведется к след. операциям:

1) зная постоянную нагрузку в ключе g_s и в пяте g_k, находят

$$m = \frac{g_k}{g_s};$$

2) находят k по ур-ию (4);

3) по ур-ию (3) находят все ординаты.

На стр. 43 —433 приведена табл. 1, дающая ординаты оси для $f = 1$. Для промежуточных значений m соответствующие величины находятся п молинейной интерполяцией. (Подр. см.: 1) Каменцев и Дучинский, Бесшарнирные арочные мосты, 1928; 2) Strassner, Neuere Methoden, Band II; 3) Передерий, Курс мостов, ч. II, Мосты больших пролетов, отд. 1, Каменные мосты, 1925 (Помещен разбор рациональной оси, как ур-ия Катенойда Legay); 4) Заврие в, Расчет бесшарнирных арочных мостов, Тифл. инст., 1929; 5) Руднев, Труды МИИТ'а, вып. XV.)

§ 3. Законы изменения толщин свода.

Закону изменения толщин свода предъявляются след. условия:

1) он должен наиболее правильно распределять материал в своде; 2) по возможности упрощать расчет.

Ritter предложил для этой цели след. ур-ие толщин свода:

$$\frac{I_s}{I_z \cdot \cos\varphi_z} = 1 - (1-n)\xi^v, \tag{5}$$

Табл. 1. Ординаты оси свода, вычисленные по ур-ию (3)

Сечение	0 пята	1	2	3	4	5	6 четверть
Величины $m = \frac{gk}{g_0}$							
1,000	1,000	0,8403	0,6944	0,5625	0,4444	0,3403	0,2500
1,347	1,000	0,8331	0,6831	0,5493	0,4312	0,3284	0,2400
1,756	1,000	0,8256	0,6714	0,5359	0,4179	0,3163	0,2300
2,240	1,000	0,8180	0,6595	0,5223	0,4044	0,3042	0,2200
2,814	1,000	0,8101	0,6473	0,5085	0,3908	0,2920	0,2100
3,500	1,000	0,8019	0,6348	0,4944	0,3771	0,2798	0,2000
4,324	1,000	0,7935	0,6221	0,4801	0,3632	0,2675	0,1900
5,321	1,000	0,7849	0,6090	0,4656	0,3491	0,2552	0,1800
6,536	1,000	0,7758	0,5955	0,4507	0,3349	0,2428	0,1700
8,031	1,000	0,7664	0,5816	0,4356	0,3205	0,2303	0,1600
9,889	1,000	0,7567	0,5673	0,4200	0,3059	0,2177	0,1500

Табл

Первая графа—ординаты в четверти пролета $\frac{y'_v}{f}$ \ Сечение	0 пята	1	2	3	4	5
0,25	16,000	13,444	11,111	9,000	7,111	5,444
0,24	17,780	14,947	12,376	9,117	7,023	5,258
0,23	19,722	15,504	12,074	9,224	6,926	5,067
0,22	21,841	16,620	12,526	9,322	6,820	4,874
0,21	24,150	17,796	13,010	9,409	6,704	4,677
0,20	26,676	19,038	13,499	9,485	6,578	4,477
0,19	29,441	20,351	13,993	9,548	6,442	4,274
0,18	32,476	21,741	14,490	9,597	6,294	4,068
0,17	35,812	23,208	14,988	9,629	6,134	3,858
0,16	39,494	24,765	15,487	9,643	5,962	3,644
0,15	43,572	26,420	15,985	9,637	5,776	3,428

В табл. даны значения

Т а б л

n \ Сечение	0 пята	1	2	3	4	5
1,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,8	1,077	1,070	1,063	1,056	1,049	1,042
0,6	1,186	1,164	1,145	1,126	1,109	1,093
0,5	1,260	1,227	1,197	1,170	1,145	1,122
0,4	1,357	1,305	1,260	1,221	1,186	1,154
0,3	1,494	1,408	1,339	1,282	1,233	1,191
0,25	1,587	1,474	1,387	1,317	1,260	1,211
0,2	1,710	1,554	1,442	1,357	1,289	1,233
0,15	1,882	1,655	1,508	1,403	1,322	1,256

В табл. даны значения величин c,

при $f = 1$. Табличные данные необходимо множить на f.

7	8	9	10	11	12 замок	Ординаты в четверти
0,1736	0,1111	0,0625	0,0278	0,0070	0	0,25
0,1660	0,1059	0,0594	0,0264	0,0066	0	0,24
0,1584	0,1007	0,0563	0,0249	0,0062	0	0,23
0,1508	0,0955	0,0532	0,0235	0,0059	0	0,22
0,1432	0,0903	0,0502	0,0221	0,0055	0	0,21
0,1357	0,0852	0,0472	0,0208	0,0052	0	0,20
0,1282	0,0802	0,0443	0,0194	0,0048	0	0,19
0,1208	0,0751	0,0413	0,0181	0,0045	0	0,18
0,1133	0,0701	0,0384	0,0168	0,0041	0	0,17
0,1060	0,0652	0,0356	0,0155	0,0038	0	0,16
0,0986	0,0603	0,0327	0,0142	0,0035	0	0,15

ица 2.

6 четверть	7	8	9	10	11	12 замок	Сечение	Величины $m = \frac{g_k}{g_1}$
4,000	2,778	1,778	1,000	0,444	0,111	0	1,000	
3,788	2,559	1,633	0,910	0,401	0,100	0	1,347	
3,578	2,402	1,495	0,823	0,360	0,089	0	1,756	
3,371	2,223	1,363	0,741	0,322	0,079	0	2,240	
3,166	2,049	1,237	0,665	0,286	0,070	0	2,814	
2,964	1,882	1,118	0,593	0,253	0,062	0	3,500	
2,765	1,720	1,004	0,525	0,222	0,054	0	4,324	
2,569	1,564	0,898	0,462	0,193	0,046	0	5,321	
2,376	1,415	0,796	0,404	0,167	0,040	0	6,536	
2,187	1,272	0,701	0,350	0,143	0,034	0	8,031	
2,001	1,143	0,612	0,300	0,121	0,028	0	9,889	

еличин $\left(\frac{l}{f}\right)^2 \cdot \operatorname{tg}^2\varphi$

ица 3.

6 четверть	7	8	9	10	11	12 замок
1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
1,036	1,029	1,023	1,017	1,011	1,006	1,000
1,077	1,063	1,049	1,036	1,023	1,011	1,000
1,101	1,081	1,063	1,046	1,029	1,014	1,000
1,126	1,101	1,077	1,056	1,036	1,017	1,000
1,154	1,122	1,093	1,066	1,042	1,020	1,000
1,170	1,133	1,101	1,072	1,046	1,022	1,000
1,186	1,145	1,109	1,077	1,049	1,023	1,000
1,203	1,157	1,117	1,083	1,052	1,025	1,000

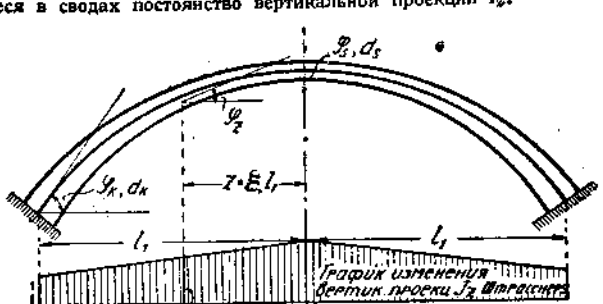
ычисленных по ур-ию (7)

где

$$n=\frac{I_s}{I_k\cdot\cos\varphi_k};\quad \xi=\frac{z}{e_1};$$

I_s—момент инерции в замке, I_k—в пяте, I_z—в сечении $\xi=\frac{z}{l_1}$ (черт. 3).

Штрасснер принимает $\nu=1$. В этом случае ур-ие (5) дает прямолинейный закон нарастания вертикальной проекции I_z. Случаю $n=1$ соответствует наиболее часто встречающееся в сводах постоянство вертикальной проекции I_z.



Черт. 3.

Если в ур-ие (5) при $\nu=1$ вместо I_s вставить I_k, значения толщин свода ds dz, то после преобразований получим ур-ие, служащее для определения толщин свода для заданной координаты:

$$\xi=\frac{z}{e_1}.$$

$$/\,d_z=d_s\cdot c\sqrt[6]{1+\operatorname{tg}^2\varphi_z}; \tag{6}$$

здесь:

$$c=\frac{1}{\sqrt[3]{1-(1-n)\xi}}. \tag{7}$$

Значения tangens'а можно вычислить по ур-ию оси (3):

$$\operatorname{tg}\varphi_z=\frac{dy'}{dz}=\frac{f\cdot k}{l_1(m-1)}\cdot\sin k\xi_k \tag{8}$$

k — определяется ур-ием (4),
m — определяется ур-ием (2).

Подбор ведется двояко: 1) либо задаются толщинами в замке и пяте по эмпирическим данным (напр., ф-ла Desnoyer-Croisette, см. отд. «Мосты»), вычисляют n и затем уже остальные величины (6), (7) и (8); 2) либо задаются значением n.

Рекомендуется принимать для шоссейных мостов $n=0{,}30$, для ж.-д.—$n=0{,}20$—$0{,}25$.

В табл. 2 и 3 помещены данные для определения величины c и $\operatorname{tg}\varphi_z$.

При назначении толщин целесообразно закон Штрасснера применять в бесшарнирных сводах и постоянное сечение—в трехшарнирных и двухшарнирных.

§ 4. Расчет трехшарнирной арки на постоянную нагрузку.

Аналитическое определение внешних и внутренних усилий при вертикальной нагрузке. Вертикальная составляющ я опорных реакций определяется по правилам нахождения опорных реакций балки пролетом l:

$$v_a=\frac{1}{l}M_b;\quad v_b=\frac{1}{l}M_a; \tag{9}$$

где M_a, M_b—моменты всех вертикальных нагрузок арки относительно опорных точек A, B (черт. 4).

Распор:

$$H_a=H_b=\frac{1}{f}M_c, \tag{10}$$

где M_c—момент всех вертикальных сил (включая и опорную реакцию) относительно шарнира c, находящихся левее шарнира.

Для сечения с координатами X_m, Y_m:

момент:

$$M_m = M_m^0 - HY_m; \tag{11}$$

поперечная сила:

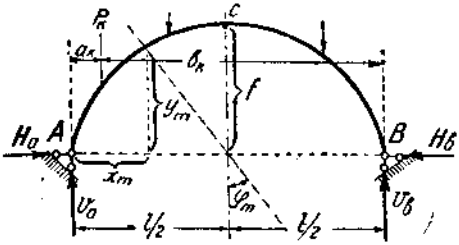
$$Q_m = Q_m^0 \cdot \cos\varphi_m - H \cdot \sin\varphi_m; \tag{12}$$

нормальная сила:

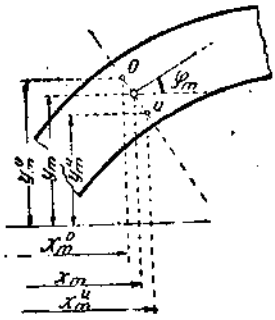
$$N_m = Q_m^0 \cdot \sin\varphi_m + H \cdot \cos\varphi_m. \tag{13}$$

Здесь: M_m^0—момент в сечении X_m простой балки пролетом l; Q_m^0—поперечная сила там же.

Если требуется определить момент относительно точек ядра сечения (см. отд. «Сопротивление материалов»—«Сложное сопротивление»), то вместо y_m подставляются координаты ядра сечения (черт. 5), к-рые для случая прямоугольного сечения высотой d вычисляются по ф-лам:



Черт. 4.



Черт. 5.

$$\left.\begin{aligned} &\text{верхняя точка: } Y_m^0 = Y_m + \frac{d}{6\cos\varphi_m} \\ &\text{нижняя точка: } Y_m^u = Y_m - \frac{d}{6\cos\varphi_m} \end{aligned}\right\} \tag{14}$$

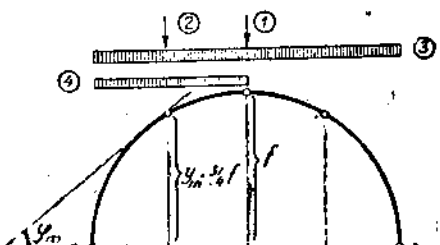
Напряжения в сечениях определяются по ф-ле двухчленного типа, если определен момент относительно ц. т. сечения M_m:

$$n = \frac{N_m}{F_m} \pm \frac{M_m}{W_m}, \tag{15}$$

либо по ф-лам одночленным, если определены моменты относительно точек ядра сечения:

$$n_u = \pm\frac{M_{ядр.}^0}{W_m}; \quad n_0 = \pm\frac{M_{ядр.}^u}{W_m} \tag{16}$$

(n_0 относится к верхней фибре арки, n_u— к нижней). Здесь: F_m—площадь сечения арки, W_m—момент сопротивления арки.



Черт. 6.

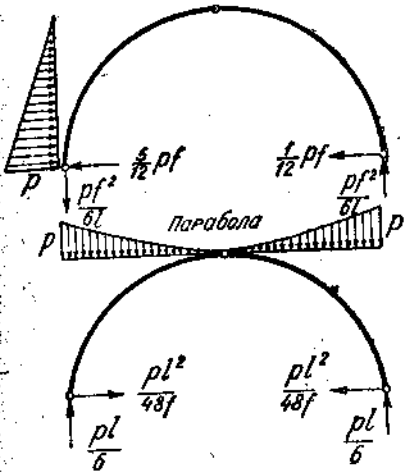
В случае несимметричного сечения следует поступать по обычным правилам (см. отд. «Сопротивление материалов»—«Сложное сопротивление»).

Табл. 4. Симметричная параболическая трехшарнирная арка (черт. 6).

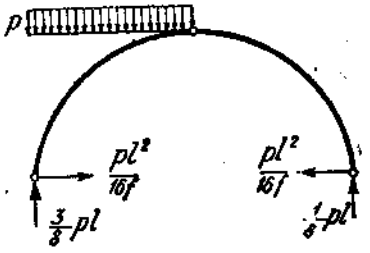
$$\operatorname{tg}\varphi_m = \frac{2f}{l};\quad \cos\varphi_m = \frac{1}{\sqrt{1+\left(\frac{2f}{l}\right)^2}}.$$

№	Загружение	v_a	v_b	H	M_m $^1/_4 l$	M_{m_1} $^3/_4 l$	N_m	N_{m_1}
1	Груз P в среднем шарнире	$\frac{P}{2}$	$\frac{P}{2}$	$\frac{Pl}{4f}$	$-\frac{Pl}{16}$	$-\frac{Pl}{16}$	$P\left(\frac{l}{4f}+\frac{f}{l}\right)\cdot\cos\varphi_m$	$P\left(\frac{l}{4f}+\frac{f}{l}\right)\cdot\cos\varphi_m$
2	Груз P в четверти пролета	$\frac{3}{4}P$	$\frac{1}{4}P$	$\frac{Pl}{8f}$	$+\frac{3}{32}Pl$	$-\frac{1}{32}Pl$	$\frac{P}{2}\left(\frac{l}{4f}+\frac{3f}{l}\right)\cdot\cos\varphi_m$	$\frac{P}{2}\left(\frac{l}{4f}+\frac{f}{l}\right)\cdot\cos\varphi_m$
3	Равномерная нагрузка по всему пролету	$\frac{ql}{2}$	$\frac{ql}{2}$	$\frac{ql^2}{8f}$	0	0	$\frac{q}{2}\left(\frac{l^2}{4f}+f\right)\cdot\cos\varphi_m$	$\frac{q}{2}\left(\frac{l^2}{4f}+f\right)\cdot\cos\varphi_m$
4	Равномерная нагрузка до средины пролета	$\frac{3}{8}ql$	$\frac{1}{8}ql$	$\frac{ql^2}{16f}$	$+\frac{ql^2}{64}$	$-\frac{ql^2}{64}$	$\frac{q}{2}\left(\frac{l^2}{4f}+f\right)\cdot\cos\varphi_m$	$\frac{q}{4}\left(\frac{l^2}{4f}+f\right)\cdot\cos\varphi_m$

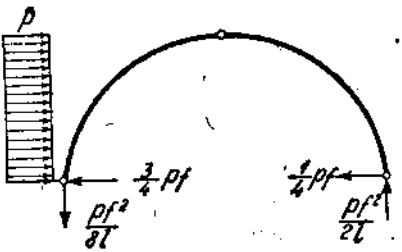
Таблица опорных реакций трехшарнирной арки для наиболее часто встречающихся случаев нагрузки.



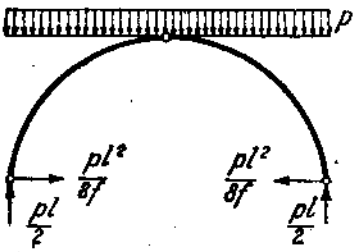
Черт. I — II.



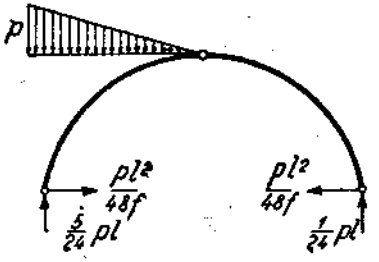
Черт. IV.



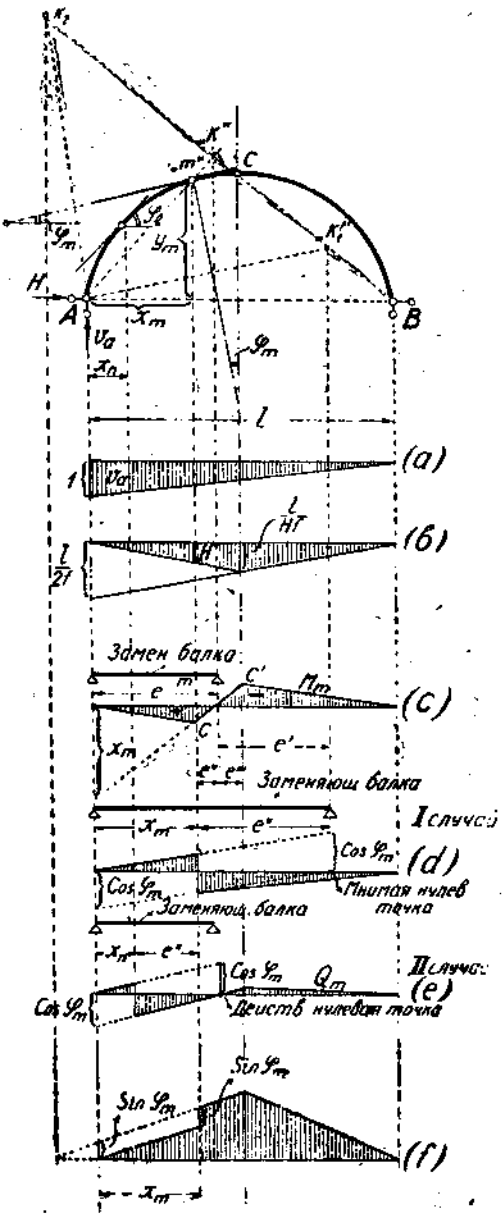
Черт. V.



Черт. III.



Черт. VI.



Черт. 6-а—g.

§ 5. Расчет трехшарнирной арки на подвижную нагрузку.

Расчет на подвижную нагрузку производится при помощи линий влияния. Линия влияния опорной реакции строится по правилу балочных опорных реакций (черт. 6,*a*). Линия влияния H строится по ур-ию (10) (черт. 6,*b*). Линии влияния $M_mQ_mN_m$ строятся при помощи ур-ий (11), (12), (13).

Существенным является определение нулевой точки линии влияния. Для построения линии влияния момента в произвольном сечении (x_my_m) (черт. 6,*c*) нулевая точка найдется на пересечении линии CB, соединяющей шарниры C и B, и линии Am, проведенной через опору A и рассматриваемое сечение m. Проекция точки встречи K на ось линии влияния даст положение нулевой точки, после чего на левой опоре откладывается величина X_m и далее проекция сечения m и шарнира C соединяются с опорами. Линия влияния в пределах от нулевой точки до опоры может рассматриваться как линия влияния момента простой балки (заменяющая балка) в том же сечении m. Принципиально те же рассуждения приложимы и к построению линии влияния Q_mN_m.

В случае инфлюэнтной линии поперечной силы точка K_1, определяющая положение нулевой точки, найдется на пересечении линии AK_1, проведенной параллельно касательной к арке в данном сечении. Здесь могут быть два случая: 1) точка K_1 лежит правее шарнира C (черт. 6,*d*)—получается т. наз. минимая нулевая точка; 2) точка K_1 лежит левее шарнира c (черт. 6,*e*)—действительная нулевая точка (для сечения X_m).

На левой опоре откладывается $\cos\varphi_m$ и сносятся попрежнему сечение и шарнир C. Полученные точки соединяются с опорами. В последнем случае расчет также можно вести по заменяющей балке пролетом e (черт. 6,*e*). Для нормальной силы нулевая точка находится как проекция точки K_2 встречи линии CB и линии AK_2, проведенной перпендикулярно к касательной к арке в данном сечении. Остальное видно на черт. 6,*f*.

Если расчет ведется при помощи вычисления моментов для ц. т. сечения, то суммарные фибровые напряжения в арках от центрового момента и нормальной силы находятся по ф-ле (15) предыдущего параграфа. Это приводит к одновременному пользованию двумя линиями влияния M_m и N_m и вводит элемент неопределенности в смысле выбора такой критической установки поезда, к-рая давала бы невыгоднейшую (максимальную) комбинацию действия этих двух факторов. Поэтому рекомендуется пользоваться только

ядровыми моментами, т. к. в этом случае пользование инфлюэнтой нормальной силы отпадает, и при вычислении напряжений в соответствии с этим применять ф-лы (16) § 4:

на сжатие	на растяжение
$n_0 = \frac{M^u_{ядр.\ max}}{W_m}$	$n_0 = \frac{M^u_{ядр.\ min}}{W_m}$
$n_u = -\frac{M^0_{ядр.\ min}}{W_m}$	$n_u = -\frac{M^0_{ядр.\ max}}{W_m}$

(17)

Построение инфлюэнтных линий ядровых моментов производится согласно изложенному выше, с тем лишь отличием, что везде под x_m и y_m подразумеваются координаты крайних точек ядра сечения, вычисляемые по ф-лам (14) § 4 (подр. о ядровых моментах см. проф. И. В. Прокофьев, Теория сооружений, ч. I).

Т. о., в дальнейшем рассмотрим загружение линий влияния M_m и Q_m, опуская N_m.

Абсциссу нулевой точки можно найти, помимо графического построения, аналитически из условий по черт. 7:

$$\frac{f}{n} = \frac{y_e}{e'}\ ;\ \frac{y_e}{e} = \frac{y_m}{x_m};$$

отсюда:

$$\frac{f}{n} = \frac{y_m}{x_m}\cdot\frac{e}{e'}. \qquad (18)$$

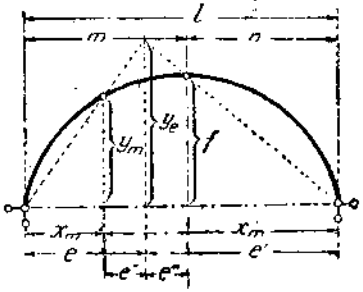
Второе условие для e и e':

$$e + e' = l.$$

Это дает абсциссы нулевых моментных точек:

$$e = \frac{1}{\frac{n}{f}\frac{y_m}{x_m} + 1}\ l;$$

$$e' = \frac{1}{1 + \frac{f}{n}\frac{x_m}{y_m}}\ l. \qquad (19)$$



Черт. 7.

Если расчет ведется при помощи равномерно распределенной нагрузки, то моменты от загружения положительного и отрицательного участков инфлюэнтных линий могут быть по черт. 6, *b* вычислены по ф-лам:

$$max M_p = \frac{p \cdot x_m \cdot e''}{2}\ ;$$

$$min M_p = -\frac{p \cdot n \cdot e'''}{2} \cdot \left(\frac{y}{f}\right). \qquad (20)$$

При пользовании нагрузкой в виде нормального поезда $max\ M_p$ находят как момент в сечении X_m простой балки длиной e, а $min\ M_p$—как умноженный на $\left(\frac{Y}{f}\right)$ момент простой балки в сечении e''' длиною e' (черт. 7 и 6,*c*).

Для поперечных сил также используется заменяющая балка.

Ф-ла для определения нулевой точки для $n = \frac{l}{2}$:

$$e = \frac{l}{\frac{e}{2f} \cdot \operatorname{tg} \varphi_m + 1}\ ;\ e''' = e - x_m. \qquad (21)$$

Ф-лы поперечных сил от загружения равномерно распределенной нагрузки на max и min:

$$Q_p = p\left(\frac{l - 2x_m}{2} \cdot \cos \varphi_m - \frac{p}{8f} \cdot \sin \varphi_m\right). \qquad (22)$$

При двух нулевых точках (черт. 6, *e*):

$$max\ Q_p = \frac{pe'^2}{2e} \cdot \cos \varphi_m\ ;$$

$$min\ Q_p = Q_p - \frac{pe''^2}{2e} \cdot \cos \varphi_m. \qquad (23)$$

При одной нулевой точке (черт. 6, *d*):

$$\left.\begin{aligned} max Q_p &= Q_b + \frac{p x_m^2}{2e} \cdot \cos\varphi_m \\ min Q_p &= -\frac{p x_m^2}{2e} \cdot \cos\varphi_m \end{aligned}\right\} \qquad (24)$$

Прогиб трехшарнирных арок.

Общий прием определения деформаций изложен в соответствующей главе. Для частного случая пологой параболической арки с *I*-Const. Мелан дает ур-ие линии влияния для прогиба ключевого шарнира:

$$\Delta y = \frac{l^3}{12EI}\,\frac{a}{l}\left[\left(\frac{a}{l}\right)^3 - \left(\frac{a}{l}\right)^2 + \frac{3}{40}\right] - \frac{a\left[8 + 3\left(\frac{l}{f}\right)^2\right]}{24EF},$$

где *a*—расстояние груза от опорного шарнира, *l*—пролет, *f*—стрела арки, *I*, *F*—постоянные момент инерции и площадь сечения арки.

Равномерно распределенная сплошная нагрузка *g* вызывает прогиб в ключе.

$$\Delta y = -g\,\frac{l^3}{96EF}\left[8 + 3\left(\frac{l}{f}\right)^2\right].$$

Лит. Прокофьев, Курс статики сооружений; Тимошенко, Курс статики сооружений; Германский бетонный союз., Статика жел.-бет. сооружений, т. II; Передерий, Курс жед.-бет. мостов; Кеглер, Таблицы для расчета сводов.

§ 6. Двухшарнирная арка.

Двухшарнирная арка представляет собою систему один раз неопределимую. За лишнее неизвестное принимают горизонтальную составляющую опорной реакции, принимая, т. о., за основную систему кривой брус-балку, покоящуюся на трех стержнях.



Черт. 8.

Метод расчета (черт. 8). Распор определяют из канонического ур-ия деформации:

$$X = -\frac{\delta_{xp} + \delta_{xt} + \Delta_l}{\delta_{xx}}. \qquad (25)$$

Здесь: δ_{xx}—перемещение по горизонтали левого конца арки в основной системе под влиянием силы $X = 1$, приложенной там же и по тому же направлению, δ_{xp}—перемещение, вызванное нагрузкой, δ_{xt}—перемещение, вызванное темп-рой, усадкой бетона; Δ_l—перемещение опор по горизонтали.

Значения перемещений основной системы находят по ф-лам:

Для нагрузки:

$$\delta_{mn} = \int \frac{M_m M_n}{EI}\,ds + \int \frac{N_m N_n\,ds}{Eo} \qquad (26)$$

(действием поперечных сил пренебрегают).

Для перемещений Δ_{xt} применяется ф-ла:

$$\delta_{xt} = \alpha i \int_0^s N_p\,ds + \frac{\alpha\,\Delta t}{d}\int_0^s M_p ds. \qquad (27)$$

Здесь α—коэф-т линейного расширения материала арки; для бетона и железобетона $\alpha = 0{,}000012$, для камня $\alpha = 0{,}000008$; t—равномерный нагрев; $\Delta t = t_0 - t_u$—разность нагрева верхних и нижних волокон арки.

Примечание. В арках большой кривизны добавляются члены, содержащие влияние кривизны. При $\frac{\rho}{d} > 4$ этими членами можно пренебречь. Здесь ρ—радиус кривизны очертания свода, d—толщина свода (подр. см. проф. Прокофьев, Теория сооружений, ч. II, стр. 21).

Из ф-лы (25) получают при $M_x = -y \cdot N_x = -\cos\varphi$ (пренебрегая неравномерным нагревом):

$$X = \frac{\int_0^s \frac{M_p y ds}{X_x} + E\alpha t l + E\Delta l}{\int_0^s \frac{y^2 ds}{I_x} + \int_0^s \frac{\cos^2 \varphi_x \, ds}{\omega_x}}. \qquad (28)$$

Здесь M_p—балочный момент от нагрузки в сечении x, N_p—нормальная сила в основной системе от нагрузки, ω_x—площадь поперечного сечения, I_x—момент инерции арки относительно нейтральной оси, φ_x—наклонение касательной, y—ордината оси свода.

Для оценки влияния продольных сил на знаменатель последний преобразовывают:

$$\delta_{xx} = (1+\mu)\int_0^s y^2 \frac{ds}{I_x}, \qquad (28a)$$

где

$$\mu = \frac{\int_0^s \frac{\cos^2 \varphi_x \, ds}{\omega}}{\int_0^s y^2 \frac{ds}{I_x}}. \qquad (29)$$

Вычисления интегралов, входящих в ф-лу (28), производят тремя способами:

1) аналитическим,— возможен при функциональном задании оси арки; сводится к непосредственному выполнению квадратур, при чем обычно при $f : l < 5$ полагают $ds = dx$ и интегрирование ведут по переменной x в пределах от 0 до l[8]; 2) графическим,— производится при помощи двукратного построения веревочно-стержневых многоугольников (подр. см. Проскуряков, Сопротивление материалов; Филоненко-Бородич, Основы теории работы упругих сил); 3) приближенным,—когда вычисляют интегралы ф-лы (26) по ф-лам трапеций, для чего разбивают проекцию оси свода на n равных частей и вычисляют, напр., первый член по ф-ле:

$$\int_0^s \frac{f(x)}{I_x} ds = \int_0^l \frac{f(x)}{I_x \cdot \cos\varphi_x} dx = \Delta x \left\{ \frac{y_1}{2} + y_2 + y_3 + \ldots + \frac{y_n}{2} \right\}. \qquad (30)$$

Здесь: y_i—значение члена $\frac{f(x)}{I_x \cdot \cos\varphi_x}$, соответствующее ц. т. i-го куска Δx; I_x—момент инерции оси свода там же; φ_x—наклонение к горизонтали касательной к своду для той же точки.

Для той же цели применяют также ф-лу Симпсона,—более высокой точности. Для этого промежуток интегрирования разбивают на $2n$ равных частей, после чего применяют ф-лу:

$$\int_0^s \frac{f(x)\,dx}{I_x \cdot \cos\varphi_x} = \frac{\Delta x}{3}\left[y_0 + 2(y_2 + y_4 + \ldots y_{2n-2}) + 4(y_1 + y_3 + \ldots y_{2n-1}) + y_{2n}\right].$$

По нахождении распора X находят усилия для сечения с координатами (x_m, y_m) по ф-лам, аналогичным ф-лам (11), (12) и (13):

$$\left.\begin{aligned} M_m &= M_m^0 - X \cdot y_m \\ Q_m &= Q_m^0 \cdot \cos\varphi_m - X \cdot \sin\varphi_m \\ N_m &= Q_m^0 \cdot \sin\varphi_m - X \cdot \cos\varphi_m \end{aligned}\right\} \qquad (31)$$

Здесь M_m^0, Q_m^0—момент и поперечная сила в сечении m, как для простой балки.

Построение инфлюэнтных линий начинается с распора X, каковая строится от нагрузки $P = 1$ по ф-ле (25) при $\Delta l = \delta_{xt} = 0$ (черт. 9,*b*). Затем строятся инфлюэнтные линии усилий M_m, Q_m, N_m по ф-лам (31) с преобразованием их для удобства вычитания ординат к виду, указанному на черт. 6, *c*, *d*, *e*. Для построения инфлюэнтных линий ядро-

вых моментов необходимо под (x_m, y_m) разуметь координаты крайних точек ядра сечения, определяемые для прямоугольного сечения по ф-лам (14). Напряжения в случае осевых моментов следует определять по ф-лам (15), в случае ядровых—по ф-лам (17).

Ниже приводится табл., содержащая величины усилий при нек-рых частных загружениях свода.

Параболическая арка.

Ур-ние оси:

$$y = \frac{4f}{l^2} x (l - x).$$

Закон изменения сечения:

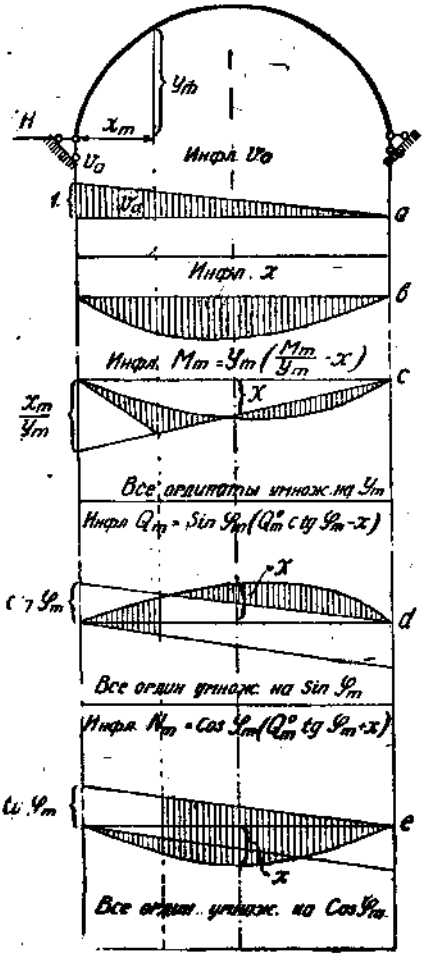
$$\frac{I_0}{I_\varphi \cdot \cos \varphi_m} = 1.$$

Множитель, учитывающий влияние продольных сил (см. ф-лу 28-а):

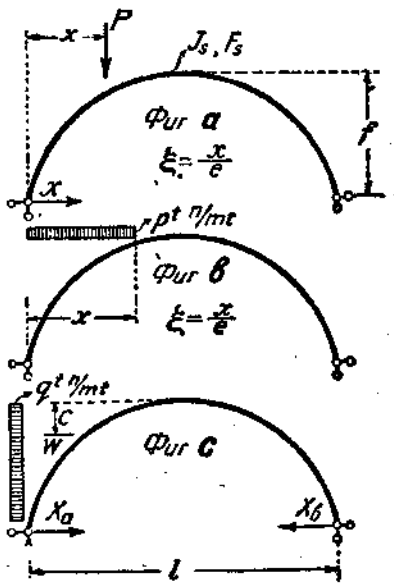
$$\mu = \frac{15}{8} \frac{I_0}{f^2 F_0}. \qquad (32)$$

Ур-ие линии влияния распора X (черт. 10-a):

$$X = \frac{5}{8} \frac{l}{f} \cdot \frac{P}{(1+\mu)} (\xi - 2\xi^3 + \xi^4). \qquad (33)$$



Черт. 9.



Черт. 10-a, b, c.

Распор от равномерной нагрузки, расположенной до сечения x (черт. 10-b):

$$X = \frac{pl^3}{16f} \frac{1}{(1+\mu)} \xi^3 (5 - 5\xi^2 + 2\xi^3). \qquad (34)$$

В частности загружение одной половины равномерно распределенной нагрузкой дает:

$$X = \frac{pl^3}{16f(1+\mu)}. \qquad (35)$$

Загружение всей арки равномерно распределенной нагрузкой дает:

$$X = -\frac{pl^2}{8f(1+\mu)}. \tag{36}$$

Если предположить постоянство сечения арки и в процессе интеграции для упрощения положить, согласно § 6, $\cos\varphi = 1$: $dx = ds$, то ур-ия (33)—(36) не изменятся, т. к. подынтегральные ф-ции, содержащие I_x, будут иметь тот же вид.

Горизонтальный груз W на расстоянии c от ключа (черт. 10-c):

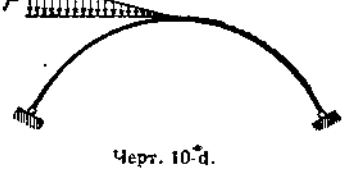
$$X_a = \frac{W}{2}\left[\frac{5f-c}{4f(1+\mu)}\left(\frac{c}{f}\right)^{\frac{3}{2}} + 1\right]; \tag{37}$$

$$X_b = \frac{W}{2}\left[\frac{5f-c}{4f(1+\mu)}\left(\frac{c}{f}\right)^{\frac{3}{2}} - 1\right]. \tag{38}$$

Равномерная горизонтальная нагрузка до уровня f (черт. 10-c):

$$X_a = -\frac{qf}{2}\left(1 + \frac{0{,}4286}{1+\mu}\right); \tag{39}$$

$$X_b = \frac{qf}{2}\left(1 - \frac{0{,}4286}{1+\mu}\right). \tag{40}$$

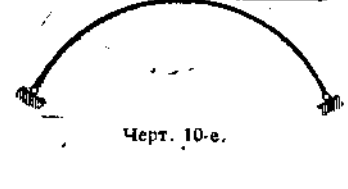


Черт. 10-d.

Нагрузка по черт. 10-d:

$$\underset{b}{X_a} = 0{,}02279\,\frac{pl^2}{f(1+\mu)};$$

$$A = \frac{5}{24}\,pl;\ B = \frac{1}{24}\,pl.$$



Черт. 10-e.

Нагрузка по черт. 10-e (парабола):

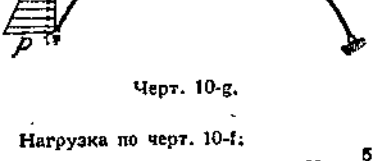
$$\underset{b}{X_a} = 0{,}01061\,\frac{pl^2}{f(1+\mu)};$$

$$A = B = \frac{pl}{6}.$$

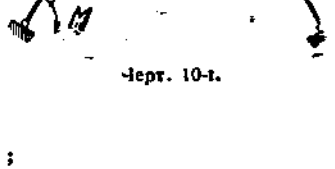
Нагрузка по черт. 10-g:

$$X_a = -0{,}4008pf;\ X_b = +0{,}0992pf;$$

$$A = -B = -\frac{pf^2}{6l};\ M_c = -0{,}01587pf^2.$$



Черт. 10-g.



Черт. 10-i.

Нагрузка по черт. 10-f:

$$\underset{b}{X_a} = \frac{5}{8}\,\frac{1}{1+\mu}\,\frac{M}{f};$$

$$A = -B = -\frac{M}{l};\quad M_c = -\frac{1}{8}\,M.$$

Равномерный нагрев на t и неравномерный на $\Delta t = t_0 - t_u$:

$$X_t = \frac{15EI_0}{8f^2(1+\mu)}\left[\alpha t - \frac{2}{3}\,\frac{\alpha\Delta t}{d}\,f\right], \tag{41}$$

где: t_0—темп-ра нагрева верхней поверхности арки, $t_н$—темп-ра нагрева нижней поверхности арки, d—толщина свода.

Смещение опор на Δl:

$$X_0 = -\frac{15EI_0 \cdot \Delta l}{8f^2 l(1+\mu)};$$

$$M_0 = -Xf;$$

I_0—момент инерции сечения в замке.

Если сечение арки постоянно убывает к опорам по закону $I_x = I \cdot \cos\varphi_x$.

Инфлюэнтная линия распора:

$$H = \frac{k_1 + k_2 + q^2\varphi_0}{\operatorname{tg}\varphi_0\,(7 + \operatorname{tg}^2\varphi_0)},$$

$$k_1 = \frac{35}{32}\left[1 - \frac{z}{\frac{l}{2}}\right]^3\left[5 - \left(\frac{z}{\frac{l}{2}}\right)^2\right];$$

$$k_2 = \frac{7}{32}\left[1 \left(\frac{z}{\frac{l}{2}}\right)^2\right]\left[3 + 3\left(\frac{z}{\frac{l}{2}}\right)^2 - 2\left(\frac{z}{\frac{l}{2}}\right)^4\right].$$

Здесь z—координата сечения, отсчитываемая от ключа арки.

Табл. 6. Значения k_1 и k_2.

$\frac{z}{\frac{l}{2}}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,00
k_1	5,469	5,403	5,208	4,887	7,441	3,896	3,248	2,516	1,717	0,871	0
k_2	0,656	0,656	0,655	0,648	0,630	0,595	0,535	0,434	0,323	0,192	0

§ 7. Двухшарнирная арка с затяжкой в уровне пят (черт. 1,*d*).

Расчет на нагрузку ведется по основному каноническому ур-ию для усилия в затяжке:

$$X = -\frac{\delta_{xp}}{\delta_{xx} - \frac{l}{E_z\omega_z}}. \qquad (42)$$

Здесь E_z, ω_z—модуль упругости затяжки и площадь ее сечения.

В развернутом виде вид ур-ия такой же, как и для простой арки:

$$X = -\frac{\int_0^s \frac{M_p y\,ds}{I_x}}{(1+\mu)\int_0^s \frac{y^2\,ds}{I_x}}, \qquad (43)$$

отличие состоит только в коэф-те μ:

$$\mu = \frac{\int_0^s \frac{\cos^2\varphi_x\,ds}{\omega} + \frac{E_\alpha \cdot l}{E_z \cdot \omega_z}}{\int_0^s y^2\frac{ds}{I_x}}. \qquad (44)$$

Здесь E_α—модуль упругости арки.

Расхождение опор по конструкции арки не влияет на усилие в затяжке, равномерный нагрев арки и затяжки при $E_a = E_z$ также не влияет.

При наличии неодинаковых темп-рных деформаций арки и затяжки распор следует определять по ф-ле:

$$H_t = \frac{E_a \Delta l_a - E_z \cdot \Delta l_z}{(1+\mu)\int_0^s y^2 \frac{ds}{I_x}}; \qquad (45)$$

$$\Delta l_a = \alpha_a \cdot t_a \cdot l_a; \quad \Delta l_z = \alpha_z \cdot t_z \cdot l_z.$$

По нахождении распора все усилия и инфлюэнтные линии строятся по ур-иям (31). Для параболической арки будут справедливы все ф-лы (31)—(38), нужно только коэф-т обжатия μ вычислять по ф-ле:

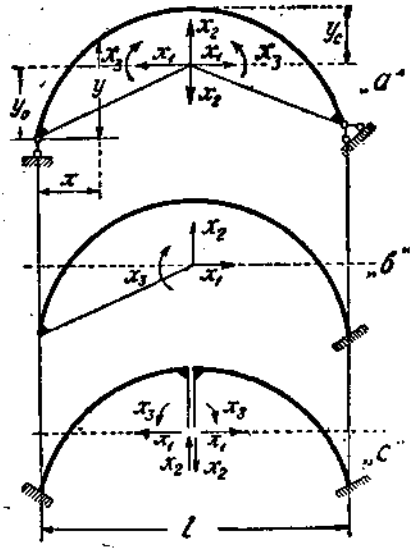
$$\mu = \frac{15}{8f^2}\left\{\frac{I_a}{\omega_a} + \frac{E_a I_a}{E_z \cdot \omega_a}\right\}. \qquad (46)$$

В темп-рной ф-ле (45) следует в этом случае вставить:

$$\int_0^s \frac{y^2\,ds}{I_x} = \frac{8}{15}\frac{f^2 l}{I_s}.$$

§ 8. Бесшарнирный свод.

Метод расчета. Система три раза неопределима. На черт. 11 указаны применяемые обычно основные статически определимые системы, к к-рым сводится расчет бесшарнирного свода. По фиг. *а* черт. 11 основной системой является кривой двухопорный статически определимый брус; по фиг. *b*— заделанный брус длиной l; по фиг. *c*—два заделанных бруса длиной $\frac{l}{2}$.



Черт. 11.

Во всех трех случаях для уничтожения побочных перемещений необходим воображаемый перенос посредством бесконечно-жесткого стержня лишних неизвестных $X_1 X_2 X_3$ в ц. т. величин $\frac{ds}{I}$, находимый по ф-ле:

$$y_0 = \frac{\int_0^s y\,dw}{\int_0^s dw}. \qquad (47)$$

Здесь $dw = \frac{ds}{I_x}$, I_x—момент инерции сечения свода на расстоянии x; y—ордината оси св-ва ds (фиг. *а* черт. 11).

Канонические ур-ия для всех трех случаев принимают вид:

$$\left.\begin{aligned} X_1 &= -\frac{\delta_{x_1 p} + \delta_{x_1 t} + \Delta'_1}{\delta_{x_1 x_1}} \\ X_2 &= -\frac{\delta_{x_2 p} + \delta_{x_2 t} + \Delta l_2}{\delta_{x_2 x_2}} \\ X_3 &= -\frac{\delta_{x_3 p} + \delta_{x_3 t} + \Delta l_3}{\delta_{x_3 x_3}} \end{aligned}\right\}. \qquad (48)$$

Перемещения основной системы δ_{ik} вычисляются по ф-ле (26) Мора, § 6, темп-рные перемещения—по ф-ле (27).

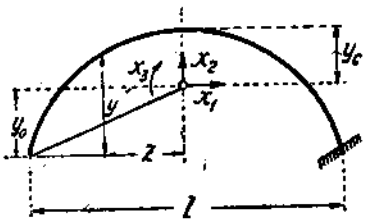
Примечание. О влиянии перемещений опорных сечений (Δl_1, Δl_2, Δl_3) подр. см. Смотров и Беляев, Расчет свода, ОГИЗ, 1931.

В развернутом виде канонические ур-ия, напр., по схеме *b* будут иметь вид (черт. 12):

$$\left.\begin{aligned} X_1 &= -\frac{\int_0^s \frac{M_p Y ds}{I_x}}{(1+\mu)\int_0^s y^2 \frac{ds}{I_x}}; \\ X_2 &= -\frac{\int_0^s \frac{M_p Z ds}{I_x}}{\int_0^s \frac{z^2}{I_x} ds}; \\ X_3 &= -\frac{\int_0^s \frac{M_p ds}{I_x}}{\int_0^s \frac{ds}{I_x}}; \\ \mu &= \frac{\int_0^s \frac{\cos^2 \varphi_x ds}{\omega_x}}{\int_0^s y^2 \frac{ds}{I_x}}. \end{aligned}\right\} \quad (49)$$

Интегралы, входящие в ф-лы (49), могут быть, как это объяснено в § 6, вычислены тремя способами.

По нахождении лишних неизвестных находят усилия в любом сечении, суммируя действие найденных величин с действием нагрузки в основной системе. Для определения ядровых моментов в сечении необходимо под координатами сечений разуметь координаты крайних точек ядра сечения (подр. см. § 5). Ф-ла напряжений в этом случае уже не будет содержать члена с нормальной силой [см. ф-лы (17)]. При пользовании осевыми моментами необходимо для напряжений применять ф-лу (15). Выбор оси и назначение размеров бесшарнирного свода делается согласно ур-иям и табл., помещенным в § 2. Ур-ия линий влияния строятся по ф-лам (49) при нагрузке $p = 1$.



Черт. 12.

Ф-лы параболической арки:

$$y = \frac{4f}{l^2} x (l - x).$$

Обозначим через x расстояние сечения от левой опоры, y—ордината, отсчитываемая от горизонтальной оси, проходящей через упругий ц. т. сечения:

$$\xi = \frac{x}{l^2}; \quad l = \text{пролет}.$$

Примем закон изменения сечения по ф-ле (5) при $\nu = 2$, что соответствует параболическому нарастанию вертикальной проекции момента инерции I_x в произвольном сечении:

$$\frac{I_s}{I_x \cdot \cos \varphi_x} = 1 - (1 - n)\frac{(l - 2x)^2}{l^2};$$

$$n = \frac{I_s}{I_k \cdot \cos \varphi_k}. \quad (50)$$

Координата упругого ц. т.:

$$y_0 = \frac{2(n+4)}{5(n+2)} f, \tag{51}$$

где f—стрела арки.

Интегралы, не зависящие от нагрузки (см. ф-лы 49). (Для всех трех случаев основных систем):

$$\left.\begin{aligned} \int_0^s \frac{y^2\,ds}{I_x} &= \frac{4}{175}\frac{fsl}{I_s}\,\frac{n(8+n)+\frac{8}{3}}{n+2} \\ \mu &= \frac{175}{4}\,\frac{I_s}{\omega_s f^2}\,\frac{n+2}{n(8+n)+\frac{8}{3}} \end{aligned}\right\}, \tag{52}$$

$$\int_0^s \frac{z^2\,ds}{I_x} = \frac{l^2(2+3n)}{60 I_s};$$

$$\int_0^s \frac{ds}{I_x} = \frac{l(n+2)}{3I_s}.$$

(Здесь z—по черт. 12 координата сечения, отсчитываемая от средины).

Для равномерного нагрева арки на t° и расхождения опор на Δl

$$X_{1t} = \frac{175}{4}\,\frac{EI_s}{f^2}\,\frac{(\alpha t + \Delta l)(n+2)}{(1+\mu)\left[n(8+n)+\frac{8}{3}\right]}. \tag{53}$$

Значения $X_2 = X_3 = 0$.

Табл. 6. Уравнения линий влияния лишних неизвестных X_1, X_2, X_3 параболической бесшарнирной арки (основная система по черт. 11,*б*).

x	Уравнение линии влияния $n \neq 1$; $\xi' = 1 - \xi$.	Уравнение линии влияния $n = 1$
x_1	$P\xi^2\xi'^2\,\dfrac{3n(n+4)+8(1-n)(n+2)\xi\xi'}{\frac{4}{35}\left[3n(n+8)+8\right]\frac{f}{l}(1+\mu)}$	$\frac{15}{4}\frac{Pl}{f}\frac{1}{1+\mu}\xi\xi'\xi^2$
x_2	$P\xi'\left\{1+\dfrac{\xi(\xi'-\xi)}{2+3n}\left[6(1-\xi\xi')-n(1-6\xi\xi')\right]\right\}$	$P[3\xi'^2-2\xi'^3]$
x_3	$\frac{Pl}{2}\xi'\left\{1-\xi\left[\xi^2+\xi'^2+\dfrac{6\xi\xi'}{n+2}\right]\right\}$	$\frac{Pl}{2}\xi'^2$

Примечание. $\xi = \frac{x}{l}$; l—пролет; x—координата сечения относительно опоры.

Закон изменения сечений по ур-ию (50).

Ур-ия линий влияния усилий в бесшарнирном своде (черт. 13):

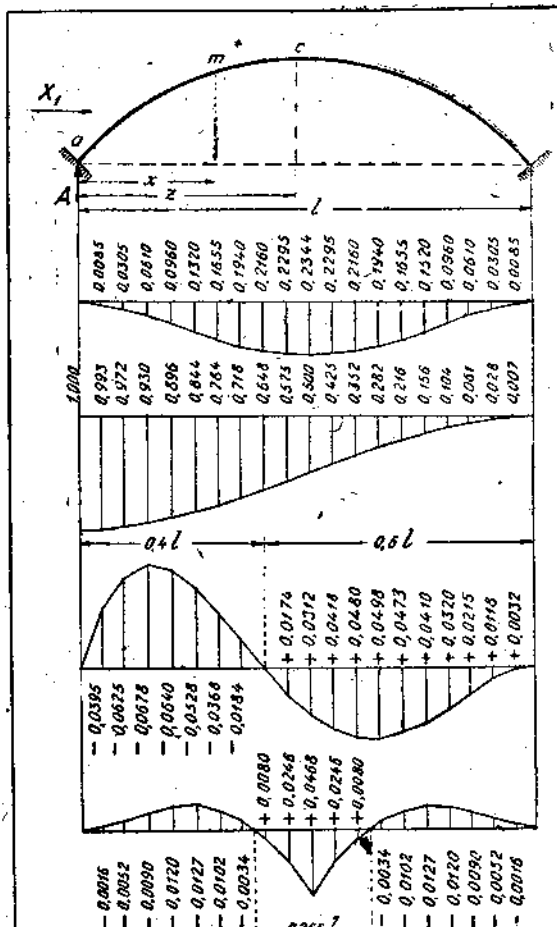
$$\frac{Is}{I_x \cdot \cos\varphi_x} = 1;\ \xi' = 1 - \xi.$$

Параболическая арка $x = \xi l$:

$$M_a = Pl\xi\xi'^2\left[\frac{5}{2(1+\mu)}\xi - 1\right];$$

$$A = P\xi'^2(3-2\xi').$$

Табл. 7. Линии влияния усилий параболической арки $\frac{Is}{J_x \cdot \cos \varphi_x} = 1$; $\mu = 0$.



Черт. 13.

X_1 Линия влияния x_1

Множитель l/f

A Линия влияния A

M_a Линия влияния M_a (опорный момент)

Множитель l

M_c Линия влияния M_c (замковый момент)

Множитель l

Составляющая v_m усилия в сечении m с абсциссой x:

$$\xi < \frac{z}{l}; \quad v_m = -1 + 3\xi'^2 - 2\xi'^3;$$

$$\xi > \frac{z}{l}; \quad v_m = \xi'^2 (3 - 2\xi').$$

Момент в замке:

$$\xi < 0{,}5; \quad M_c = \frac{Pl}{2} \xi'^2 \left[1 - \frac{5}{2(1+\mu)} \xi'^2\right];$$

$$\xi > 0{,}5; \quad M_c = \frac{Pl}{2} \xi'^2 \left[1 - \frac{5}{2(1+\mu)} \xi^2\right].$$

Момент в сечении m $(x = z)$:

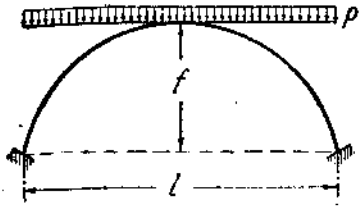
$$\xi < \frac{z}{l};\ M_m = \frac{Pl}{2}\left\{2\frac{z}{l}\xi' - \frac{1}{1+\mu}\,\xi'^2\xi'\left(6\frac{z}{l}\frac{z'}{l} - 1\right) - \xi\xi'\left[1 + 2\frac{z}{l}(\xi - \xi')\right]\right\};$$

$$\xi > \frac{z}{l};\ M_m = \frac{Pl}{2}\left\{2\frac{z'}{l}\xi' - \frac{1}{1+\mu}\,\xi'^2\xi'\left(6\frac{z}{l}\frac{z'}{l} - 1\right) - \xi\xi'\left[1 + 2\frac{z}{l}(\xi - \xi')\right]\right\}.$$

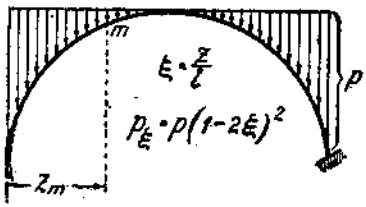
Для распределенной нагрузки из табл. 8 при $\mu = 0$ получаются след. результаты:

1. Нагрузка на всем пролете (черт. 13-a):

$$A = B = \frac{pl}{2};\ H = \frac{pl^2}{8f};\ M_m = 0.$$



Черт. 13-a.



Черт. 13-b.

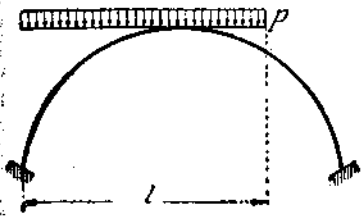
2. Сплошная засыпка до касательной в замке свода (черт. 13-b):

$$A = B = \frac{Pl}{6};\ H = \frac{Pl^2}{56f};\ M_a = M_b = -\frac{Pl^2}{210};$$

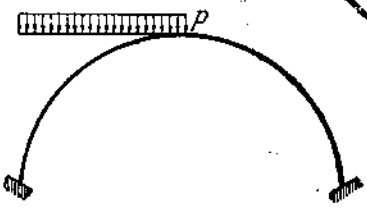
$$M_m = -\frac{Pl^2}{1680}\left[35\left(\frac{u}{l}\right)^4 - 30\left(\frac{u}{l}\right)^3 + 3\right];\ M_c = -\frac{Pl^2}{560}$$

Здесь $u = l - 2z_m$;

$$M_{max} = +\frac{Pl^2}{490} \text{ при } x = 0{,}286l \text{ и } x = 0{,}714l.$$



Черт. 13-c.



Черт. 13-d.

3. Нагрузка арки до сечения $z = \xi l$ (черт. 13-c):

$$A = \frac{pl}{2}\xi[2 - \xi^3(1 + \xi')];\ B = \frac{pl}{2}\xi^3(1 + \xi');$$

$$M_a = -\frac{pl^2}{2}\xi^3\xi'^3;\ M_b = +\frac{pl^2}{2}\xi^3\xi'^3;$$

$$\xi < 0{,}5;\ M_c = -\frac{pl^2}{8}\xi^3(\xi' - \xi)(1 + \xi');$$

$$\xi > 0{,}5;\ M_c = +\frac{pl^2}{8}\xi'^3(\xi - \xi')(1 + \xi).$$

4. Нагрузка p на половине длины арки (черт. 13-d):

$$A = \frac{13}{32}pl;\ B = \frac{3}{32}pl;$$

$$M_a = -\frac{pl^2}{64}\ ;\ M_b = +\frac{pl^2}{64}\ ;\ M_c = 0;$$

$$\xi < 0{,}5;\quad M_m = \frac{pl^2}{64}\,\frac{a}{l}\left(3 - 4\,\frac{a}{l}\right);$$

$$M_{max} = +\frac{9}{1024}\,pl^2 \quad \text{при } \xi = 0{,}3125;$$

$$\xi > 0{,}5;\ M_m = +\frac{pl^2}{64}\,\frac{a}{l}\left(3 + 4\,\frac{a}{l}\right),$$

$$M_{min} = -\frac{9}{1024}\,pl^2 \quad \text{при } \xi = 0{,}6875.$$

б. Частичное загружение с целью определения:

$$max\ M_c = +\frac{pl^2}{186}\ ;\ X_1 = \frac{pl^2}{16{,}8f}\ ;$$

$$min\ M_c = -\frac{pl^2}{186}\ ;\ X_1 = \frac{pl^2}{15{,}3f}\ ;$$

$$min\ M_a = -\frac{pl^2}{58{,}2};\ X_1 = \frac{pl^2}{25{,}20f}\ ;\ A = \frac{pl}{2{,}865}\ ;$$

$$max\ M_a = +\frac{pl^2}{58{,}2};\ X_1 = \frac{pl^2}{11{,}73f}\ ;\ A = \frac{pl}{6{,}62}\ .$$

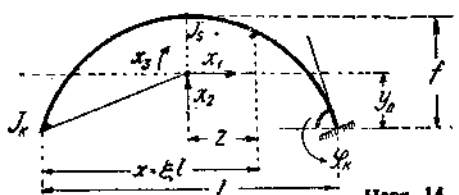
в. Поворот опор на углы φ_a и φ_b:

$$M_a = \frac{3}{l}\,(3\varphi_a + \varphi_b)\,EI_s;$$

$$M_{ключ.} = \frac{3}{2l}\,(\varphi_a + \varphi_b)\,EI_s.$$

Табл. 8. Лишние неизвестные в бесшарнирном своде.

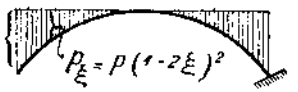
$$\frac{Is}{I_x \cdot \cos\varphi_x} = 1 - (1-n)\,(1-2\xi)^2;\quad n = \frac{Is}{I_k \cdot \cos\varphi_k};\quad Y_0 = \frac{2\,(n+4)}{5\,(n+2)}\,f.$$



Основная система — брус, заделанный одним концом (черт. 12).

Черт. 14.

Усилия	Равномерная нагрузка до сечения $\xi = \frac{x}{l}$	$\frac{I_s}{I_k \cdot \cos\varphi_k}$
x_1	$\frac{pl}{8}\,\frac{l}{f}\,\xi^2\,\frac{7n(n+4)(10-15\xi+6\xi^2)+4(1-n)(2+n)\,\xi(35-84\xi+70\xi^2-20\xi^3)}{[3n\,(n+8)+8]\cdot(1+\mu)}$	n
	$\frac{pl}{8}\,\frac{l}{f}\,\xi^2\,\frac{10-15\xi+6\xi^2}{1+\mu}$	$n=1$
x_2	$-\ pl\left[\xi\left(1-\frac{\xi}{2}\right)+\frac{\xi^2\xi'^2}{2+3n}\left(3-\frac{n}{2}\right)-2\,(1-n)\xi\xi'\right]$	n
	$\frac{pl}{2}\,\xi\,[2-\xi^2\,(1+\xi')]$	$n=1$

x_3	$\frac{pl^2}{2}\xi\left[\left(1-\frac{\xi}{2}\right)-\frac{\xi\xi'}{2}(\xi'+\xi^2)-\frac{\xi^2\xi'}{n+2}(1+\xi^1)-\frac{\xi^4}{10}\frac{n+4}{n+2}\right]$		n
	$\frac{pl^2}{6}\xi(3\xi'+\xi^2)$		$n=1$
	Частный случай равномерно распределенной нагрузки до координаты $\xi_1=\frac{1}{2}$		
x_1	$\frac{pl}{16}\frac{l}{f}\frac{1}{1+\mu}$		n
x_2	$\frac{pl}{8}\left(3+\frac{5}{4(2+3n)}\right)$		n
x_3	$\frac{pl^2}{80}\frac{13n+22}{n+2}$		n
Усилия		Влияние засыпки 	$\frac{Is}{I_k\cdot\cos\varphi_k}$
x_1	$\frac{pl}{8}\frac{l}{f}\frac{1}{1+\mu}$	$\frac{pl}{72}\frac{l}{f}\frac{5n^2+(4n+1)\cdot 8}{[3n(n+8)+8]\cdot(1+\mu)}$	n
	$\frac{pl}{8}\frac{l}{f}\frac{1}{1+\mu}$	$\frac{pl}{56}\frac{l}{f}\frac{1}{1+\mu}$	1
x_2	$\frac{pl}{2}$	$\frac{pl}{6}$	n
	$\frac{pl}{2}$	$\frac{pl}{6}$	1
x_3	$\frac{pl^2}{10}\frac{(2n+3)}{(n+2)}$	$\frac{pl^2}{70}\frac{5n+9}{n+2}$	n
	$\frac{pl^2}{6}$	$\frac{pl^2}{15}$	1

*

§ 9. Расчет свода по Штрасснеру.

Штрасснером приняты за лишние неизвестные: распор H (арочная сила), перенесенный в уровень горизонтальной оси, проходящей через упругий ц. т. и опорные моменты $M_a M_b$ (балочные моменты) (черт. 15,*а*), разложенные на групповую обратно симметричную неизвестную $(x_1 x_1)$ и групповую симметричную неизвестную $\left(\frac{x_2}{2}, \frac{x_2}{2}\right)$.

При таких условиях все побочные перемещения обращаются в нуль. Далее Штрасснером принято очертание свода по ур-ию (3), данному в § 2:

$$y' = \frac{f}{m-1}(\operatorname{ch}\xi_k - 1); \quad \xi = \frac{x}{l},$$

где: $k = \ln\left(m + \sqrt{m^2-1}\right)$, $m = \frac{g_k}{g_z}$, g_k—постоянная нагрузка свода в пяте, g_z - постоянная нагрузка свода в ключе (подр. см. § 2).

Закон изменения сечений Штрасснером принят по ур-ию (5) § 3 при $\nu = 3$.



Черт. 15.

$$\frac{I_x}{I_z \cdot \cos\varphi_x} = 1 - (1-n)\xi.$$

При этих условиях Штрасснером проинтегрированы канонические ур-ия вида (48) § 8, составленные для лишних неизвестных:

$$H, (x_1 x_1), \left(\frac{x_2}{2}\frac{x_2}{2}\right).$$

По вычисленным групповым лишним неизвестным опорные моменты найдены по ур-иям, вытекающим из сравнения фиг. *a*, *b* и *в* черт. 15:

$$M_a = x_1 - \frac{x_2}{2}; M_b = x_1 + \frac{x_2}{2}; \quad (54)$$

моменты в пролете, зависящие от опорных (т. наз. балочные моменты):

$$M_x^1 = M_0 + x_1 + x_2\frac{x}{l} \quad (55)$$

и наконец найдены полные моменты по ур-ию:

$$M_x = M_x^1 - Hy. \quad (56)$$

В результате даны табл. линий (стр. 453—458) влияния моментов и распора при различных значениях $m = \frac{g_k}{g_z}$. (Подр. см. Каменцев и Дучинский, Бесшарнирные арочные мосты).

Если временная нагрузка приведена к эквивалентной равномерно-распределенной (что может быть приближенно достигнуто загружением наиболее тяжелым грузом однозначного участка инфлюэнтной линии момента), то при эскизном подсчете можно обойтись без построения инфлюэнтных линий. Необходимо будет определить площади инфлюэнтных линий моментов (положительных и отрицательных участков) и соответствующих загрузке на момент части площадей инфлюэнтных линий распора H. Переход к ядровым моментам можно осуществить, введя координаты ядровых точек по черт. 5.

Ниже приведены таблицы площадей.

Для получения значения площадей необходимо табличные коэфициенты помножить:
для моментов — l^2;
для распора — l^2/f.

Для получения значений моментов и распора необходимо площадь умножить на интенсивность эквивалентной нагрузки p.

Там же даются значения вертикальной и горизонтальной составляющих от постоянной нагрузки, имеющей в ключе ординату g_z.

Лит.: Каменцев и Дучинский, Бесшарнирные арочные мосты; Завриев, Расчет бесшарнирного свода; Михайлов, Новый метод расчета арок; Руднев, Типовые расчеты труб, изд. ЦОС НКПС; Кеглер, Табл. для расчета сводов, ОГИЗ, 1931; Strassner, Neuere Methoden, Band II.

Табл. 9.

$m = \frac{g_k}{g_s} = 1{,}000.$ $\quad H_g = 0{,}1250\,\frac{g_s l^2}{f}.$ $\quad V_g = 0{,}5000 g_s l.$ $\quad \operatorname{tg}\varphi_k = 4{,}000\,\frac{f}{l}.$

n	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15	Множитель	
max M	0,0054	0,0052	0,0049	—0,0047	0,0046	0,0044	0,0043	0,0041	0,0040	l^2	Момент в замке
Соотв. *H*	0,060	0,059	0,059	0,059	0,059	0,059	0,059	0,059	0,059	l^2/f	
min M	—0,0054	—0,0052	—0,0049	—0,0047	—0,0046	—0,0044	—0,0043	—0,0041	—0,0040	l^2	
Соотв. *H*	0,065	0,066	0,066	0,066	0,066	0,066	0,066	0,066	0,066	l^2/f	
max M	0,0171	0,0177	0,186	0,0192	0,200	0,211	0,217	0,226	0,236	l^2	Момент в пяте
Соотв. *H*	0,085	0,086	0,086	0,086	0,086	0,086	0,087	0,087	0,087	l^2/f	
min M	—0,0171	—0,0177	—0,0186	—0,0192	—0,0200	—0,0211	—0,0217	—0,0226	—0,0236	l^2	
Соотв. *H*	0,040	0,039	0,039	0,039	0,039	0,039	0,038	0,038	0,038	l^2/f	
max M	0,0090	0,0088	0,0085	0,0083	0,0080	0,0076	0,0074	0,0071	0,0068	l^2	Момент в четверти
Соотв. *H*	0,040	0,039	0,038	0,037	0,036	0,035	0,034	0,033	0,031	l^2/f	
min M	—0,0090	—0,0088	—0,0085	—0,0083	—0,0080	—0,0076	—0,0074	—0,0071	—0,0068	l^2	
Соотв. *H*	0,085	0,086	0,087	0,088	0,089	0,090	0,091	0,092	0,094	l^2/f	

Табл. 10.

$m = g_k : g_s = 1{,}347.$ $\quad H_g = 0{,}1320 \cdot \frac{g_s l^2}{f}.$ $\quad V_g = 0{,}566 \cdot g_s l.$ $\quad \operatorname{tg}\varphi_k = 4{,}217 \cdot \frac{f}{l}.$

n	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15	Множитель	
max M	0,0058	0,0055	0,0052	0,0050	0,0048	0,0046	0,0045	0,0043	0,0042	l^2	Момент в замке
Соотв. *H*	0,062	0,062	0,062	0,061	0,061	0,061	0,061	0,061	0,061	l^2/f	
min M	—0,0052	—0,0050	—0,0047	—0,0045	—0,0043	—0,0042	—0,0041	—0,0039	—0,0038	l^2	
Соотв. *H*	0,064	0,064	0,064	0,035	0,065	0,065	0,066	0,066	0,066	l^2/f	
max M	0,0181	0,0187	0,0196	0,0204	0,0212	0,0222	0,0230	0,0239	0,0250	l^2	Момент в пяте
Соотв. *H*	0,087	0,087	0,088	0,088	0,088	0,088	0,089	0,090	0,090	l^2/f	
min M	—0,0166	—0,0172	—0,0181	—0,0187	—0,0194	—0,0204	—0,0211	—0,0219	—0,0229	l^2	
Соотв. *H*	0,039	0,039	0,038	0,038	0,038	0,038	0,038	0,037	0,037	l^2/f	
max M	0,0089	0,0087	0,0084	0,0082	0,0079	0,0075	0,0073	0,0070	0,0067	l^2	Момент в четверти
Соотв. *H*	0,040	0,039	0,038	0,037	0,036	0,034	0,033	0,032	0,031	l^2/f	
min M	—0,0094	—0,0091	—0,0089	—0,0087	—0,0084	—0,0080	—0,0077	—0,0074	—0,0071	l^2	
Соотв. *H*	0,086	0,087	0,088	0,089	0,090	0,092	0,094	0,095	0,096	l^2/f	

Табл. 11.

$m = g_k : g_s = 1{,}756.$ $\quad H_g = 0{,}1397 \cdot \frac{g_s l^2}{f}.$ $\quad V_g = 0{,}6206 \cdot g_s l.$ $\quad \operatorname{tg} \varphi_k = 4{,}442 \cdot \frac{f}{l}.$

n	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15	Множитель	
max M	0,0061	0,0059	0,0055	0,0053	0,0052	0,0049	0,0047	0,0046	0,0044	l^2	Момент в замке
Соотв. *H*	0,065	0,064	0,064	0,064	0,064	0,064	0,064	0,063	0,063	l^2/f	
min M	—0,0048	—0,0048	—0,0045	—0,0043	—0,0043	—0,0041	—0,0039	—0,0038	—0,0036	l^2	
Соотв. *H*	0,062	0,063	0,063	0,063	0,064	0,064	0,064	0,065	0,066	l^2/f	
max M	0,0192	0,0198	0,0208	0,0216	0,0225	0,0235	0,0245	0,0254	0,0266	l^2	Момент в пяте
Соотв. *H*	0,089	0,089	0,089	0,090	0,091	0,091	0,091	0,091	0,092	l^2/f	
min M	—0,0161	—0,0167	—0,0175	—0,0181	—0,0189	—0,0198	—0,0205	—0,0213	—0,0222	l^2	
Соотв. *H*	0,038	0,038	0,038	0,037	0,037	0,037	0,037	0,037	0,036	l^2/f	
max M	0,0087	0,0085	0,0082	0,0080	0,0078	0,0074	0,0072	0,0069	0,0066	l^2	Момент в четверти
Соотв. *H*	+0,040	0,039	0,038	0,036	0,035	0,034	0,033	0,032	0,031	l^2/f	
min M	—0,0096	—0,0094	—0,0091	—0,0089	—0,0087	—0,0083	—0,0081	—0,0078	—0,0075	l^2	
Соотв. *H*	0,087	0,088	0,089	0,091	0,093	0,094	0,095	0,096	0,098	l^2/f	

Табл. 12.

$m = g_k : g_s = 2{,}240.$ $\quad H_g = 0{,}1483 \cdot \frac{g_s l^2}{f}.$ $\quad V_g = 0{,}6933 \cdot g_s l.$ $\quad \operatorname{tg} \varphi_k = 4{,}675 \cdot \frac{f}{l}.$

n	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15	Множитель	
max M	0,0065	0,0062	0,0059	0,0056	0,0054	0,0052	0,0050	0,0049	0,0047	l^2	Момент в замке
Соотв. *H*	0,067	0,067	0,067	0,067	0,067	0,067	0,067	0,067	0,067	l^2/f	
min M	—0,0045	—0,0045	—0,0043	—0,0041	—0,0040	—0,0038	—0,0036	—0,0036	—0,0035	l^2	
Соотв. *H*	0,061	0,061	0,061	0,062	0,062	0,062	0,063	0,063	0,063	l^2/f	
max M	0,0204	0,0209	0,0220	0,0228	0,0237	0,0249	0,0260	0,0269	0,0281	l^2	Момент в пяте
Соотв. *H*	0,091	0,092	0,092	0,093	0,093	0,093	0,094	0,094	0,095	l^2/f	
min M	—0,0156	—0,0161	—0,0170	—0,0175	—0,0182	—0,0192	—0,0198	—0,0205	—0,0214	l^2	
Соотв. *H*	0,037	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	0,036	l^2/f	
max M	0,0086	0,0084	0,0081	0,0079	0,0076	0,0073	0,0070	0,0068	0,0064	l^2	Момент в четверти
Соотв. *H*	0,039	0,038	0,038	0,036	0,035	0,034	0,033	0,032	0,031	l^2/f	
min M	—0,0099	—0,0098	—0,0095	—0,0093	—0,0090	—0,0087	—0,0084	—0,0082	—0,0077	l^2	
Соотв. *H*	0,089	0,090	0,091	0,093	0,094	0,095	0,097	0,098	0,099	l^2/f	

Табл. 13.

$m = g_k : g_s = 2{,}814.$ $\quad H_g = 0{,}1579 \cdot \frac{g_s l^3}{f}.$ $\quad V_g = 0{,}7761 \cdot g_s l.$ $\quad \operatorname{tg}\varphi_k = 4{,}915 \cdot \frac{f}{l}.$

n	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15	Множитель	
max M	0,0069	0,0065	0,0061	0,0059	0,0057	0,0054	0,0052	0,0050	0,0048	l^3	Момент в замке
Соотв. *H*	0,069	0,069	0,069	0,069	0,069	0,069	0,069	0,069	0,069	l^3/f	
min M	—0,0045	—0,0043	—0,0040	—0,0039	—0,0038	—0,0036	—0,0035	—0,0033	—0,0033	l^2	
Соотв. *H*	0,060	0,060	0,060	0,061	0,061	0,062	0,062	0,062	0,063	l^2/f	
max M	0,0214	0,0220	0,0233	0,0241	0,0250	0,0264	0,0272	0,0285	0,0297	l^3	Момент в пяте
Соотв. *H*	0,093	0,093	0,094	0,095	0,095	0,096	0,096	0,097	0,098	l^3/f	
min M	—0,0150	—0,0155	—0,0164	—0,0170	—0,0176	—0,0186	—0,0192	—0,0199	—0,0208	l^2	
Соотв. *H*	0,036	0,035	0,035	0,035	0,035	0,035	0,035	0,034	0,034	l^2/f	
max M	0,0084	0,0083	0,0079	0,0078	0,0075	0,0071	0,0069	0,0066	0,0063	l^3	Момент в четверти
Соотв. *H*	0,039	0,038	0,038	0,036	0,035	0,034	0,033	0,032	0,031	l^3/f	
min M	—0,0101	—0,0101	—0,0098	—0,0097	—0,0094	—0,0090	—0,0088	—0,0085	—0,0081	l^2	
Соотв. *H*	0,090	0,091	0,092	0,094	0,095	0,097	0,098	0,099	0,101	l^3/f	

Табл. 14.

$m = g_k : g_s = 3{,}500.$ $\quad H_g = 0{,}1687 \cdot \frac{g_s l^3}{f}.$ $\quad V_g = 0{,}8713 \cdot g_s l.$ $\quad \operatorname{tg}\varphi_k = 5{,}165.$

n	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15	Множитель	
max M	0,0073	0,0069	0,0065	0,0063	0,0060	0,0057	0,0055	0,0053	0,0051	l^3	Момент в замке.
Соотв. *H*	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,073	l^3/f	
min M	—0,0042	—0,0041	—0,0039	—0,0038	—0,0036	—0,0035	—0,0034	—0,0032	—0,0032	l^2	
Соотв. *H*	0,057	0,058	0,058	0,059	0,059	0,060	0,060	0,061	0,061	l^3/f	
max M	0,0224	0,0231	0,0245	0,0253	0,0263	0,0279	0,0288	0,0300	0,0313	l^3	Момент в пяте
Соотв. *H*	0,094	0,095	0,095	0,096	0,096	0,097	0,097	0,098	0,100	l^3/f	
min M	—0,0145	—0,0150	—0,0159	—0,0164	—0,0170	—0,0180	—0,0186	—0,0192	—0,0201	l^2	
Соотв. *H*	0,035	0,035	0,035	0,035	0,035	0,035	0,035	0,034	0,034	l^2/f	
max M	0,0083	0,0081	0,0078	0,0076	0,0073	0,0070	0,0068	0,0065	0,0062	l^3	Момент в четверти
Соотв. *H*	0,039	0,038	0,038	0,036	0,035	0,034	0,033	0,032	0,031	l^3/f	
min M	—0,0104	—0,0103	—0,0101	—0,0099	—0,0097	—0,0094	—0,0092	—0,0089	—0,0085	l^2	
Соотв. *H*	0,090	0,092	0,093	0,095	0,096	0,098	0,099	0,101	0,0103	l^3/f	

Табл. 15.

$m = g_k : g_t = 4{,}324.$ $\quad H_g = 0{,}1808 \cdot \frac{g_t l^2}{f}.$ $\quad V_g = 0{,}9812 \cdot g_t l.$ $\quad \operatorname{tg} \varphi_k = 5{,}427 \cdot \frac{f}{l}.$

n	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15	Множитель	
max M	0,0078	0,0074	0,0069	0,0067	0,0064	0,0061	0,0059	0,0057	0,0055	l^2	Момент в замке
Соотв. *H*	0,074	0,074	0,075	0,075	0,075	0,076	0,076	0,077	0,077	l^2/f	
min M	−0,0039	−0,0039	−0,0036	−0,0035	−0,0034	−0,0034	−0,0032	−0,0031	−0,0031	l^2	
Соотв. *H*	0,056	0,057	0,057	0,057	0,057	0,058	0,059	0,059	0,059	l^2/f	
max M	0,0236	0,0244	0,0257	0,0266	0,0277	0,0292	0,0303	0,0316	0,0331	l^2	Момент в пяте
Соотв. *H*	0,096	0,097	0,098	0,099	0,099	0,100	0,101	0,102	0,103	l^2/f	
min M	−0,0141	−0,0146	−0,0154	−0,0159	−0,0165	−0,0174	−0,0180	−0,0185	−0,0194	l^2	
Соотв. *H*	0,034	0,034	0,034	0,034	0,034	0,034	0,034	0,034	0,033	l^2/f	
max M	0,0082	0,0080	0,0077	0,0075	0,0072	0,0069	0,0067	0,0064	0,0061	l^2	Момент в четверти
Соотв. *H*	0,039	0,038	0,037	0,036	0,035	0,034	0,033	0,032	0,031	l^2/f	
min M	−0,0107	−0,0106	−0,0105	−0,0103	−0,0101	−0,0098	−0,0096	−0,0093	−0,0089	l^2	
Соотв. *H*	0,091	0,093	0,094	0,096	0,097	0,0099	0,101	0,103	0,104	l^2/f	

Табл. 16.

$m = g_k : g_t = 5{,}321.$ $\quad H_g = 0{,}1946 \cdot \frac{g_t l^2}{f}.$ $\quad V_g = 1{,}1092 \cdot g_t l.$ $\quad \operatorname{tg} \varphi_k = 5{,}700 \cdot \frac{f}{l}.$

n	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15	Множитель	
max M	0,0082	0,0079	0,0074	0,0071	0,0068	0,0065	0,0063	0,0060	0,0058	l^2	Момент в замке
Соотв. *H*	0,078	0,078	0,078	0,078	0,078	0,078	0,079	0,079	0,079	l^2/f	
min M	−0,0036	−0,0036	−0,0034	−0,0033	−0,0032	−0,0031	−0,0030	−0,0028	−0,0028	l^2	
Соотв. *H*	0,054	0,054	0,055	0,056	0,057	0,058	0,059	0,059	0,060	l^2/f	
max M	0,0248	0,0256	0,0270	0,0279	0,0293	0,0307	0,0319	0,0333	0,0349	l^2	Момент в пяте
Соотв. *H*	0,099	0,099	0,100	0,101	0,102	0,103	0,103	0,104	0,105	l^2/f	
min M	−0,0135	−0,0140	−0,0148	−0,0153	−0,0159	−0,0167	−0,0173	−0,0179	−0,0187	l^2	
Соотв. *H*	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	0,033	l^2/f	
max M	0,0081	0,0079	0,0076	0,0074	0,0071	0,0067	0,0065	0,0063	0,0059	l^2	Момент в четверти
Соотв. *H*	0,039	0,038	0,037	0,036	0,035	0,034	0,033	0,032	0,031	l^2/f	
min M	−0,0110	−0,0110	−0,0108	−0,0107	−0,0105	−0,0101	−0,0099	−0,0097	−0,0093	l^2	
Соотв. *H*	0,093	0,094	0,096	0,098	0,100	0,101	0,103	0,105	0,107	l^2/f	

Табл. 17.

$m = g_k : g_s = 6{,}636.$ $\quad H_g = 0{,}2104 \cdot \frac{g_s l^2}{f}.$ $\quad V_g = 1{,}2593 \cdot g_s l.$ $\quad \operatorname{tg} \varphi_k = 5{,}985 \cdot \frac{f}{l}.$

n / $\frac{f}{l}$	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15	Множитель	
max M	0,0088	0,0083	0,0078	0,0085	0,0073	0,0069	0,0066	0,0064	0,0062	l^2	Момент в замке
Соотв. *H*	0,081	0,081	0,081	0,081	0,081	0,081	0,081	0,081	0,082	l^2/f	
min M	—0,0035	—0,0033	—0,0032	—0,0031	—0,0030	—0,0029	—0,0028	—0,0027	—0,0026	l^2	
Соотв. *H*	0,052	0,053	0,054	0,055	0,056	0,057	0,057	0,058	0,059	l^2/f	
max M	0,0259	0,0269	0,0282	0,0293	0,0305	0,0324	0,0334	0,0349	0,0367	l^2	Момент в пяте
Соотв. *H*	0,100	0,101	0,102	0,103	0,104	0,105	0,105	0,106	0,108	l^2/f	
min M	—0,0131	—0,0136	—0,0143	—0,0148	—0,0153	—0,0161	—0,0166	—0,0173	—0,0180	l^2	
Соотв. *H*	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	l^2/f	
max M	0,0080	0,0077	0,0074	0,0072	0,0070	0,0066	0,0064	0,0061	0,0058	l^2	Момент в четверти
Соотв. *H*	0,038	0,038	0,038	0,036	0,035	0,034	0,034	0,033	0,032	l^2/f	
min M	—0,0113	—0,0112	—0,0111	—0,0109	—0,0108	—0,0105	—0,0103	—0,0100	—0,0097	l^2	
Соотв. *H*	0,094	0,095	0,097	0,100	0,102	0,104	0,105	0,106	0,109	l^2/f	

Табл. 18.

$m = g_k : g_s = 8{,}031.$ $\quad H_g = 0{,}2287 \cdot \frac{g_s l^2}{f}.$ $\quad V_g = 1{,}4370 \cdot g_s l.$ $\quad \operatorname{tg} \varphi_k = 6{,}283 \cdot \frac{f}{l}.$

n	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15	Множитель	
max M	0,0093	0,0089	0,0083	0,0080	0,0076	0,0072	0,0070	0,0067	0,0065	l^2	Момент в замке
Соотв. *H*	0,085	0,085	0,085	0,085	0,086	0,086	0,086	0,086	0,086	l^2/f	
min M	—0,0032	—0,0031	—0,0029	—0,0028	—0,0027	—0,0026	—0,0025	—0,0024	—0,0024	l^2	
Соотв. *H*	0,049	0,050	0,051	0,052	0,053	0,053	0,054	0,055	0,056	l^2/f	
max M	0,0271	0,0282	0,0295	0,0307	0,0319	0,0338	0,0352	0,0367	0,0386	l^2	Момент в пяте
Соотв. *H*	0,101	0,102	0,103	0,104	0,105	0,106	0,108	0,109	0,110	l^2/f	
min M	—0,0126	—0,0131	—0,0137	—0,0142	—0,0148	—0,0155	—0,0160	—0,0166	—0,0173	l^2	
Соотв. *H*	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	l^2/f	
max M	0,0078	0,0076	0,0073	0,0071	0,0068	0,0065	0,0063	0,0060	0,0057	l^2	Момент в четверти
Соотв. *H*	0,039	0,039	0,038	0,036	0,035	0,034	0,034	0,033	0,032	l^2/f	
min M	—0,0115	—0,0115	—0,0114	—0,0113	—0,0111	—0,0109	—0,0107	—0,0104	—0,0101	l^2	
Соотв. *H*	0,095	0,096	0,098	0,101	0,103	0,105	0,106	0,108	0,110	l^2/f	

Табл. 19.

$m = g_k : g_s = 9{,}889$

$$H_g = 0{,}2499 \cdot \frac{g_s l^2}{f}.$$

$$V_g = 1{,}6496 \cdot g_s l.$$

$$\operatorname{tg} \varphi_k = 6{,}601 \cdot \frac{f}{l}.$$

n	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15	Множитель	
max M	0,0099	0,0094	0,0088	0,0084	0,0080	0,0076	0,0074	0,0071	0,0068	g_s	Момент в замке
Соотв. H	0,088	0,088	0,088	0,089	0,089	0,089	0,089	0,091	0,091	g_s/f	
min M	—0,0030	—0,0030	—0,0028	—0,0026	—0,0025	—0,0025	—0,0025	—0,0023	—0,0023	g_s	
Соотв. H	0,046	0,047	0,048	0,049	0,050	0,051	0,052	0,053	0,054	g_s/f	
max M	0,0283	0,0293	0,0309	0,0321	0,0336	0,0355	0,0368	0,0385	0,0405	g_s	Момент в пяте
Соотв. H	0,102	0,103	0,105	0,106	0,107	0,108	0,109	0,110	0,112	g_s/f	
min M	—0,0121	—0,0124	—0,0132	—0,0136	—0,0142	—0,0149	—0,0153	—0,0159	—0,0166	g_s	
Соотв. H	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	g_s/f	
max M	0,0076	0,0074	0,0071	0,0070	0,0067	0,0064	0,0062	0,0059	0,0056	g_s	Момент в четверти
Соотв. H	0,038	0,038	0,037	0,036	0,035	0,034	0,034	0,033	0,032	g_s/f	
min M	—0,0118	—0,0118	—0,0118	—0,0117	—0,0116	—0,0114	—0,0111	—0,0109	—0,0106	g_s	
Соотв. H	0,096	0,097	0,100	0,102	0,104	0,106	0,108	0,110	0,113	g_s/f	

Статически неопределимые мостовые фермы.

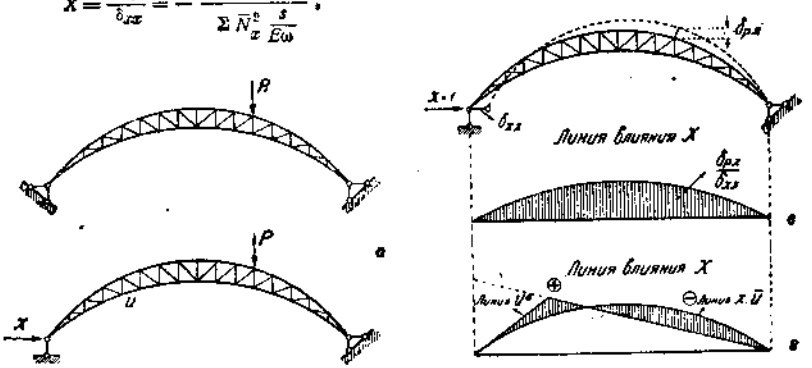
§ 1. Система с одной «лишней» неизвестной.

Каноническое ур-ие деформации имеет вид:

$$\Delta_{xp} + X\delta_{xx} = 0,$$

откуда для единственного неизвестного имеем выражение:

$$X = \frac{\Delta_{xp}}{\delta_{xx}} = -\frac{\Sigma \bar{N}_x N_p^0 \frac{s}{E\omega}}{\Sigma \bar{N}_x^2 \frac{s}{E\omega}},$$



Черт. 1.

где: $\bar{N}_x$ суть усилия в «основной» статически определимой системе от состояния $X = 1$, N_p^0—усилия в «основной» системе от заданной нагрузки силами P. Суммирование распространяется на все стержни. Действительные усилия (в стержнях заданной статически неопределимой системы) определяются по принципу независимости действия из выражения:

$$N_p = N_p^0 + X\bar{N}_x.$$

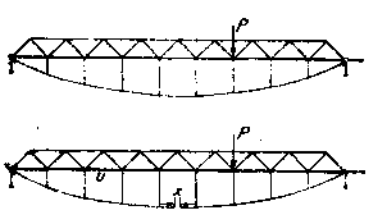
Для тех статически неопределимых ферм, к-рые в своем составе имеют балки жесткости (изгибаемые), как, напр., система, показанная на черт. 5, выражение «лишнего» неизвестного дополняется моментным членом, относящимся к изгибаемой балке жесткости, т. е.:

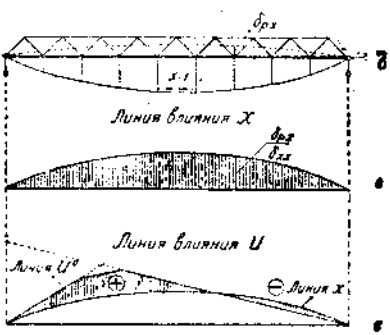
$$X = -\frac{\Delta_{xp}}{\delta_{xx}} = -\frac{\Sigma \bar{N}_x N_p^0 \frac{s}{E\omega} + \Sigma \int_0^s \bar{M}_x \bar{M}_p^0 \frac{ds}{EI}}{\Sigma \bar{N}_x^2 \frac{s}{E\omega} \quad \Sigma \int_0^s \bar{M}_x^2 \frac{ds}{EI}},$$

где $\bar{M}_x$—изгибающий момент в балке жесткости «основной» системы от состояния $X = 1$ и M_y^0—момент в той же системе от заданных сил P.

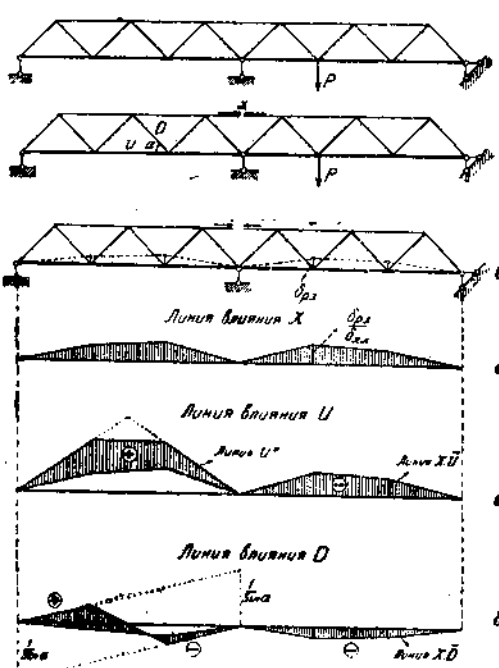
Подсчет $\int_0^s \overline{M}_x M_p^0 \frac{ds}{EI}$ и $\int_0^s \overline{M}_x^2 \frac{ds}{EI}$ м. б. выполнен при помощи эпюр моментов и табл. интегралов, для чего необходимо построить эпюры M_p^0 и $\overline{M}_x$.

Первая эпюра—обычная для двухопорной балки; что касается построения второй, то рекомендуется, определив усилия в подвесках от состояния $X=1$, эпюру $\overline{M}_x$ строить для балки от усилий в подвесках. Если очертание цепи по параболе, то усилия во всех подвесках от силы $X=1$ будут одинаковы и равны $(\operatorname{tg}\alpha_n - \operatorname{tg}\alpha_{n-1})$, где α_n и α_{n-1} суть углы наклонения элементов цепи, примыкающих к рассматриваемой подвеске.





Черт. 2.



Черт. 3.

От системы равных грузов эпюра моментов $\overline{M}_x$ будет многоугольником, вписанным в параболу.

Что касается приведения к статически определимому виду «основной» системы, то в простой двухшарнирной ферме (черт. 1) пользуется успехом двухопорная балка (ч. т. 1, *а*) с принятием за «лишнее» неизвестное распора X. В остальных случаях оказывается целесообразнее преобразования в определимую систему достигнуть перерезанием внутреннего стержня (черт. 2 *а*).

Для построения линии влияния «лишнего» неизвестного исходим из прежнего канонического ур-ия, с заменой по закону Максвелла Δ_{xp} на $P \cdot \delta_{px}$; тогда при $P=1$ имеем:

$$X = -\frac{\delta_{px}}{\delta_{xx}}.$$

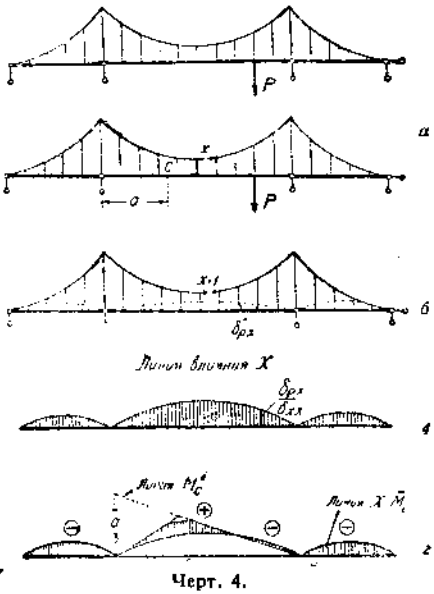
Согласно последнему выражению, линия прогиба грузового пояса от силы $X=1$ (вертикальные перемещения по направлению силы P, но вызванные силой $X=1$), т. е. картина изменения δ_{px} в масштабе δ_{xx} перемещения по направлению удаленной связи от единичного усилия, действующего по направлению этой связи, представит собой линию влияния «лишнего» неизвестного X. Иллюстрацией этому служат черт. 1, *б*, 1, *в*, 2, *б*, 2, *в*,

3, б, 3, в, 4, б, 4, в. Построение линии прогиба (δ_{px}) м. б. выполнено аналитически по выражению: $\delta_{px} = \Sigma \bar{N}_p^0 \bar{N}_x \frac{s}{E\omega}$. или графо-аналитически, при помощи упругих грузов, строя от последних веревочный многоугольник.

На основании известной линии влияния «лишнего» неизвестного построение линий влияния в остальных стержнях фермы производится по принципу независимости действия по выражению:

$$N = N^0 + X \cdot \bar{N}_x.$$

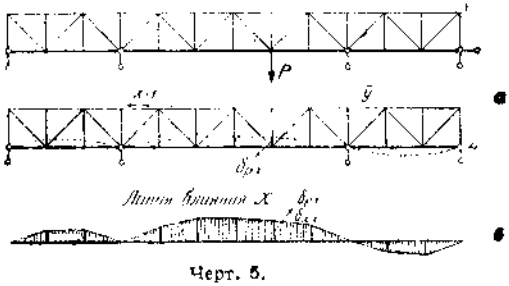
Согласно последнему выражению, надлежит вначале построить линию влияния усилия в стержне, исходя из принадлежности его к «основной» системе, а затем на эту линию наложить линию влияния «лишнего» неизвестного, измененного в $\bar{N}_x$ раз, где $\bar{N}_x$ представляет собою усилие в рассматриваемом стержне от состояния $X = 1$. Иллюстрацией такого построения линий влияния для стержней фермы являются черт. 1, г, 2, г, 3, г, 4, г. Т. к. $\bar{N}_x$ м. б. как положительным, так и отрицательным, то м. б. случаи, что линия $X\bar{N}_x$ или накладывается (вычитается), или прибавляется к линии N_p^0.



Черт. 4.

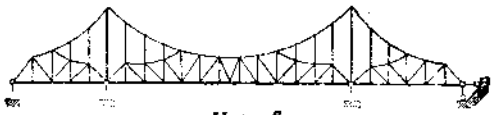
§ 2. Системы дважды и большее число раз статически неопределимые.

а) Трехпролетная неразрезная ферма (черт. 5). Система дважды неопределимая. Т. к. влияние округлений и пр. неточностей в ферме должно сказываться



Черт. 5.

сильнее, нежели в рамах (в виду большого числа слагаемых при расчете фермы), то в целях повышения точности проделываемой задачи рекомендуется за «основную» систему принимать статически неопределимую, получаемую из заданной путем удаления одной



Черт. 6.

рассматриваемой связи. Независимо от указанных целей повышения точности подсчетов для систем дважды неопределимых такой подход следует признать особенно желательным относительно других приемов упрощения. Так, для рассматриваемой неразрезной

фермы, выбирая за первое подлежащее разысканию неизвестное—усилие в верхнем поясе над первой промежуточной опорой (X), перерезаем этот элемент пояса.

Каноническое ур-ие имеет прежний вид:

$$\Delta_{xp} + X \cdot \delta_{xx} = 0,$$

откуда:

$$X = -\frac{\Delta_{px}}{\delta_{xx}} = -\frac{\Sigma \overline{N}_x N_p \frac{s}{E\omega}}{\Sigma \overline{N}_x^2 \frac{s}{E\omega}},$$

где, по смыслу принятой основной системы, усилия $\overline{N}_x$ и $\overline{N}_p$ (усилия от $X=1$ и от заданных сил P) относятся к выбранной основной однажды статически неопределимой системе. Но, согласно замечанию на стр. 402 отдел «Ременные конструкции», было показано, что в подобных случаях можно произвести для значительного сокращения вычисления след. замены:

$$\Sigma \overline{N}_x \frac{s}{E\omega} = \Sigma \overline{N}_p N_p^0 \frac{s}{E\omega}$$

и

$$\Sigma \overline{N}_x^2 \frac{s}{E\omega} = \Sigma \overline{N}_x \overline{N}_x^0 \frac{s}{E\omega},$$

где N_p^0—усилия от заданных сил в любой статически определимой системе (хотя бы в разрезных фермах, т. е. дополнительно выброшен стержень, обозначенный на черт. 5, *а* через $\overline{y}$) и $\overline{N}_x^0$—усилие в любой статически определимой системе от $X=1$.



Черт. 7.

Т. о., неизвестными пока остаются только усилия $\overline{N}_x$, т. е. усилия от состояния $X=1$ в принятой нами вначале неопределимой основной системе.

Для их разыскания необходимо вначале определить вторую «лишнюю» неизвестную от состояния $X=1$ (на черт. 5, *а* вторая неизвестная обозначена через $\overline{y}$).

Для этой неизвестной имеем каноническое ур-ие в виде:

$$\delta_{yx} + \overline{Y} \cdot \delta_{yy} = 0,$$

откуда:

$$Y = -\frac{\delta_{yx}}{\delta_{yy}} = -\frac{\Sigma \overline{N}_y^0 \overline{N}_x^0 \frac{s}{E\omega}}{\Sigma \overline{N}_y^{0^2} \frac{s}{E\omega}},$$

где $\overline{N}_y^0$ и $\overline{N}_x^0$ суть усилия (от $Y=1$ и от $X=1$) в статически определимой основной системе (в данном случае основная система состоит из трех разрезных ферм). Вычислив по этой ф-ле усилие $\overline{Y}$, усилия в остальных стержнях определяем по ф-ле:

$$\overline{N}_x = \overline{N}_x^0 + \overline{Y}\overline{N}_y^0.$$

Практически целесообразно начинать расчет с вычисления $\overline{N}_y^0$ и $\overline{N}_x^0$, далее переходить к вычислению $\overline{Y}$ и затем к $\overline{N}_x$. Определение N_p^0 делается в самом конце, перед вычислением X.

По разыскании X усилия в остальных стержнях определятся из выражения:

$$N = N_p^1 + X\overline{N}_x = \left(N_p^0 + Y_p \overline{N}_y^0\right) + X \cdot \overline{N}_x,$$

где: N_p^1—усилия от сил P в основной однажды неопределимой системе, $\overline{N}_x$—от $X=1$ в той же системе, N_p^0—усилия в основной статически определимой системе от сил P и N_y^0 от $Y=1$ в ней же.

Величина усилия Y_p от сил P в статически определимой системе определится из выражения:

$$Y_p = -\frac{\Delta_{yp}}{\delta_{yy}} = -\frac{\Sigma \bar{N}_y^0 \bar{N}_p^0 \frac{s}{E\omega}}{\Sigma \bar{N}_y^{0\,2} \frac{s}{E\omega}}.$$

Для построения линии влияния «лишнего» неизвестного, повторяя рассуждения аналогично системам с одной связью, заключаем, что линия прогиба δ_{px} (фиг. 7, *а*) представит по характеру линию влияния X $\left(\text{из выражения } X = -\frac{\delta_{px}}{\delta_{yy}}\right)$. Масштабом будет являться величина δ_{xx} (черт. 7, *б*).

Величины δ_{px} м. б. определены аналитически по выражению:

$$\delta_{px} = \Sigma \bar{N}_p \bar{N}_x \frac{s}{E\omega} = \Sigma \bar{N}_p^0 \bar{N}_x \frac{s}{E\omega}$$

(пользоваться последним) или графо-аналитически, для чего надлежит вычислить упругие грузы (по формуле котангенсов) в узлах нижнего (грузового) пояса от состояния $X = 1$.

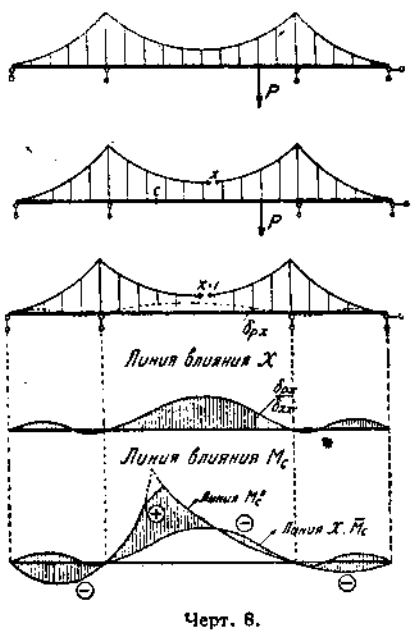
В аналогичных условиях в смысле схемы расчета является балочно-цепная ферма, показанная на фиг. 6.

б) Двухшарнирная ферма с повышенной затяжкой (дважды неопределимая). За «основную» систему целесообразно выбрать двухшарнирную ферму, показанную на черт. 7, *а* (однажды неопределимая).

Линия влияния усилия в затяжке X построится, как линия прогиба грузового пояса от состояния $X = 1$, в масштабе δ_{xx}:

$$X = -\frac{\delta_{px}}{\delta_{xx}} = -\frac{\Sigma N_p^0 \bar{N}_x \frac{s}{E\omega}}{\Sigma \bar{N}_x \bar{N}_x^0 \frac{s}{E\omega}},$$

где $\bar{N}_x$—усилия в стержнях фермы от $X = 1$ (в однажды неопределимой системе), а $\bar{N}_p^0$ и $\bar{N}_x^0$— усилия (от сил P и от $X = 1$) в любой статически определимой системе (желательно—в двухопорной балке, выключив распор).



Черт. 8.

$$\bar{N}_x = \bar{N}_x^0 + \bar{H}\,\bar{N}_H^0,$$

где

$$\bar{H} = -\frac{\Sigma \bar{N}_H^0 \bar{N}_p^0 \frac{s}{E\omega}}{\Sigma \bar{N}_H^{0\,2} \frac{s}{E\omega}},$$

где $\bar{H}$—распор фермы от $X = 1$.

Линия влияния распора H построится из выражения: $H = H^0 + \bar{X}\bar{H}$, где H^0— распор двухшарнирной фермы в предположении отсутствия затяжки.

в) Трехпролетный висячий мост (черт. 8). Система трижды статически неопределима. Для того, чтобы не иметь дела с тремя уравнениями деформации, рекомендуется за «основную» систему принять трехпролетную неразрезную балку и, т. о., в заданной системе только перерезать одну цепь (черт. 8, *а*). Тогда линия прогиба неразрезной балки жесткости представит собою по характеру линию влияния усилия цепи X в масштабе δ_{xx}:

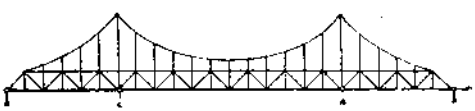
$$X = -\frac{\delta_{px}}{\delta_{xx}} = -\frac{\Sigma \int_0^s \bar{M}_p \bar{M}_x \frac{ds}{EI}}{\Sigma \bar{N}_0^2 \frac{s}{E\omega} + \Sigma \int_0^s \bar{M}_x^2 \frac{ds}{EI}}.$$

В числителе отсутствует,—против общего решения,—член $\Sigma \overline{N}_p \overline{N}_x \frac{s}{E\omega}$, т. к. от сил P в принятой основной неопределимой системе продольных усилий не возникает, как в элементах перерезанной цепи и в балке жесткости. Кроме того $\overline{N}_x$ (усилия от $X=1$ в принятой неопределимой основной системе) ничем не отличаются от случая определимой системы (если бы на промежуточных опорах балки жесткости были шарниры), т. е.: $\overline{N}_x = \overline{N}_x^0$.

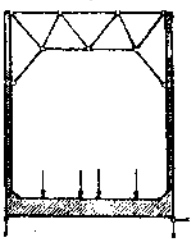
Кроме того в целях упрощения можно, не посягая на точность, сделать замену:

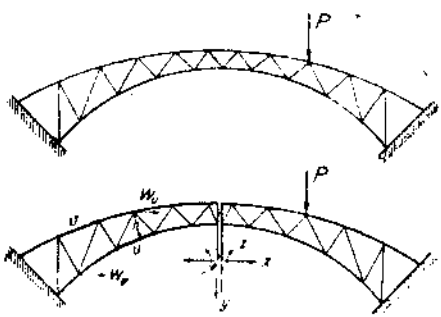
$$\Sigma \int_0^s \overline{M}_p \overline{M}_x \frac{ds}{EI} = \Sigma \int_0^s \overline{M}_p^0 \overline{M}_x \frac{ds}{EI}$$

$$\Sigma \int_0^s \overline{M}_x^2 \frac{ds}{EI} = \Sigma \int_0^s \overline{M}_x^0 \overline{M}_x \frac{ds}{EI}$$

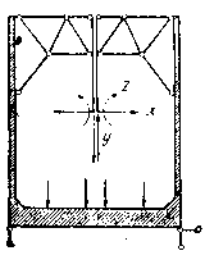


Черт. 9.





Черт. 10.



Черт. 11.

В случае, если цепь очерчена по параболе, усилия во всех подвесках одинаковые и линия прогиба балки жесткости построится, как для трехпролетной неразрезной балки от равномерной нагрузки.

Линия влияния усилия в цепи показана на фиг. 8, *г*.

Линия влияния внутренних усилий в балке жесткости построится по принципу независимости действия. Так, напр., для изгибающего момента в точке c имеем:

$$M_c = M_c^0 + X \cdot \overline{M}_c,$$

где M_c^0—момент в рассматриваемой точке в принятой основной неопределимой системе (трехпролетная неразрезная балка), а $\overline{M}_c$—величина момента в той же точке от $X=1$ в той же неразрезной балке. На фиг. 8, *г* показано построение линии влияния M_c. При построении линии M_c^0 и вычислении $\overline{M}_c$ необходимо воспользоваться таблицами для расчета неразрезных балок.

В аналогичных условиях в смысле расчета находится трехпролетная висячая ферма со сквозной балкой жесткости, показанная на черт. 9.

г) Ферма с заделанными концами (черт. 10). Система неопределима трижды. В целях упрощения решения задачи рекомендуется прибегнуть к переносу сил в «упругий» центр тяжести (черт. 10, *а*).

Пренебрегая малым влиянием на положение «упругого» центра, влиянием решетки, координату центра определим как центр тяжести упругих весов от одних только поясов, при чем упругий вес от элементов нижнего пояса прикладывается в узлах верхнего пояса,

соответственно являющихся точками Риттера (моментными точками), а от элементов верхнего пояса—в противоположных узлах нижнего пояса.

Величина упругого веса определяется по выражению:

$$W = \frac{s}{h^2 \omega},$$

где s—длина стержня, ω—его площадь, а h—соответственная этому стержню высота перпендикуляра из его точки моментов (Риттера). Так, применительно к элементу U (черт. 10, *в*):

$$W_u = \frac{s_u}{h^2 \omega_u},$$

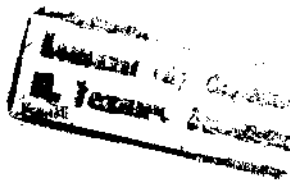
где s_u и ω_u—длина и площадь стержня.

При переносе в упругий центр тяжести выражения для «местных» неизвестных будут:

$$X = -\frac{\Delta_{xp}}{\delta_{xx}} = -\frac{\Sigma \bar{N}_x N_p \frac{s}{E\omega}}{\Sigma \bar{N}_x^2 \frac{s}{E\omega}};$$

$$Y = -\frac{\Delta_{yp}}{\delta_{yy}} = -\frac{\Sigma \bar{N}_y N_p \frac{s}{E\omega}}{\Sigma \bar{N}_y^2 \frac{s}{E\omega}};$$

$$Z = -\frac{\Delta_{zp}}{\delta_{zz}} = -\frac{\Sigma \bar{N}_z N_z \frac{s}{E\omega}}{\Sigma \bar{N}_z^2 \frac{s}{E\omega}},$$



где все усилия $\bar{N}_x$, $\bar{N}_y$, $\bar{N}_z$, $\bar{N}_p$ относятся к принятой основной статически определимой системе (два бруса, каждый со своей заделкой).

д) Металлическая рама портала мостов (черт. 11). Система внутренне неопределима трижды. Наиболее удачным решением является перенос внутренних сил по разрезу в «упругий» центр тяжести

Упругий центр тяжести определится как центр тяжести «упругих» сил, вычисляемый по ф-лам: $W = \frac{s}{I}$—для сплошных изгибаемых частей (нижняя поперечная балка и колонны) и $W = \frac{s}{h^2 \omega}$—для элементов шарнирно-стержневой верхней распорки.

Точка приложения упругого веса сплошных частей—в средине соответствующего элемента, а для сквозной части, как и в предыдущем примере,—в соответствующей точке Риттера (работу решетки в расчет не принимаем, т. к. на положение упругого центра в случае распорки с параллельными поясами все раскосы в параллельной части совершенно не реагируют на положение координаты упругого центра). Выражения для лишних неизвестных будут следующие:

$$X = -\frac{\Delta_{xp}}{\delta_{xx}} = -\frac{\Sigma \int_0^s \bar{M}_x M_p \frac{ds}{EI}}{\Sigma \bar{M}_x^2 \frac{ds}{EI} + \Sigma \bar{N}_x^2 \frac{s}{E\omega}};$$

$$Y = -\frac{\Delta_{yp}}{\delta_{yy}} = -\frac{\Sigma \int_0^s \bar{M}_y M_p \frac{ds}{EI}}{\Sigma \bar{M}_y^2 \frac{ds}{EI} + \Sigma \bar{N}_y^2 \frac{s}{F\omega}};$$

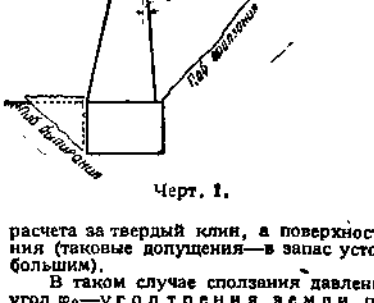
$$Z = -\frac{\Delta_{zp}}{\delta_{zz}} = -\frac{\Sigma \int_0^s m_z m_p \frac{ds}{EI}}{\Sigma \bar{M}_z^2 \frac{ds}{EI} + \Sigma \bar{N}_z^2 \frac{s}{E\omega}}.$$

В числителе против общего выражения отсутствует член $\Sigma \bar{N} N_p \frac{s}{E\omega}$ по той причине, что усилия N_p от загрузки нижней поперечной балки (а также и от ветровой загрузки) в верхней распорке отсутствуют.

Теория сыпучих тел и приложение ее к расчету подпорных стенок.

§ 1. Основные понятия.

За сложностью и неизученностью по настоящее время целого ряда факторов физических свойств земли, отсутствием закона подобия (т. е. невозможность распространить данные над испытанием моделей в лаборатории на действительные сооружения) и пр. теории давления и сопротивления земли не имеется, и потому технике при разрешении технических задач приходится довольствоваться результатами теории сыпучих тел. Сыпучее тело, в отличие от землистого, между своими частицами не имеет сцепления и предполагает лишь трение. Очевидно, чем ближе землистое тело по своим качествам подходит под сыпучее, тем ближе к действительности будут результаты подсчетов давления, выполненных исходя из теории сыпучих тел.



Черт. 1.

Самое определение давления сыпучего тела, предложенное Кулоном еще в 1773 г., производится для предельного случая, когда стенка (черт. 1) под влиянием напора земли имеет стремление или уже начала двигаться. В таком случае от земляной массы отделяется нек-рая ее часть, принимаемая для упрощения расчета за твердый клин, а поверхность сползания принимается за плоскость сползания (таковые допущения—в запас устойчивости, т. к. при них давление R_0 получается большим).

В таком случае сползания давление земли R_0 отклоняется от нормали стенки на угол φ_0—угол трения земли по кладке, а реакция грунта по плоскости сползания R отклоняется от нормали к этой плоскости на угол φ—угол внутреннего трения земли, одновременно равный углу естественного откоса.

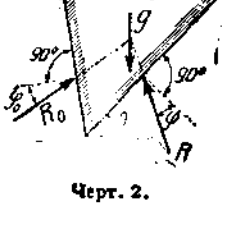
Рассматривая равновесие призмы сползания (черт. 2), из соотношения сторон силового тр-ка имеем для R_0 выражение:

$$R_0 = G\frac{\sin(\theta-\varphi)}{\sin(\theta+\varphi-\varphi_0)}. \qquad (1)$$

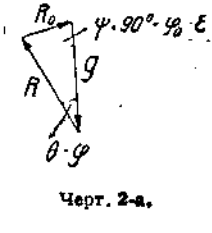
В написанном ур-ии (1) неизвестным является угол θ наклона плоскости сползания. Для разыскания его Кулон предложил остановиться на таком угле, при к-ром по ур-ию (1) получается R_0 самое большое.

Практически разыскание этого угла м. б. выполнено или путем ряда попыток (при криволинейных и сложных очертаниях откоса земли), задаваясь различными значениями θ и соответственно вычисляя отвечающие этим углам θ веса призм сползания G, или (для случая прямых откосов) аналитически из условия (по теории maxim'a и minim'a):

$$\frac{dR_0}{d\theta}=0. \qquad (2)$$



Черт. 2.



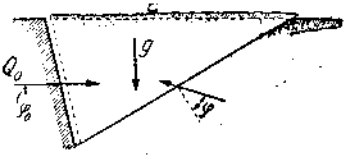
Черт. 2-а.

В случае сдвига стенки в противоположную сторону (т. е. в сторону земли) имеет место явление выпирания грунта (черт. 3). В этом случае сопротивление земли Q_0 называют отпором земли, или пассивным сопротивлением.

В отличие от черт. 1 и 2, здесь углы φ и φ_0 в виду противоположных направлений сдвигов отклоняются от нормалей к стенке и плоскости выпирания в противоположные стороны.

Основное ур-ие для разыскания Q_0 получится из ур-ия (1) путем замены φ на $-\varphi$ и φ_0 на $-\varphi_0$, т. е.:

$$Q_0 = Q\,\frac{\sin(\theta+\varphi)}{\sin(\theta+\varphi_1+\varphi)}. \qquad (3)$$



Черт. 3.

Определение неизвестного угла θ—наклона плоскости выпирания к горизонту—производится или попытками (при сложных очертаниях), или аналитически (при прямых откосах) из условия:

$$\frac{dQ_0}{d\theta} = 0. \qquad (4)$$

Из этого условия (или попыток) останавливаемся на том значении угла Q_0, при к-ром Q_0 по ур-ию (3) minimum, т. к. отпор является силой для нас желательной (силой, сопротивляющейся напору), а потому надо рассчитывать на ее наименьшее значение.

§ 2. Напор земли.

Для случая прямой стенки и прямого откоса (черт. 4) указанные выше операции [(ур-ие (1) и (2)] приводят к след. расчетной ф-ле давления:

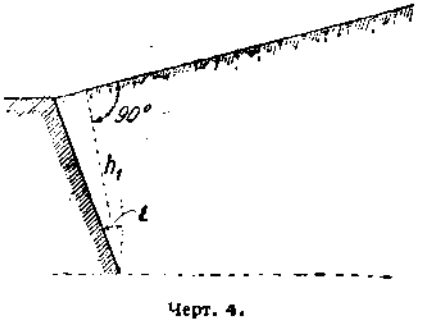
$$R_a = \frac{1}{2}\,\delta h_1^2 - k,$$

где:

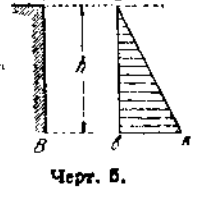
$$k = \frac{\sin^2(90^\circ - \varepsilon + \varphi)}{\sin(90^\circ - \varphi_0)\cdot\sin^2(90^\circ - \varepsilon + \alpha)\cdot\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi+\varphi_0)\cdot\sin(\varphi-\alpha)}{\sin(90^\circ-\varphi_0)\cdot\sin(90^\circ-\varepsilon+\alpha)}}\right]^2}$$

Для частных случаев гладких стенок ($\varphi_0 = 0$) и частных положений стенки и засыпки расчетные ф-лы принимают более простые выражения, указанные в табл. 1.

Углы естественного откоса φ, входящие в указанные ф-лы, берутся согласно табл. 2. Что касается угла трения φ_0, то часто его полагают равным нулю (такое предположение—в запас устойчивости) при наличии гладких или близких к этому поверхностей стенок, наличии воды. При шероховатых поверхностях стенок принимают φ_0 в пределах от $^1/_3\varphi$ до $^2/_3\varphi$. Давление земли при прямых стенках и откосе распределяется по закону тр-ка (черт. 5), в к-ром самая большая ордината внизу и, очевидно, равна:



Черт. 4.



Черт. 5.

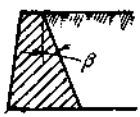
$$\overline{b_k} = \delta k h.$$

При такой ординате площадь эпюры напряжений представит полное давление на всю стенку.

Действительно:

$$\overline{bk}\cdot\frac{h}{2} = \frac{1}{2}\,\delta h^2\cdot k.$$

Табл. 1. Ф-лы для аналитического определения давления земли для частных случаев положения стенки и ограничения засыпки.

Положение стенки и засыпки	Выражение для угла α	Выражение для величины k или для давления
	$\alpha = 45° - \frac{\varphi}{2}$	$k = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$
	$\alpha = 45° - \frac{\varphi - \beta}{1}$	$k = \left[\operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi+\beta}{2}\right) + \operatorname{tg}\beta\right]^2 \cdot \cos\beta$
	$\alpha = 45° - \frac{\varphi + \beta}{2}$	$k = \left[\operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi+\beta}{2}\right) - \operatorname{tg}\beta\right]^2 \cdot \cos\beta$
	$\operatorname{tg}\alpha = -\operatorname{tg}\varphi + \sqrt{(1+\operatorname{tg}^2\varphi)\left[1+\frac{ab}{(H+b)^2\operatorname{tg}\varphi}\right]}$	$R_0 = \frac{\delta(H+b)^2 \cdot \operatorname{tg}\alpha - \delta ab}{2\operatorname{tg}(\alpha+\varphi)}$
	$\operatorname{tg}\alpha = \frac{-\operatorname{tg}^2\varphi + \sqrt{\operatorname{tg}\varphi(\operatorname{tg}\varphi+\operatorname{tg}\tau)(1+\operatorname{tg}^2\varphi)}}{\operatorname{tg}\varphi + \operatorname{tg}\tau(1+\operatorname{tg}^2\varphi)}$	$R_0 = \frac{\delta H^2 \operatorname{tg}\alpha \cdot \operatorname{ctg}(\alpha+\varphi)}{2(1+\operatorname{tg}^2\operatorname{tg}\tau)}$
	$\operatorname{tg}\alpha = \frac{-\operatorname{tg}^2\varphi + \sqrt{\operatorname{tg}\varphi(\operatorname{tg}\varphi-\operatorname{tg}\tau)(1+\operatorname{tg}^2\varphi)}}{\operatorname{tg}\varphi - \operatorname{tg}\tau(1+\operatorname{tg}^2\varphi)}$	$R_0 = \frac{\delta H^2 \operatorname{tg}\alpha \cdot \operatorname{ctg}(\alpha+\varphi)}{2(1-\operatorname{tg}\alpha\operatorname{tg}\tau)}$

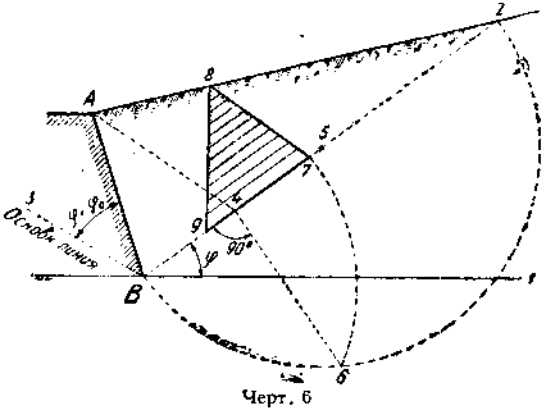
Примечание к 4-му случаю. Ф-ла для R_0 годится, если размер a не превосходит значения $(H+b)\cdot\operatorname{tg}\alpha$. В противном случае надлежит пользоваться формулой для 6-го случая.

Табл. 2. Данные о грунтах.

Материал для засыпки	δ $т/м^3$	φ	$tg^3\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$	$tg^4\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$
1. Песок.				
Крупный и сухой	1,5	35°	0,271	0,073
Мелкий » »	1,6	35°	0,271	0,073
» » естественной влажности	1,8	40°	0,21	0,047
» » мокрый до насыщения	2,0	25°	0,406	0,165
2. Гравий.				
Сухой	1,8	35—40°	0,271—0,217	0,073—0,047
Мокрый	1,9	25°	0,406	0,165
3. Галька.				
Угловатая	1,8	45°	0,172	0,030
Круглая	1,9	30°	0,333	0,111
4. Щебень.				
Мокрый	1,6	30—40°	0,333—0,217	0,111—0,047
5. Земляная насыпь.				
Рыхлая и сухая	1,4	40°	0,21	0,047
» » естественной влажности	1,6	45°	0,172	0,030
» » мокрая до насыщения	1,8	30°	0,333	0,111
Утрамбованная и сухая	1,7	40—45°	0,217—0,172	0,047—0,030
» » естеств. влажности.	1,9	35—40°	0,271—0,217	0,073—0,047
6. Глинистый грунт.				
Рыхлый и сухой	1,5	40—45°	0,217—0,172	0,047—0,030
» » естественной влажности	1,6	45°	0,172	0,030
» » мокрый до насыщения	2,0	20—25°	0,490—0,406	0,240—0,165
Утрамбованный и сухой	1,8	40°	0,217	0,047
» » естеств. влажности.	1,9	70°	0,031	0,001
7. Глина.				
Рыхлая и сухая	1,6	40—50°	0,217—0,132	0,047—0,017
» » мокрая	2,0	20—25°	0,490—0,406	0,240—0,165
Плотная и естественной влажности	2,5	70°	0,031	0,001

Точкой приложения равнодействующей давления является ц. т. эпюры напряжений, т. е. для указанных простых случаев ц. давления находится на $^1/_3$ выс. от низа стенки.

Графический прием определения напора земли. На черт. 6 показано графическое определение давления земли R_0 на прямую стенку. Нумерация точек показывает, в какой последовательности эти точки приобретаются. Проводится горизонтальная линия *B-1*; естественный откос *B-2*. Основная линия *B-3* под углом $(\varphi + \varphi_0)$ к стенке. Из точки *A* проводится прямая *A-4*, параллельная основной, отрезок *B-2* делится пополам (точка *5*); из точки *5* проводится на диаметре *B-2* полуокружность; из точки *4* к прямой *B-2* восстанавливается перпендикуляр *4-6*; размер *B-6* перено-

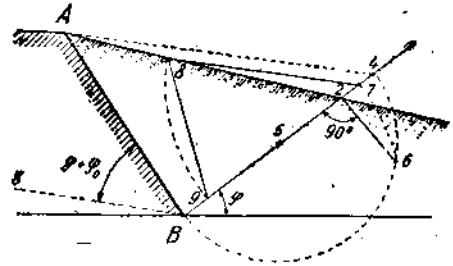


Черт. 6

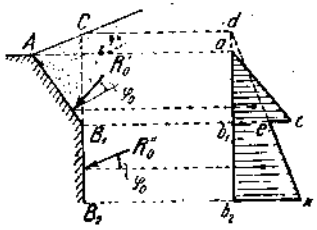
сится на откос (точка *7*); из точки *7* ведем прямую *7-8*, параллельную основной, и наконец отрезок *7-8* переносим на естественный откос (точка *9*). Прямая *B-8* есть плоскость сползания, а вес треугольной призмы *7-8-9* представит собою давление на стенку, т. е.:

$$R_0 = \delta \cdot \Delta\ 7\text{-}8\text{-}9.$$

М. б. случай, что точка *4* получится за точкой *2* вправо (черт. 6), — тогда построение надлежит выполнить, как показано на черт. 6-а, где *B-5 = 5-4*; *B-6 = B-7*; *7-8 ∥ A-4 ∥ B-3*; *7-9 = 7-8* и величина $R_0 = \delta \cdot \Delta\ 7\text{-}8\text{-}9$.



Черт. 6-а.



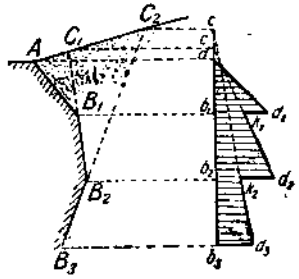
Черт 7.

Давление на ломаную поверхность стенки. При наличии ломаной задней поверхности стенки (черт. 7) вычисление давления на первую грань AB_1 производится обычным способом и эпюра напряжений имеет вид $\Delta\ ab_1c$.

Что же касается давления на вторую грань B_1B_2, то здесь обычно поступают след. образом. Мысленно продолжают грань B_2B_1 до поверхности в точке *C* и определяют давление на плоскость CB_2. Если $\Delta\ db_2k$ представляет эпюру напряжений на эту плоскость, то, очевидно, давление на существующую грань B_1B_2 представляет часть этого тр-ка в пределах выс. B_1B_2, а именно, — трапецией b_1ekb_2. Что касается $\Delta\ deb_1$, то таковой отбрасываем, т. к. он представляет собой давление на несуществующую

грань B_1C. Вместо этой грани имеется грань AB_1, давление на к-рую представляется площадью $\triangle ab_1c$.

В случае, если задняя поверхность стенки имеет несколько переломов, то расчет давления на каждую грань производится, аналогично предыдущему, относительно плоскости, соответствующей этой грани. Так, напр., для стенки, указанной на черт. 8, полное давление на всю стенку представится площадью эпюры напряжения, к-рая строится след. обр.: $\triangle ab_1d_1$ представляет давление на грань AB_1, $\triangle c_1k_1b_1$—давление на фиктивную грань C_1B_1, трапеция $k_1b_1b_2d_2$ — давление на существующую грань B_1B_2, $\triangle c_2d_3b_2$ — давление на плоскость C_2B_3, из к-рого оставляем нижнюю трапецию $b_2k_2d_3b_3$, отвечающую грани B_2B_3.



Черт. 8.

Имеются более точные приемы, учитывающие влияние веса призмы AB_1C (черт. 7). (Подробн. см.: Прокофьев, Теория сооружений, ч. II).

Для мостовых устоев давление на заднюю ломаную грань обычно (ту) производят след. обр.: всякую наклонную грань заменяют многоступенчатой, как показано на черт. 8,—тогда давление на вертикальные части принимается горизонтальным и вычисляется по ф-ле:

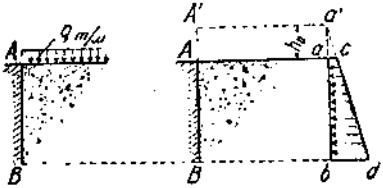
$$R_0 = \frac{1}{2}\delta H^2 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right).$$

На горизонтальные уступы давление принимается действующим вертикально и равным весу столба земли, покоящейся на горизонтальном уступе.

§ 3. Влияние временной нагрузки.

а) Сплошная равномерная вертикальная.

Если на поверхности сыпучего тела расположена равномерная временная нагрузка q т/м² (черт. 9), то для дальнейшего представляется удобным заменить ее эквивалентным по действию слоем земли выс. h_0 (черт. 10). Очевидно, что h_0 определится из условия приравнивания веса земли выс. h_0 с основанием 1 м² весу временной нагрузки, приходящейся на тот же 1 м², т. е.:



Черт. 9.

Черт. 10.

$$h_0 \cdot \delta = q,$$

откуда:

$$h_0 = \frac{q}{\delta}.$$

Мысленно продолжив стенку AB до точки A_1, определим давление на стенку A_1B. Это давление будет представляться площадью $\triangle a_1bd$ (черт. 10), в к-ром ордината bd равна (при гладкой стенке):

$$bd = \delta(H + h_0) \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Но т. к. в действительности стенка $A'A$ отсутствует, то, следовательно, отсутствует и то давление, к-рое на эту стенку приходилось бы, если бы она существовала. Поэтому для вычисления давления R_0, приходящегося на стенку AB, необходимо из $\triangle a'bd$ вычесть $\triangle a'ac$, являющийся давлением на фиктивную стенку $A'A$. Т. образом, давление на стенку AB представится площадью трапеции $abcd$.

Отрезок ac определится:

$$ac = \delta h_0 \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Окончательная величина давления представится в виде:

$$R_0 = \frac{\overline{ac} + \overline{bd}}{2} \cdot H = \frac{1}{2}\delta\,[H + 2h_0] \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Против случая отсутствия временной нагрузки давление возросло в $\left(1 + 2\frac{h_0}{H}\right)$ раз.

Ц. давления в этом случае определится ц. т. трапеции $abcd$.

Общая ф-ла давления на прямую стенку при временной нагрузке p *т/м²* на откосе имеет вид:

$$R_0 = \frac{1}{2}\delta h_1^2 \cdot k + p \cdot h_1 \cdot k,$$

где h_1 и k имеют прежние значения (см. стр. 468).

При расчете мостовых устоев временная нагрузка заменяется эквивалентным по действию слоем земли высотою, определяемой из выражения:

$$h_0 = \frac{\Sigma P}{l \cdot d \cdot \delta},$$

где l—длина призмы обрушения, d—длина шпалы, δ—вес единицы объема грунта и ΣP—полный вес подвижной нагрузки на призме обрушения. Длина призмы обрушения определяется по выражению:

$$l = H \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Но т. к. временная нагрузка расположена на поверхности в пределах ограниченной ширины, то по мере углубления ее влияние уменьшается, рассасываясь на большую ширину. По этой причине определять давление от временной нагрузки по ф-ле:

$$R_0 = \delta h_0 H \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right),$$

установленной для случая неограниченной ширины действия временной нагрузки на поверхности, неэкономично и, согласно ТУ проектирования ж.-д. мостов, выс. h_0 уменьшается при вычислении давления до выс. $h_1 = \alpha h_0$, а при вычислении момента от давления—до выс. $h_2 = \beta h_0$, где коэф-ты α и β зависят от выс. H расположения рассматриваемого сечения.

Т. о., при совместном действии временной нагрузки и самого сыпучего тела давление определяется по выражению:

$$R = \frac{1}{2}\delta H(H + 2h_1) \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

и момент относительно рассматриваемого сечения определяется по ф-ле:

$$M = \frac{1}{6}\delta H^2 (H + 3h_2) \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Ниже приводится таблица коэф-тов α и β, учитывающая распространение давления от нагрузки на призме обрушения в направлении, перпендикулярном оси пути.

H (в *м*)	α	β	H (в *м*)	α	β	H (в *м*)	α	β
2	0,75	0,81	11	0,40	0,50	20	0,29	0,38
3	0,67	0,75	12	0,38	0,48	21	0,28	0,37
4	0,61	0,70	13	0,37	0,47	22	0,27	0,36
5	0,57	0,66	14	0,35	0,45	23	0,26	0,36
6	0,53	0,63	15	0,34	0,44	24	0,26	0,35
7	0,49	0,60	16	0,33	0,43	25	0,25	0,25
8	0,46	0,57	17	0,32	0,41	26	0,25	0,23
9	0,44	0,54	18	0,31	0,40			
10	0,42	0,52	19	0,30	0,39			

б) Сплошная горизонтальная равномерная (силы торможения).

Дополнительное давление от сил торможения с достаточной точностью м. б. принято равным тормозной силе, помещенной на призме сползания, длина к-рой определяется по ф-ле:

$$l = H \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Что касается самых тормозных сил, то таковые вычисляются по ф-ле:

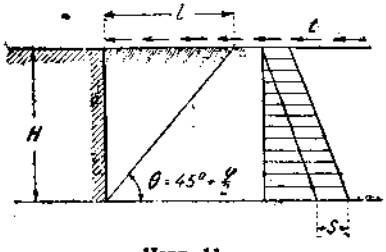
$$T = 0{,}15(\Sigma P + 0{,}25\Sigma Q),$$

где: ΣP—вес паровозов с тендерами, ΣQ—вес вагонов,

Плечо дополнительного давления от сил торможения принимается равным половине высоты.

Эпюра напряжения при горизонтальных силах имеет вид, показанный на черт. 11, где:

$$s = t\frac{l}{H} = t \cdot \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right).$$



Черт. 11.

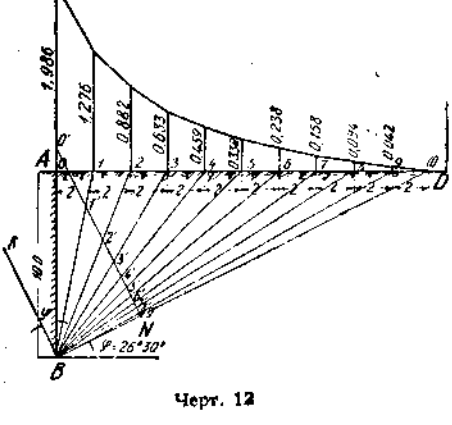
в) Случай сосредоточенных сил.

Определение давления земли в этом случае производится при помощи «условной» линии влияния давления земли от единичного веса сползаемой призмы. Построение этой кривой для одного из примеров приведено на черт. 12, где поверхность AD разбита на десять равных частей, проведены лучи $B1$, $B2$, $B3$ и т. д. На плоскости естественного откоса BD отложена в произвольном масштабе единица BN, проведена прямая NO', параллельная основной линии. Полученные отрезки NO', $N1'$, $N2'$, $N3'$ и т. д., измеряемые по прямой NO' до пересечения с ранее проведенными лучами, отложены по вертикали соответственно от точек 0, 1, 2, 3 и т. д. на поверхности. Масштабом этих отрезков служит отрезок BN, принимаемый за единицу масштаба.

Кривая $A'D$, соединяющая вершины отложенных отрезков, и представляет собою «условную» линию влияния земляного давления. «Условность» ее заключается в том, что для вычисления земляного давления надлежит не грузы, расположенные на призме обрушения, помножать на различные ординаты, расположенные под грузами (как обычно при пользовании линиями влияния), а сумму всех грузов, расположенных в пределах призмы сползания, помножить на одну общую ординату, к-рую имеет «условная» линия влияния в месте следа плоскости на поверхности. Так, напр., если бы сползание происходило по плоскости $B4$, то для вычисления земляного давления, производимого от веса самого сыпучего тела с временной нагрузкой, расположенной на нем, надлежит их общий вес помножить на величину ординаты 0,459 (черт. 12) (в точке 4). Вообще:

$$R_0 = (G + \Sigma P) \cdot y,$$

где G—вес сползаемой призмы, а ΣP—вес грузов, расположенных на призме обрушения.



Черт. 12

В виду отсутствия закономерности в изменении давления по выс. стенки надлежит для построения эпюры напряжений вычислить величины давлений для отдельных высот и по ним уже строить эпюру напряжений. Т. к. при наличии сосредоточенных давлений, расположенных на поверхности, нельзя определенно решить вопрос о направлении плоскостей сползания, то отыскание последних приходится делать попытками. Практически представляется достаточным обследовать плоскости сползания, проходящие через точки приложения грузов, а также плоскости сползания, отвечающие случаям не нагруженного состояния сыпучего тела (способ **Понселе**).

§ 4. Влияние воды.

а) Вода сзади стенки (черт. 13).

В этом случае эпюру напряжений принимают, как показано на черт. 13:

$$y_x = \delta_1 k(h_1 + h_2);$$
$$z = \delta h_2(1 - ak),$$

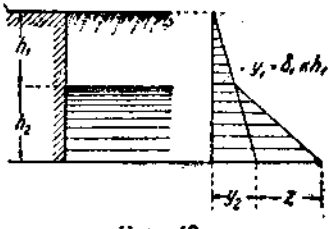
Библиотека ... Технолог. ...

где δ_1—вес единицы объема грунта (без воды), δ_1—вес воды, α—коэф-т пустотности, принимаемый от 0,55 до 0,70.

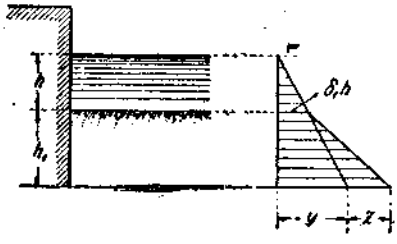
б) Вода покрывает землю (черт. 14) (грунт водопроницаемый).

В этом случае эпюру напряжений принимают, как показано на черт. 14, где:

$$y = \delta(h + h_1)\ \text{(от воды)};\quad z = h_1 k(\delta_1 - \alpha\delta).$$



Черт. 13.



Черт. 14.

§ 5. Отпор земли.

Как указано выше [см. ур-ие (3)], разница в исходном ур-ии при разыскании отпора от аналогичного ур-ия (1) при определении напора заключается в обратных знаках при φ и φ_0; поэтому все указанные прежде ф-лы в отношении давления земли (напора) могут быть преобразованы в ф-лы отпора путем перемены знаков. Так, для случая вертикальной гладкой стенки и горизонтального откоса отпор определяется по ф-ле:

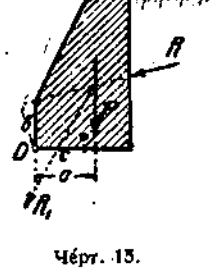
$$Q_0 = \frac{1}{2}\delta H^2 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right);$$

напряжение отпора в нижней точке ее стенки соответственно будет:

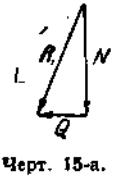
$$q = \delta H \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right).$$

§ 6. Подпорные стенки.

Давление земляной массы R за стенкой стремится вызвать или опрокидывание стенки путем вращения ее вокруг нижнего переднего ребра D (черт. 15), или сдвиг ее по основанию. Одновременно то же давление земли вместе с весом P самой стенки будет вызывать неравномерное сжатие (а в нек-рых случаях и растяжение) в швах кладки. При недостаточных размерах стенки может произойти нарушение устойчивости стенки (опрокидывание или сдвиг) или нарушение прочности (раздробление кладки, раскрытие швов и пр.).



Черт. 15.



Черт. 15-а.

Устойчивость стенки против опрокидывания будет обеспечена, если момент удерживающий будет больше момента опрокидывающего, т. е. $\frac{M_{уд.}}{M_{опр.}} = m > 1$. Коэф-т m называется коэф-том устойчивости; обычно его принимают от 1,5 до 2.

Применительно к обозначениям черт. 15 имеем:

$$M_{опр.} = R \cdot b \text{ и } M_{уд.} = P \cdot a.$$

Устойчивость стенки против сдвига будет удовлетворена, если сдвигающая сила меньше возможной силы трения, т. е. (черт. 15-а):

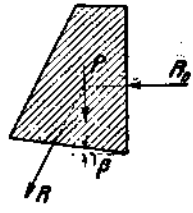
$$Q < T,$$

где $T = Nf$; Q—горизонтальная слагающая, стремящаяся сдвинуть стенку (по грунту или по шву кладки), а T—сила трения в подошве, наибольшее значение к-рой в предельном случае определяется произведением нормального давления N на коэф-т трения f. Коэф-т трения f для кладки по кладке принимается:

в швах свежей кладки: $f = 0{,}5$ ($\varphi' = 27°$);
в швах затвердевшей кладки: $f = 0{,}7$ ($\varphi' = 35°$);

для кладки по грунту:

по сухой земле: $f = 0{,}5$—$0{,}6$ ($\varphi' = 27°$—$33°$);
по сырой земле: $f = 0{,}35$ ($\varphi' = 19°$).



Черт. 16.

В написанном выше условии устойчивости против сдвига запасом является сила сцепления в швах кладки. Увеличение устойчивости против сдвига м. б. повышено приданием уклона основанию и швам, при к-ром передние ребра приподняты относительно задних (черт. 16). В таких случаях двигающая сила Q будет определяться проектированием равнодействующей на составляющую вдоль основания (черт. 16) и будет значительно меньше, чем по черт. 15.

Прочность стенки будет удовлетворена, если напряжения в кладке и на грунт не превосходят допускаемых. Напряжения вычисляются по ф-лам неравномерного сжатия (черт. 15) для прямоугольного поперечного сечения:


Черт. 17.

$$n_1 = \frac{N}{\omega}\left(1 + \frac{6c}{a}\right) \text{ и } n_2 = \frac{N}{\omega}\left(1 - \frac{6c}{a}\right).$$

Если равнодействующая давлений пересекает сечение на границе ядра, т. е. $c = \frac{1}{6}a$, то наибольшие напряжения:

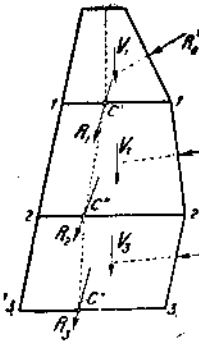
$$n_1 = \frac{2N}{\omega} \text{ и } n_2 = 0.$$

Если равнодействующая пересекает сечение вне ядра сечения (черт. 15), то n_2 получается отрицательным, т. е. появляются растягивающие напряжения, каковые в большинстве случаев кладки не допускаются. В таких случаях в расчет вводится сжатая часть сечения шириною $3\left(\frac{a}{2} - c\right)$ и наибольшее напряжение будет определяться выражением:

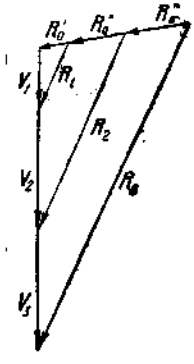
$$n_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{N}{0{,}5 \cdot a - c}.$$

Уничтожение или уменьшение растягивающих напряжений м. б. достигнуты срезанием нижней части задней стенки, как показано на черт. 17 пунктиром.

При простейшем,—прямоугольном,—профиле стенки достаточно ограничиться поверкой устойчивости и напряжений в плоскости основания (на грунт), т. к. выше расположенные швы кладки являются менее напряженными и вместе с тем более прочными (в смысле допускаемых напряжений против давления на грунт). При многоугольном очертании стенки (черт. 18) приходится поверять все характерные швы. В таких случаях расчет проще выполняется с помощью построения кривой давления.



Черт. 18.

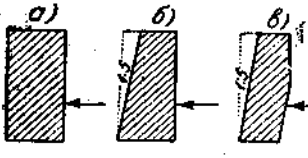


Черт. 18-а.

На черт. 18 приведено построение путем сложения при помощи силового м-ка давлений R_0', R_0'', R_0''', действующих на стенку, и весов V_1, V_2 и V_3 отдельных частей стенки. Сложением сил V_1 и R_0' получена точка c'—точка кривой давления в шве 1—1; сложением сил R_1, V_2 и R_0'' определяется R_2 и в ее пересечении шва 2—2 точка c''. Аналогично построение ведется дальше. Кривая, соединяющая точки c', c'', c''', и составляет кривую давления, наглядно характеризующую работу подпорной стенки. Для

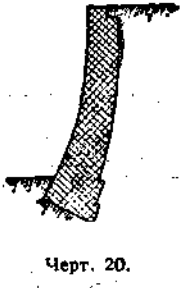
того, чтобы не было растягивающих напряжений в кладке, необходимо, чтобы кривая давления проходила в пределах ядра сечения, т. е. в средней трети, и одновременно с этим (для отсутствия сдвига) составляла с нормалями к плоскостям швов угол, меньший угла трения.

Профили стенок. В целях уменьшения количества материала в подпорной стенке приходится варьировать на профиле стенки. Простейший профиль прямоугольника требует больше материала, чем трапецоидальный (черт. 19,*б*), где наличие наклона передней грани повышает устойчивость стенки (увеличивается удерживающий момент). Еще выгоднее по количеству материала является профиль, показанный на черт. 19,*в* или на черт. 20. Последний носит название «английский тип». Часто по местным условиям не представляется возможным иметь наклон передней грани, а потому прибегают к обратной трапецоидальной стенке (или с уступами), где наклон имеет задняя грань (черт. 21). Последний профиль носит название «французский профиль».



Черт. 19.

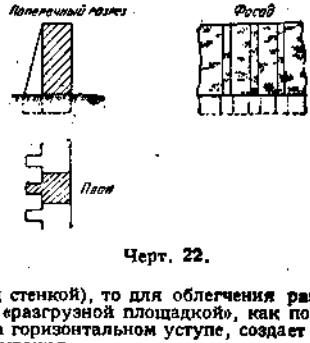
Большую экономию дает применение подпорных стенок с контрфорсами, как показано на черт. 22, где контрфорсы обращены наружу. Наличие таких контрфорсов значительно увеличивает удерживающий момент, относя левое ребро профиля в сторону. В практике находят применение стенки с бетонными контрфорсами, а пространство между контрфорсами заполнено железобетонной плитой (черт. 23). В целях уменьшения толщины железобетонной плиты и увеличения расстояния между контрфорсами целесообразно обратиться к арочному заполнению между контрфорсами, как показано на черт. 24. В случае, если контрфорсы с передней стороны устроить нельзя



Черт. 20.



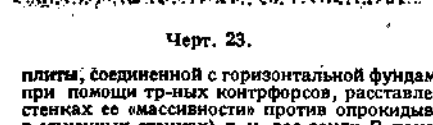
Черт. 21.



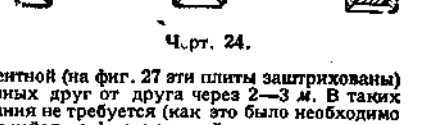
Черт. 22.

(отнимают эксплоатируемое пространство перед стенкой), то для облегчения размеров стенки можно прибегнуть к устройству стенок с «разгрузной площадкой», как показано на черт. 25, в к-рой вес земли P, покоящейся на горизонтальном уступе, создает значительный удерживающий момент против опрокидывания.

В последнее время, в связи с развитием железобетона, получили широкое распространение железобетонные подпорные стенки с контрфорсами—т. наз. угловой профиль стенки (черт. 25). Стенка состоит из вертикальной (лицевой) железобетонной



Черт. 23.

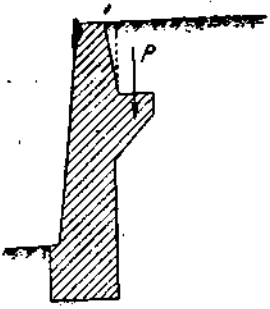


Черт. 24.

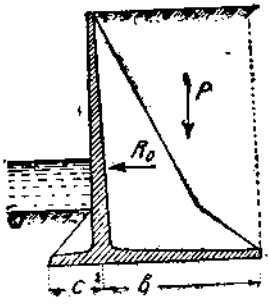
плиты, соединенной с горизонтальной фундаментной (на фиг. 27 эти плиты заштрихованы) при помощи тр-ных контрфорсов, расставленных друг от друга через 2—3 *м*. В таких стенках ее «массивности» против опрокидывания не требуется (как это было необходимо в каменных стенках), т. к. вес земли P, покоящейся на фундаментной плите, сам создает удерживающий момент (одновременно с опрокидывающим). При надлежащих размерах фундаментной плиты можно оба момента уравновесить и в части удерживающего момента превысить. Частичный вынос фундаментной плиты перед лицевой стенкой целесообразен. Наивыгоднейшее соотношение размеров: $\frac{c}{b}=\frac{1}{2}$.

Передней лицевой стенке часто придают уклон на землю.

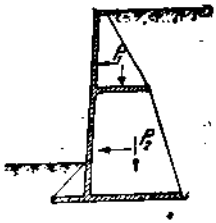
При высоких насыпях для облегчения размеров лицевой стенки и фундаментной плиты прибегают, как и в каменных стенках (черт. 25), к устройству разгрузных горизонтальных площадок (черт. 27). В недавнее время в Америке и у нас в СССР начинает получать применение т. наз. «американский тип» подпорной стенки, представляющий собою в известном смысле «шпальную клетку» (черт. 28). Детали каждого железобетонного бруска показаны на черт. 29. Давление земли на такие стенки определяется как для простой прямой стенки с гранью ab. Вес земли в междушпальном промежутке вместе с собственным весом стенки создает удерживающий момент против опрокидывания.



Черт. 25.



Черт. 26.



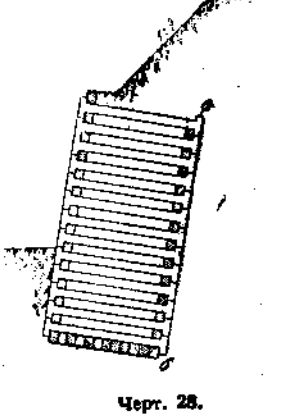
Черт. 27.

Расчет глубины заложения. Фундамент подпорной стенки, как и всякого др. сооружения, должен быть достаточно погружен в грунт, чтобы обеспечить неподвижность сооружения.

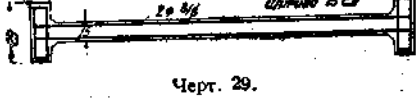
При расчете заложения фундамента следует различать два случая: первый,—когда сооружение несет одну только вертикальную нагрузку (черт. 30), и второй,—когда имеются вертикальные и горизонтальные силы (черт. 31).

В первом случае глубина заложения должна быть поверена на отсутствие возможности выпирания грунта из-под подошвы, для чего необходимо, чтобы противодействие частицы q грунта (черт. 30) было не меньше напора соседней частицы p, стремящейся выйти из-под подошвы фундамента. Последнее будет удовлетворено, если глубина заложения h будет не меньше:

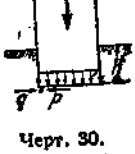
$$h \geqslant \frac{n}{\delta} \cdot \operatorname{tg}^4\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) \text{ (ф-ла Паукера),}$$



Черт. 28.



Черт. 29.



Черт. 30.

где: n—напряжение грунта на сжатие в подошве, φ—угол естественного откоса, δ—плотность грунта.

Во втором случае (черт. 31) под влиянием опрокидывающих усилий фундамент имеет стремление повернуться относительно нек-рой точки D, а потому надлежит также проверить достаточность сопротивляемости грунта по боковым граням, препятствующим вращению.

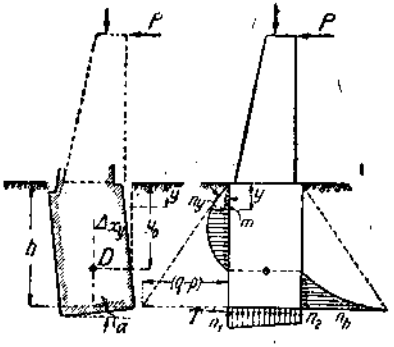
Положение точки D зависит от соотношения размеров (толщины и глубины) фундамента. Так, для неглубоких, но широких фундаментов точка D находится ниже подошвы фундамента (черт. 32), а для нешироких и глубоких фундаментов (черт. 31) точка D находится в пределах глубины фундамента.

В соответствии с тем или иным положением точки D сила трения, развивающаяся по подошве фундамента, будет направлена в сторону, обратную действующим горизонтальным силам (черт. 32) или совпадающую с направлением последних (черт. 31). Указанному повороту фундамента будут противодействовать: сопротивление земли, развивающееся по передней и задней граням фундамента, сопротивление земли, распространяющееся по основанию фундамента в виде неравномерного сжатия грунта, и наконец сила трения по основанию.

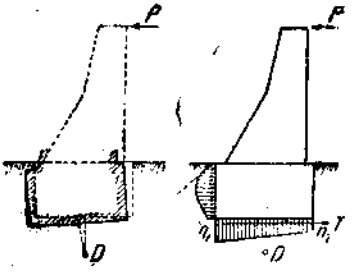
При неглубоких широких фундаментах большая часть сопротивления ложится на силы, развивающиеся по основанию (неравномерное сжатие грунта с силой трения), и меньшая доля—на сопротивление грунта по боковым граням. При глубоких тонких фундаментах, наоборот, большая часть сопротивления повороту ложится на силы, развивающиеся по боковым граням.

В основу расчета принимают след. допущения:

1. Фундамент представляет собою целое жесткое тело, жесткость к-рого бесконечно-велика по сравнению с окружающим его грунтом. По этому предположению наклон боковых граней фундамента будет соответствовать наклону основания фундамента.



Черт. 31.



Черт. 32.

2. Развивающиеся горизонтальные сопротивления грунта по передней и задней граням пропорциональны податливости фундамента на сыпучее тело. Так, на высоте y от поверхности земли (черт. 31):

$$n_y = C_y \cdot \Delta x_y,$$

где C_y—коэф-т боковой упругости грунта на выс. y от поверхности земли.

3. Коэф-т упругости C_y по высоте граней фундамента непостоянен и возрастает с увеличением глубины по зависимости:

$$C_y = C\frac{y}{h},$$

где C—коэф-т упругости грунта на глубине h.

4. Коэф-т упругости грунта в плоскости основания (вертикальной упругости грунта на выс. h) принимается равным коэф-ту боковой упругости на той же высоте (за отсутствием опытных данных).

При сделанных допущениях, обозначив угол наклона касательной, проведенной к эпюре горизонтальных сопротивлений грунта у поверхности к вертикали, через m (черт. 31) и проведя анализ выражения n_y, имеем: выражение горизонтального сопротивления земли на глубине y примет вид:

$$n_y = \frac{m}{y_0} \cdot y(y_0 - y) \text{ (парабола).}$$

Для вертикальных напряжений грунта (сжатие) имеем выражение:

$$n_1 - n_2 = \frac{mha}{y_0}.$$

Имея выражения напряжений, можно перейти к составлению ур-ий равновесия, к-рые на основании законов статики напишутся в след. виде:

$$(P+T)-b\int_0^h ny\cdot dy=0; \tag{1}$$

$$P(H+h)+M_0-b\int_0^h ny(h-y)\cdot dy-\frac{b(n_1-n_2)a^3}{12}, \tag{2}$$

где M_0—момент внецентренности в плоскости верха фундамента от несимметричного профиля контрфорса.

После интегрирования ур-ия (1) и (2) примут вид:

$$6(P+T)-b\frac{mh^2}{y_0}(3y_0-2h)=0; \tag{I}$$

$$12P(H+h)+12M_0-\frac{bmh^3}{y_0}(2y_0-h)-\frac{bmha^2}{y_0}=0. \tag{II}$$

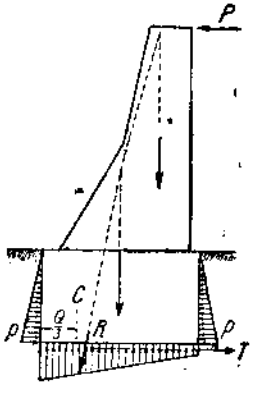
Написанные два ур-ия содержат три неизвестных величины: силу трения T, расстояние y_0 и тангенс угла, обозначенный через m. Поэтому решение этих ур-ий невозможно. Дополнительные же условия в настоящее время еще неизвестны.

Для разрешения неопределенности поступают одним из след. трех способов.

а) Пренебречь вообще горизонтальными сопротивлениями грунта по боковым граням, т. е. считать, что по обеим указанным граням действуют активные давления, взаимно уравновешивающиеся (черт. 33). Это решение направлено в запас устойчивости, но для широких и неглубоких фундаментов, имеющих большой вес (береговые устои мостов массивные при глубине заложения в 1,5—2 м), можно принять.

б) Пренебречь силой трения T, что, очевидно, также в запас устойчивости. В этом случае, в противоположность предыдущему предложению, учитываются горизонтальные сопротивления грунта по вертикальным граням. М. б. применен при расчете тонких, глубоких и легких фундаментов, но неприменим для быков.

в) Положить $y_0=h$, т. е. ц. вращения опоры совпадает с ц. подошвы фундамента. Это предложение идет в нек-рый ущерб устойчивости, т. к. при вращении относительно ц. подошвы фундамента получаются более благоприятные условия работы фундамента. Однако для массивных стенок благодаря силам трения в подошве фундамента, сопротивляющейся сдвигу, это предположение близко к действительности, и потому этот вариант следует признать наиболее желательным в применении.



Черт. 33.

Т. к. в первом случае (случай «а») все действующие усилия воспринимаются исключительно подошвой фундамента, то расчет подпорной стенки, выполненный выше обреза фундамента, в том же оформлении продолжается и ниже.

Специальные расчетные ф-лы приведем для случаев «б» и «в».

Для случая «б». Полагая в ур-иях (I) и (II) силу $T=0$ и решая ур-ия относительно y_0 и m, имеем для них выражения:

$$m=\frac{6p}{bh^2}\left(\frac{a^2-h^2+4\lambda h^2}{3a^2+h^2}\right);$$

$$y_0=\frac{a^2-h^2+4\lambda h^2}{6\lambda h-2h^2}.$$

Здесь через λ обозначено:

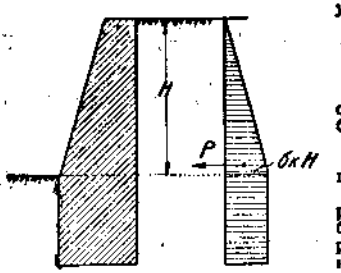
$$\lambda=(H+h)+\frac{M_0}{P},$$

где M_0—момент внецентренности в плоскости верха фундамента от несимметричного профиля стенки.

Устойчивость будет достигнута, если m не превосходит значения:

$$max\ m = (q-p) = \delta\left[\operatorname{tg}^2\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right)-\operatorname{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)\right]$$

и величины напряжений сжатия грунта n_1 и n_2 не превосходят допускаемых.



Черт. 34.

Для случая «в». Полагая в ур-ии (II) $y_0 = h$, имеем:

$$m = \frac{12[P(H+h)+M_0]}{b(h^3+a^3)}.$$

По найденному m, подставляя его в ур-ие (I), определяют силу трения T, к-рая, очевидно, не м. б. больше:

$$max\ T = V \cdot f,$$

где f—коэф-т трения.

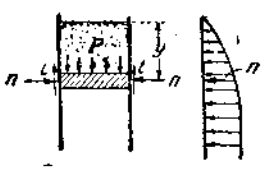
Если эта поверка даст неудовлетворительные результаты (т. е. сила T по ур-ию (I) получается больше $max\ T$), то это показывает, что $y_0 = h$ здесь рискованно. В таком случае надлежит в ур-иях (I) и (II) положить $T = T_{max}$ и определять соответствующее y_0.

В виду значительного влияния силы трения в подошве фундамента на понижение центра вращения опоры и приближения его к подошве, очевидно, ущерб устойчивости по этому варианту расчета для большинства опор незначительный.

В рассмотренном выше случае имелась опора с горизонтальной силой P. В случае земляной засыпки (черт. 34) под P надлежит понимать величину давления, определяемую площадью заштрихованной эпюры напряжения.

§ 7. Давление зерна на стенки силосов.

Вследствие ограниченной ширины силоса и большого влияния трения засыпки о стенки в этом случае применять указанные выше ф-лы давления сыпучего тела на подпорные стенки (неограниченной длины) нельзя, т. к. действительное давление зерна, как вертикальное (по горизонтальной плоскости) p, так и горизонтальное n, значительно меньше. На глубине y от верха засыпки давление n определяется выражением (черт. 35):



Черт. 35.

$$n = k \cdot p = k \cdot \frac{\delta}{A}(1-e^{-Ay})$$

где

$$A = \frac{u}{\omega} \cdot k \cdot \operatorname{tg}\varphi_0,$$

где в свою очередь: u—периметр сечения силоса, ω—площадь поперечного сечения, φ_0—угол трения засыпки о стенки силоса; $k = \frac{n}{p}$ —отношение горизонтального давления к вертикальному, принимаемое обычно как и в теории сыпучих тел:

$$k = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right),$$

где φ—угол естественного откоса засыпки, φ_0 принимается от 0,5 до 0,7 угла φ.

На стр. 481 дается сводка величин φ и k для различных зернистых тел. Характер изменения n по выс. представляется кривой, к-рая, возрастая вначале быстро, потом принимает направление, почти параллельное своей оси абсцисс и в бесконечности (при $y = \infty$) стремится к пределу:

$$n_{max} = k\frac{\delta}{A}.$$

Т. к. подсчет e^{-Ay} кропотлив, то в след. табл. в зависимости от значения Ay дается подсчитанное значение скобки $(1-e^{-Ay})$.

Засыпка	γ т/м³	φ	$k = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$	f
Шлак	0,9	45°	0,172	0,30
Кокс	0,6	45°	0,172	0,30
Железняк	1,8	45°	0,172	0,30
Цемент	1,4	40°	0,217	0,30
Щебень	1,7	45°	0,172	0,30
Рожь	0,7	37°	0,248	0,44
Пшеница	0,75	25°	0,406	0,30
Ячмень	0,63	26°	0,390	0,45
Овес	0,45	28°	0,371	0,47
Кукуруза	0,72	27°30	0,368	0,42
Чечевица	0,75	31°40	0,312	0,44
Горох	0,81	25°20	0,401	0,30
Льняное семя	0,66	21°30	0,414	0,41
Солод	0,53	22°	0,455	0,30
Соль	1,25	40°	0,217	0,30

Δy	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$1 - \varepsilon^{-\Delta y}$	0,095	0,181	0,259	0,330	0,393	0,451	0,503	0,551	0,593	0,632
Δy	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
$1 - \varepsilon^{-\Delta y}$	0,699	0,753	0,798	0,835	0,865	0,889	0,909	0,926	0,939	0,950

Давление (вертикальное) на днище силоса будет определяться выражением:

$$P = p \cdot \omega = \frac{n}{h} \cdot \omega,$$

где n взято соответствующее горизонту днища.

Пластинки и оболочки.

Пластинки.

Пластинкой называется тело любой формы, в плане у к-рой высота мала по сравнению с размерами основания. В дальнейшем изложении предположено, что высота одинакова во всех точках пластинки.

При расчете пластинок делаем следующие допущения:

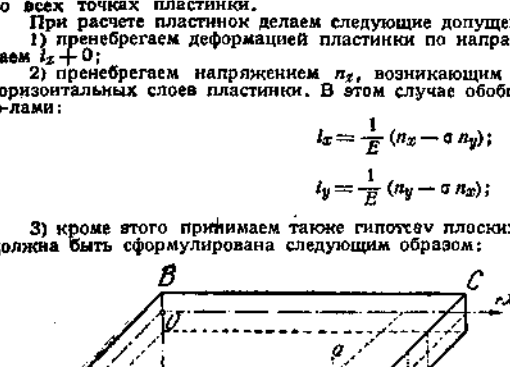
1) пренебрегаем деформацией пластинки по направлению ее толщины, т. е. полагаем $l_z = 0$;

2) пренебрегаем напряжением n_z, возникающим вследствие взаимного нажатия горизонтальных слоев пластинки. В этом случае обобщенный закон Гука выражается ф-лами:

$$l_x = \frac{1}{E}(n_x - \sigma n_y); \tag{1}$$

$$l_y = \frac{1}{E}(n_y - \sigma n_x); \tag{2}$$

3) кроме этого принимаем также гипотезу плоских сечений, к-рая для пластинки должна быть сформулирована следующим образом:



Черт. 1.

«Прямолинейный элемент ab внутри пластинки (черт. 1), нормальный к срединной плоскости до изгиба, остается прямым и нормальным к этой плоскости и после ее искривления». Срединной плоскостью называем плоскость, делящую пополам высоту пластинки. Оси координат X и Y расположим в срединной плоскости, а ось Z направим вниз. Во всех ф-лах дальнейшего изложения и в ф-лах (1) и (2) приняты следующие обозначения: l_x—относительное удлинение вдоль оси X, l_y—вдоль оси Y, l_z—вдоль оси Z, E—модуль продольной упругости, G—модуль поперечной упругости, n_x—нормальное напряжение в площадке, перпендикулярной к оси X, n_y—нормальное напряжение в площадке, перпендикулярной к оси Y, n_z—нормальное напряжение в площадке, перпендикулярной к оси Z, t_{yz}—тангенциальное напряжение, параллельное Y в плоскости, перпендикулярной к оси Z, t_{zy}—параллельное Z в плоскости, перпендикулярной Y, t_{xz}—параллельное X в плоскости, перпендикулярной Z, θ_{xy}—относительный сдвиг в плоскости OXY, θ_{yz}—OYZ, θ_{zx}—OZX, u, v и w—проекции перемещения точки на оси координат, σ—коэф-т Пуассона, ρ—радиус кривизны. Остальные обозначения особо оговорены в тексте.

§ 1. Цилиндрический изгиб.

Если пластинка как-либо оперта по двум граням AB и CD и загружена нагрузкой, переменной по направлению оси OY и постоянной в направлении X, то искривление ее происходит по цилиндрической поверхности. В этом случае вырезанная полоска ширины $b_y = 1$ изгибается в условиях плоской деформации:

$$l_y = \frac{1}{E}(n_y - \sigma n_x) = 0. \tag{2'}$$

Решая ур-ие (2') относительно n_x, имеем:

$$n_x = \frac{E}{1-\sigma^2} l_x = E_1 l_x. \tag{3}$$

Диференциальное ур-не изогнутой срединной плоскости:

$$D\frac{d^2w}{dx^2} = -M_1$$

$$D = E_1 I = \frac{h^3}{12}\cdot\frac{E}{1-\sigma^2}, \qquad (4)$$

D—цилиндрическая жесткость пластинки.

Нормальное напряжение, выраженное через изгибающий момент:

$$n_x = \frac{M_1 z}{I}. \qquad (5)$$

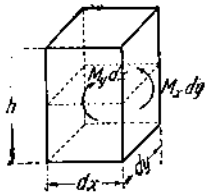
§ 2. Чистый изгиб.

По граням пластинки приложены непрерывно распределенные пары интенсивностью M_x и M_y.

Вырезаем для исследования элементарный параллелепипед высотою h с основанием dx и dy (черт. 2):

$$M_x = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} n_x z\,dz; \qquad (6)$$

$$M_y = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} n_y z\,dz. \qquad (7)$$



Черт. 2.

При радиусе кривизны в направлении оси x—ρ_x и оси y—ρ_y:

$$i_x = -\frac{z}{\rho_x};\quad i_y = -\frac{z}{\rho_y}.$$

После подстановки этих значений в ф-лы обобщенного закона Гука:

$$\left.\begin{aligned} n_x &= -\frac{E}{1-\sigma^2}\left(\frac{1}{\rho_x}+\frac{\sigma}{\rho_y}\right)z \\ n_y &= -\frac{E}{1-\sigma^2}\left(\frac{1}{\rho_y}+\frac{\sigma}{\rho_x}\right)z \end{aligned}\right\} \qquad (8)$$

Подставляем (8) в (6) и (7):

$$M_x = -\frac{E}{1-\sigma^2}\left(\frac{1}{\rho_x}+\frac{\sigma}{\rho_y}\right)\int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} z^2\,dz = -D\left(\frac{1}{\rho_x}+\frac{\sigma}{\rho_y}\right).$$

Аналогично:

$$M_y = -D\left(\frac{1}{\rho_y}+\frac{\sigma}{\rho_x}\right).$$

Пренебрегая в знаменателе выражением кривизны * $\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2$ и $\left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)^2$ по сравнению с единицей, будем иметь:

$$\left.\begin{aligned} D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\sigma\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) &= -M_x \\ D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}+\sigma\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right) &= -M_y \end{aligned}\right\} \qquad (9$$

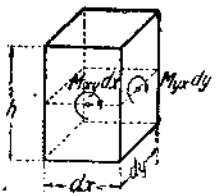
---

* Выражение кривизны: $\frac{1}{\rho} = \frac{\pm\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}}{\left[1+\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}}$;

$$\frac{1}{\rho_x} = \frac{\partial^2 w}{\partial x^2};\quad \frac{1}{\rho_y} = \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}.$$

§ 3. Кручение пластинки.

Вырезаем из пластинки, загруженной по какой-нибудь грани сплошными крутящими парами, элементарный параллелепипед высотою h с основанием dx и dy (черт. 3). По закону взаимности касательных напряжений крутящие пары в плоскости параллелепипеда, параллельной ZOX, должны равняться по абсолютной величине парам в плоскости, параллельной ZOY.

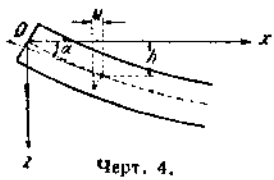


Черт. 3.

$$M_{xy} = \int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} t_{xy} z dz = -\int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} t_{yx} z dz. \qquad (10)$$

Закон Гука для касательных напряжений:

$$t_{xy} = \frac{E}{2(1+\sigma)}\theta_{xy} = \frac{E}{2(1+\sigma)}\left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}\right).$$



Черт. 4.

Из черт. 4 усматривается, что

$$u = -z\frac{\partial w}{\partial x}.$$

Аналогично:

$$v = -z\frac{\partial w}{\partial y}.$$

Таким образом:

$$t_{xy} = -\frac{E}{1+\sigma}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}\right)z.$$

Делая подстановку в ур-ие (10):

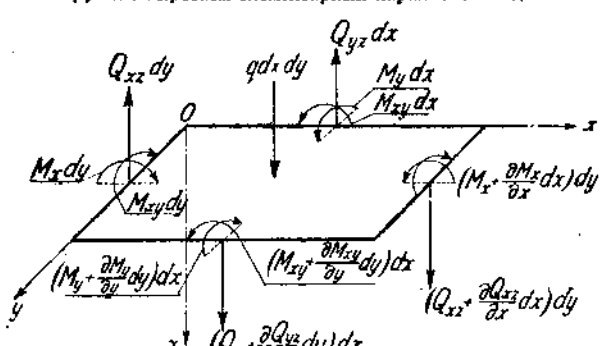
$$M_{xy} = -\frac{E}{1+\sigma}\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}\int_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} z^2\, dz = -D(1-\sigma)\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y},$$

или переписывая это выражение в обычной форме получим:

$$D(1-\sigma)\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = -M_{xy}. \qquad (11)$$

§ 4. Общий случай изгиба пластинки.

Для исследования общего случая изгиба опертой по контуру пластинки и нагруженной сплошной нагрузкой вырезаем элементарный параллелепипед и заменяем действие



Черт. 5.

отброшенной части поперечными силами Q_{xz} и Q_{yz}, моментами M_x, M_y и крутящим M_{xy}. На черт. 5 дано изображение срединной плоскости параллелепипеда с приложенными силами.

Составляя условия равновесия, получим:

$$\frac{\partial Q_{xz}}{\partial x}+\frac{\partial Q_{yz}}{\partial y}=q; \tag{12}$$

$$\frac{\partial M_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial M_y}{\partial y}=Q_{yz}; \tag{13}$$

$$\frac{\partial M_{xy}}{\partial y}+\frac{M_x}{\partial x}=Q_{xz} \tag{14}$$

Кроме этих ур-ий для определения неизвестных M_x, M_y и M_{xy} имеем ур-ия (9) и (11).

Найдем общие дифференциальные ур-ия искривленной срединной плоскости; для этого в ур-ие (12) производим подстановку соответствующих выражений из ур-ий (9), (11), (13), (14) и, найдя производные, окончательно получаем:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4}+2\,\frac{\partial^4 w}{\partial x^2\,\partial y^2}+\frac{\partial^4 w}{\partial y^4}=+\frac{q}{D}. \tag{15}$$

Вводя Лапласов оператор:

$$\nabla^2\,\nabla^2 w=+\frac{q}{D}.$$

§ 5. Условия на концах.

В зависимости от способа опирания пластинки будем иметь дополнительные условия на концах.

1) Для шарнирно опертого края:

при $x=0$ прогиб $w=0$; изгиб. мом. $M_x=\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\sigma\,\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}=0$.

2) Для заделанного края:

при $x=0$ прогиб $w=0$; угол наклона касательной $\frac{\partial w}{\partial x}=0$.

3) Для свободного края:

при $x=0$ момент $M_x=0$; поперечная сила $Q_{xy}=\frac{\partial M_{xy}}{\partial y}=0$.

§ 6. Прямоугольная пластинка.

Наиболее широкое применение в строительстве получили прямоугольные пластинки. Изогнутая поверхность пластинки определяется решением ур-ия (15) при заданных условиях на концах.

Однако лишь в немногих случаях удается произвести непосредственное интегрирование дифференциальных ур-ий. Вообще решение получается в виде ряда, к-рый для того, чтобы его применить для вычислений, должен быстро сходиться. Таково решение для прямоугольной пластинки, данное Навье.

Применение строгой теории к произвольно нагруженным и опертым прямоугольным пластинкам осложняется гл. обр. из-за математических трудностей, возникающих при интегрировании и дальнейшем вычислении, поэтому необходимо перейти к приближенному методу, дающему достаточно точные для практики результаты.

Подобный расчет пластинок, основанный на аналогии между дифференциальными ур-иями пластинки и упругой мембраны, дан Маркусом. Маркус заменяет мембрану упругой решеткой, сводя интегрирование дифференциальных ур-ий к решению ур-ий в конечных разностях. Решение это с практической точки зрения, как дающее небольшое расхождение со строгой теорией, можно назвать точным.

Дифференциальное ур-ие пластинки:

$$\nabla^2\,\nabla^2 w=\frac{q}{D},$$

принимая за параметр приведенный момент $M=M_x+M_y$ (см. ур-ие 9), удается разбить на два:

$$\nabla^2 M=-q(1+\sigma) \tag{16}$$

и

$$\nabla^2 w=-\frac{M}{D(1+\sigma)}. \tag{17}$$

Дифференциальное ур-ие искривленной поверхности мембраны:

$$\nabla^2 z=\frac{\partial^2 z}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 z}{\partial y^2}=-\frac{q}{S}, \tag{18}$$

где S—натяжение мембраны

Проводя аналогию Мора между упругой поверхностью пластинки и кривой поверхностью мембраны на основании сходства ур-ий (16), (17) и (18), придем к след. выводам:

1) Предполагая натяжение мембраны $S=1$, получим, что кривая поверхность мембраны представляет собою эпюру $M=M_x+M_y$.

2) Положив $q=M$ и $S=D(1+\sigma)$, получим, что кривая поверхность мембраны изобразит искривленную срединную плоскость пластинки.

Заменяя мембрану решеткой и давая в обоих направлениях решетки одинаковое количество отверстий, получим основные уравнения (15'), (16') и (17') в конечных разностях:

$$\frac{\Delta^4 z_m}{\Delta x^4}+2\frac{\Delta^4 z_m}{\Delta x^2\,\Delta y^2}+\frac{\Delta^4 z_m}{\Delta y^4}=\frac{q_m}{D}; \tag{15'}$$

$$\frac{\Delta^2 M}{\Delta x^2}+\frac{\Delta^2 M}{\Delta y^2}=-q_m(1+\sigma); \tag{16'}$$

$$\frac{\Delta^2 z_m}{\Delta x^2}+\frac{\Delta^2 z_m}{\Delta y^2}=-\frac{M_m}{D(1+\sigma)}. \tag{17'}$$

Входящие в ур-ия разности раскрываются в след. виде:

$$\left.\begin{aligned}&\Delta Z_{m+1}=Z_{m+1}-Z_m;\ \Delta Z_m=\frac{1}{2}(Z_{m+1}-Z_{m-1})\\&\Delta^2 Z_m=\Delta Z_{m+1}-\Delta Z_m=Z_{m+1}-2Z_m+Z_{m-1}\\&\Delta^4 Z_m=\Delta^2 Z_{m+1}-2\Delta Z_m^2+\Delta^2 Z_{m-1}\ \text{и т. д.}\end{aligned}\right\} \tag{19}$$

Умножая обе части ур-ий (16') и (17') на ΔX^2 и вводя обозначения $\Delta X:\Delta Y=K$, получим:

$$\left.\begin{aligned}&(Z_{m+2}-4Z_{m+1}+6Z_m-4Z_{l-1}+Z_{m-2})+2K^2[Z_{n+1}-2Z_n+Z_{n-1}-\\&-2(Z_{m+1}-2Z_m+Z_{m+1})+Z_{l+1}-2Z_l+Z_{l-1}]+K^4(Z_0-4Z_n+6Z_m-4Z_l+Z_k)=\\&=\frac{K^2}{D}q_m(\Delta X\,\Delta Y)^2\\&M_{m+1}-2M_m+M_{m-1}+K^2(M_n-2M_m+M_l)=-Kq_m\,\Delta X\,\Delta Y(1+\sigma)\\&Z_{m+1}-2Z_m+Z_{m-1}+K^2(Z_n-2Z_m+Z_l)=-\frac{K}{D(1+\sigma)}M_m\Delta X\,\Delta Y\end{aligned}\right\} \tag{20}$$

Точно так же в конечных разностях могут быть выражены и ур-ия для нахождения усилий 9-е, 11-е, 13-е и 14-е (см. ниже пример решения).

Непрерывную нагрузку $Q(xy)$ и $M(xy)$ заменяем, т. о., сосредоточенными грузами, величина к-рых определяется интенсивностью нагрузки Q_m и M_m в узле решетки.

Если пластинка свободно оперта по контуру, то в условия на концах не входят выражения прогибов, т. е. приведенный момент M м. б. вычислен по ур-ию (16'), не входя в рассмотрение деформации плиты. На основании этого плиты, шарнирно опертые по контуру, считаются статически определимыми. При статически неопределимых закреплениях, напр., при жестко заделанных опорах, приходится пользоваться ур-ием (15') в конечных разностях 4-го порядка. При этом получаются решения для перемещений фиктивной решетки (черт. 6), находящейся за пределами контура плиты. Для исключения этих решений и определения реальных прогибов Z_m служат ур-ия, составленные из условий на концах, по краям и в углах плиты.

§ 7. Пример расчета прямоугольной жестко защемленной по контуру плиты.

Вводим упрощение,—положим $\sigma=0$. Плита квадратная, разбита решеткой на 16 отверстий. $\Delta X=\Delta Y$ (черт. 6).

Условия закрепления:

$$Z_a=Z_b=Z_c=0.$$

Для исключения фиктивных решений пользуемся условиями на концах: при $x=0$, $z=0$ и $\frac{dz}{dx}=0$.

Разложение в ряд Тейлора дает:

$$z_{m+1}=z_m+\frac{\Delta x}{1!}\left(\frac{dz}{dx}\right)_m+\frac{\Delta x^2}{2!}\left(\frac{d^2z}{dx^2}\right)_m+\frac{\Delta x^3}{3!}\left(\frac{d^3z}{dx^3}\right)_m+\dots$$

Ограничиваясь четырьмя первыми членами ряда, при приведенных граничных условиях имеем (черт. 6):

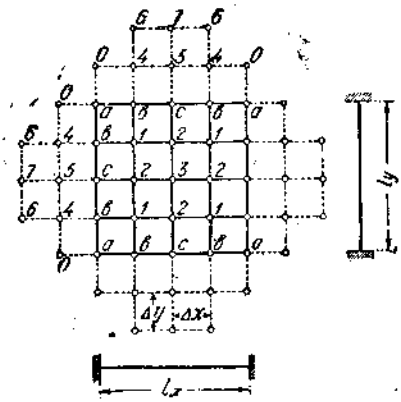
$$z_i = \frac{\Delta x^2}{2!}\frac{(\Delta^2 z)_b}{\Delta x^2} + \frac{\Delta x^3}{3!}\frac{(\Delta^3 z)_b}{\Delta x^3} = \frac{1}{2}\Delta^2 z_b + \frac{1}{6}[\Delta^2 z_1 - \Delta^2 z_b] = \frac{1}{3}z_4 + \frac{1}{6}z_b^2 *.$$

Применяя ур-ие (15′) к узлам решетки *1*, *2* и *3*:

$$20z_1 - 16z_2 + 2z_3 + 2z_1 + 2z_4 = \frac{q}{D}\Delta x^4;$$

$$20z_2 - 8(2z_1 + z_3) + 4z_3 + z_2 + z_5 = \frac{q}{D}\Delta x^4;$$

$$20z_3 - 32z_3 + 8z_1 = \frac{q}{D}\Delta x^4.$$



Черт. 6.

Совместное решение ур-ий дает:

$$z_1 = 0{,}1504\,\frac{q}{D}\Delta x^4;\quad z_2 = 0{,}2312\,\frac{q}{D}\Delta x^4;$$

$$z_3 = 0{,}3575\,\frac{q}{D}\Delta x^4;\quad z_4 = 0{,}3356\,\frac{q}{D}\Delta x^4;$$

$$z_5 = 0{,}5148\,\frac{q}{D}\Delta x^4.$$

Необходимо еще найти z_7, к-рое войдет в ур-ие опорных моментов.

Ур-ие для точки C:

$$20z_c - 8(z_5 + z_2) + 2(2z_1 + 2z_4) + 4z_3 + z_7 = \frac{q}{D}\Delta x^4,$$

$$z_7 = 4{,}6665\,\frac{q}{D}\Delta x^4.$$

Окончательно моменты в узлах:

$$M_{mx} = -\frac{D}{\Delta x^2}[z_{m+1} - 2z_m + z_{m-1} + \sigma(z_n - 2z_m + z_l)] =$$

$$= -q\Delta x^2(2 \cdot 0{,}2312 - 2 \cdot 0{,}3575) = 0{,}0158ql^2;$$

$$M_{cx} = -q\Delta x^2(0{,}2312 + 0{,}5148) = -0{,}04654ql^2;$$

$$M_{i,xy} = -\frac{(1-\sigma)D}{4\Delta x\Delta y}[(z_{n+1} + z_{l-1}) - (z_{n-1} + z_{l+1})] = -\frac{q\Delta x^2}{4}0{,}3575 = 0{,}00558ql^2;$$

$$A_{cx} = -\frac{D}{2\Delta x^2}[z_{m+2} - 2(z_{m+1} - z_{m-1}) - z_{m-2} + (2-\sigma)\frac{1}{K^2}(z_{n+1} - z_{n-1} - 2z_n +$$

$$+ 2z_l - z_{l-1} + z_{n-1})] = -\frac{q\Delta x}{2}[0{,}3575 - 2\cdot(0{,}2312 - 0{,}5148) - 4{,}6665] = 0{,}4677ql.$$

Для сплошных нагрузок q вычисляется как часть нагрузки, приходящаяся на площадь отверстия решетки:

$$q_m = \frac{P}{\Delta x\Delta y}.$$

---

* Последнее выражение получено, подставляя

$$\Delta z_m^2 = z_{m+1} - 2z_m + z_{m-1}.$$

Отсюда плита заделана, если выполнены условия:

$$z_4 = 3z_1 - 0{,}5z_2$$

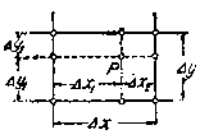
и аналогично:

$$z_6 = 3z_{\ldots} - 0{,}5z_3.$$

Если нагрузка P_m сосредоточена в узле сетки, то

$$q_m = \frac{P_m}{\Delta x \Delta y}.$$

При сосредоточенном грузе, не совпадающем с узлом, распределение его производится в предположении, что груз передается при помощи дополнительной решетки на основную (черт. 7). Исходя из этого, узел 1 при сосредоточенной нагрузке в точке m воспримет:



Черт. 7.

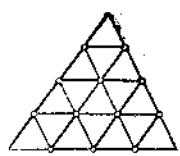
$$P_1 = P\frac{\Delta x_2 \Delta y_1}{\Delta x \Delta y}.$$

Соответственно узлы 2, 3 и 4:

$$P_2 = P\frac{\Delta x_1 \Delta y_1}{\Delta x \Delta y};$$

$$P_3 = P\frac{\Delta x_1 \Delta y_2}{\Delta x \Delta y};$$

$$P_4 = P\frac{\Delta x_2 \Delta y_2}{\Delta x \Delta y}.$$



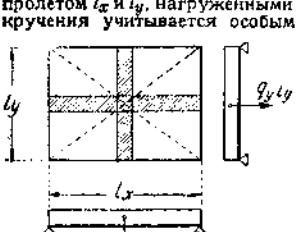
Черт. 8.

Этим же методом можно рассчитывать пластинки любой формы в плане, соответственно преобразовав для них вид решетки (черт. 8).

§ 8. Приближенный способ расчета прямоугольных пластинок.

Вышеприведенный расчет пластинок хотя и устраняет математические трудности и является с практической точки зрения весьма точным, но заставляет производить большую вычислительную работу при решении ур-ий.

На основании рассмотренного метода Маркусом разработан еще приближенный метод, принятый за основу расчета плит в германских нормах железобетонных конструкций. Этот метод является достаточным для расчета большинства плит гражданских сооружений. В основу метода положена замена пластинки перекрещивающимися балками пролетом l_x и l_y, нагруженными частями q_x и q от общей равномерной нагрузки. Влияние кручения учитывается особым коэф-том μ.



Черт 9.

Наибольшие изгибающие моменты в полосах-балках:

$$M_x = \frac{q_x l_x^2}{m_x};\quad M_y = \frac{q_y l_y^2}{m_y}.$$

Прогибы в средине пролета:

$$\delta_x = \frac{\alpha_x q_x l_x^4}{284 E I_x};\quad \delta_y = \frac{\alpha_y q_y l_y^4}{384 E I_y}.$$

Приравнивая прогибы обоих полос $\delta_x = \delta_y$, имеем:

$$\alpha_x l_x^4 q_x = \alpha_y l_y^4 q_y;$$

$$q_x + q_y = q.$$

Откуда, решая два ур-ия совместно, получим:

$$q_x = q\frac{\alpha_y l_y^4}{\alpha_x l_x^4 + \alpha_y l_y^4};$$

$$q_y = q\frac{\alpha_x l_x^4}{\alpha_x l_x^4 + \alpha_y l_y^4}.$$

Коэф-ты m и α зависят от условий на концах:

1) Для свободно лежащей полосы $m = 8$ и $\alpha = 5$.

2) Для одной свободно опертой и другой заделанной опоры $m = \frac{128}{9}$ и $\alpha = \frac{2}{3}$

3) Для заделанной полосы $m = 24$ и $\alpha = \frac{1}{3}$.

Окончательные расчетные моменты в направлениях x и y должны быть уменьшены на коэф-т μ, т. к. взаимное воздействие параллельных полос создает крутящие моменты, уменьшающие M_x и M_y.

Др. Маркус на основании точного расчета дает для коэф-тов μ следующие приближенные выражения:

$$\mu_x = 1 - \frac{20}{3}\,\frac{q_x l_x^2}{m_y q l_y^2};$$

$$\mu_y = 1 - \frac{20}{3}\,\frac{q_y l_y^2}{m_y q l_x^2}.$$

Окончательно расчетные моменты определяются в следующем виде:

$$max\ M_x = \mu_x M_x;\ max\ M_y = \mu_y M_y.$$

Для удобства вычислений приводятся таблицы для расчета однопролетных плит, составленные на основании приближенного метода.

По таблице пролетные моменты свободно лежащей плиты:

$$max\ M_x = q l_x^2 C_1;\ max\ M_y = q l_y^2 C_2.$$

Для плиты, защемленной по контуру:

$$max\ M_x = q l_x^2 C_3;\ max\ M_y = q l_y^2 C_4$$

и опорные моменты:

$$min\ M_x = q l_x^2 C_5;\ min\ M_y = q l_y^2 C_6.$$

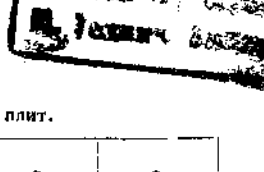


Таблица коэф-тов для расчета однопролетных плит.

$\frac{l_y}{l_x}$	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6
0,50	0,00591	0,0946	0,00229	0,0367	0,00624	0,0839
0,55	0,00806	0,0881	0,00322	0,0352	0,00757	0,0827
0,60	0,0105	0,0813	0,00436	0,0336	0,0105	0,0809
0,65	0,0133	0,0744	0,00568	0,0318	0,0140	0,0785
0,70	0,0162	0,0676	0,00718	0,0299	0,0181	0,0755
0,75	0,0194	0,0604	0,00883	0,0279	0,0227	0,0718
0,80	0,0226	0,0551	0,0106	0,0258	0,0277	0,0677
0,85	0,0259	0,0496	0,0124	0,0238	0,0329	0,0631
0,90	0,0293	0,0447	0,0143	0,0217	0,0382	0,0582
0,95	0,0329	0,0403	0,0161	0,0198	0,0434	0,0533
1,00	0,0365	0,0365	0,0179	0,0179	0,0484	0,0484

§ 9. Круглая пластинка.

Для решения круглой пластинки представим общее ур-ие (15) в полярных координатах:

$$\nabla^2\nabla^2 w \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r^2}\frac{\partial^2}{\partial \varphi^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}\right)^2 w = \frac{q}{D}. \qquad (21)$$

Если нагрузка и плита симметричны, то W не зависит от φ и является ф-ей r. На основании этого для симметричных плит ур-ие (21) преобразуется:

$$\nabla^2\nabla^2 w = \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}\right)^2 w = \frac{q}{D}. \qquad (22)$$

Общий интеграл этого ур-ия:

$$w = C_1 \cdot \ln r + C_2 r^2 \cdot \ln r + C_3 + C_4 r^2 + w_0. \qquad (23)$$

Частный интеграл w_0 получим разложением диференциального ур-ия на два;

$$\frac{\partial}{\partial r}\left(r\frac{\partial M}{\partial r}\right) = -qr(1+\sigma);\quad \frac{\partial}{\partial r}\left(r\frac{\partial w}{\partial r}\right) = -\frac{M}{D(1+\sigma)}r.$$

Для сплошной равномерной нагрузки при двойном интегрировании получаем:

$$w_0 = \frac{qr^4}{64D}$$

и окончательно общее решение для случая равномерной нагрузки:

$$w = C_1 \cdot \ln r + C_2 r^2 \cdot \ln r + C_3 + C_4 r^2 + \frac{qr^4}{64D}.$$

Направляя ось X вдоль радиуса r, найдем для неизвестных моментов следующие выражения:

$$M_r = -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial r^2} + \frac{\sigma}{r}\frac{\partial w}{\partial r}\right); \tag{24}$$

$$M_t = -D\left(\frac{1}{r}\frac{\partial w}{\partial r} + \sigma\frac{\partial^2 w}{\partial r^2}\right); \tag{25}$$

$$M_{xy} = M_{yx} = 0,$$

где M_r — момент, в площадках, нормальных к радиусу, а M_t — по радиальному сечению.

Для случая сплошной круглой пластинки необходимо в ур-ии (23) отбросить первые два члена, обращающие для центра прогиб и кривизну пластинки в бесконечность:

$$w = C_3 + C_4 r^2 + \frac{qr^4}{64D}. \tag{26}$$

Две произвольные постоянные этого ур-ия определяются из условий на концах.

Следует отметить, что по найденным значениям M_r и M_t, а также и для прямоугольной пластинки при найденных M_x, M_y и M_{xy} можно найти моменты по косым площадкам пластинки, т. е. по любому направлению.

Известное преобразование векторов дает:

изгибающий момент:

$$M_n = M_x \cdot \cos^2\alpha + M_y \cdot \sin^2\alpha + M_{xy} \cdot \sin 2\alpha;$$

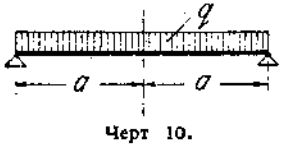
крутящий момент:

$$M_k = M_{xy} \cdot \cos 2\alpha - \frac{1}{2}(M_x - M_y) \cdot \sin 2\alpha.$$

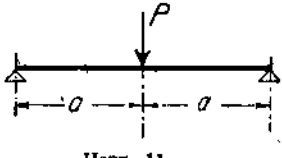
Предельные значения получаем: для изгибающего момента при $\operatorname{tg} 2\alpha = \dfrac{2M_{xy}}{M_x - M_y}$ и для крутящего при $\operatorname{tg} 2\alpha_1 = -\dfrac{M_x - M_y}{2M_{xy}}$.

Ниже приведено несколько готовых решений круглой пластинки для наиболее часто встречающихся случаев практики.

1) Круглая свободно лежащая пластинка, загруженная равномерной нагрузкой (черт. 10):



Черт 10.



Черт. 11.

$$w = \frac{qa^4}{64D(1+\sigma)}\left[(5+\sigma) - 2\cdot(3+\sigma)\left(\frac{r}{a}\right)^2 + (1+\sigma)\left(\frac{r}{a}\right)^4\right];$$

$$M_r = \frac{qa^2}{16}(3+\sigma)\left[1 - \left(\frac{r}{a}\right)^2\right];$$

$$M_t = \frac{qa^2}{16}\left[(3+\sigma) - (1+3\sigma)\left(\frac{r}{a}\right)^2\right];$$

$$Q_r = -\frac{qr}{2}.$$

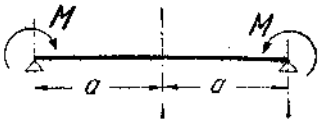
2) Круглая свободно лежащая пластинка, загруженная сосредоточенной силой в центре (черт. 11):

$$w = \frac{Pa^2}{16\pi D(1+\sigma)}\left\{(3+\sigma)\left[1 - \left(\frac{r}{a}\right)^2\right] + 2(1+\sigma)\left(\frac{r}{a}\right)^2 \cdot \ln\frac{r}{a}\right\};$$

$$M_r = -\frac{P}{4\pi}(1+\sigma)\cdot \ln\frac{r}{a};$$

$$M_t = \frac{P}{4\pi}\left[(1-\sigma)-(1+\sigma)\cdot\ln\frac{r}{a}\right];$$

$$Q_r = -\frac{P}{2\pi r}.$$



Черт. 12.

3) Круглая свободно лежащая пластинка, загруженная непрерывными парами по опорному краю (черт. 12):

$$w = \frac{Ma^2}{2D(1+\sigma)}\left[1-\left(\frac{r}{a}\right)^2\right];$$

$$M_r = M;\ M_t = M;\ Q_r = 0.$$

4) Круглая заделанная по краям пластинка, загруженная равномерной нагрузкой черт. 13):

$$w = \frac{qa^4}{64D}\left[1-2\left(\frac{r}{a}\right)^2+\left(\frac{r}{a}\right)^4\right];$$

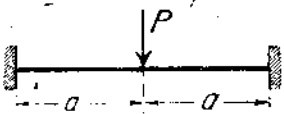
$$M_r = \frac{qa^2}{16}\left[(1+\sigma)-(3+\sigma)\left(\frac{r}{a}\right)^2\right];$$

$$M_t = \frac{qa^2}{16}\left[(1+\sigma)-(1+3\sigma)\left(\frac{r}{a}\right)^2\right];$$

$$Q_r = -\frac{qr}{2}.$$



Черт. 13.



Черт. 14.

5) Круглая заделанная по краям пластинка, загруженная сосредоточенной силой в центре (черт. 14):

$$w = \frac{Pa^2}{16\pi D}\left\{\left[1-\left(\frac{r}{a}\right)^2\right]+2\left(\frac{r}{a}\right)^2\cdot\ln\frac{r}{a}\right\};$$

$$M_r = -\frac{P}{4\pi}\left[1+(1+\sigma)\cdot\ln\frac{r}{a}\right];$$

$$M_t = -\frac{P}{4\pi}\left[\sigma+(1+\sigma)\cdot\ln\frac{r}{4\pi}\right];$$

$$Q_r = -\frac{P}{2\pi r}.$$

Оболочки.

Оболочкой называется пластинка, имеющая криволинейное очертание срединной плоскости. Толщина оболочки мала по сравнению с радиусами кривизны и пролетом конструкции. Ограничимся рассмотрением т. н. безмоментной теории расчета оболочки. Безмоментная теория пренебрегает напряжениями изгиба, к-рые д. б. не велики в виду малой жесткости оболочки, и может быть применена для большинства случаев практики.

§ 1. Цилиндрические оболочки.

Для цилиндрической оболочки безмоментная теория применима:
а) когда на опоре угол наклона касательной к срединной плоскости свода-оболочки с горизонтом $\varphi \geqslant 60$; б) внешние нагрузки непрерывно распределены по своду; в) кривая (в поперечном разрезе) срединной плоскости непрерывна в своем очертании,

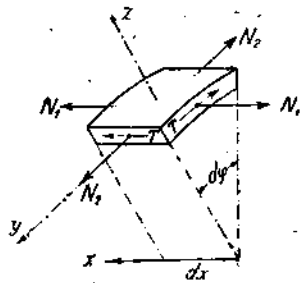
Вырезая элементарный элемент (черт. 15) двумя радиальными и двумя поперечными плоскостями и прикладывая взамен отброшенной части тангенциальные силы T и нормальные N, найдем дифференциальные ур-ия равновесия. Оси координат направлены: Z—по нормали к кривой поверхности элемента, X—по образующей и Y—по касательной.

$$N_1 + RZ = 0; \tag{A}$$

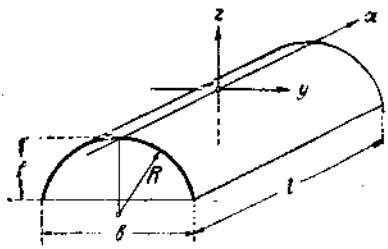
$$\frac{\partial T}{\partial x} + \frac{\partial N_1}{R\partial\varphi} + Y = 0; \tag{B}$$

$$\frac{\partial N_2}{\partial x} + \frac{\partial T}{R\partial\varphi} + X = 0. \tag{C}$$

Z, X, Y—проекции нагрузки на оси координат.



Черт. 15.



Черт. 16.

Интегрируя ур-ия и помещая начало координат в ключе свода, имеем в общем виде ур-ия, определяющие величину усилий (черт. 16):

$$N_1 = -RZ; \tag{D}$$

$$N_2 = -\frac{l^2 - 4x^2}{8}\frac{\partial}{\partial\varphi}\left(Y + \frac{\partial N_2}{R\partial\varphi}\right)\frac{1}{R} - \frac{l - 2x}{2}X; \tag{E}$$

$$T = -x\left(Y + \frac{\partial N_2}{R\partial\varphi}\right); \tag{F}$$

горизонтальный распор в своде:

$$H = N_1 \cdot \cos\varphi.$$

В случае равномерно распределенной по поверхности свода нагрузки и кругового очертания:

$$Z = g \cdot \cos\varphi;\ Y = g \cdot \sin\varphi;\ X = 0;$$

$$N_1 = -gR \cdot \cos\varphi;$$

$$N_2 = -\frac{l^2 - 4x^2}{4R}g \cdot \cos\varphi$$

$$T = -2gx \cdot \sin\varphi.$$

Для нагрузки, равномерно распределенной по горизонтальной проекции, интенсивность по поверхности свода $p = p_0 \cdot \cos\varphi$:

$$Z = p_0 \cdot \cos^2\varphi;\ Y = p_0 \cdot \sin\varphi \cdot \cos\varphi \text{ и } X = 0.$$

$$N_1 = -p_0R \cdot \cos^2\varphi;$$

$$N_2 = -\frac{l - 4x^2}{8} \cdot \frac{3p_0 \cdot \cos 2\varphi}{R};$$

$$T = 1{,}5p_0 \cdot \sin 2\varphi.$$

Ветровая обратно симметричная нагрузка (учитывая активное и подсасывающее действие ветра с противоположной стороны), принятая по закону синуса, дает:

$$Z = w_0 \cdot \sin\varphi;\ x = Y = 0;$$

$$N_1 = -Rw_0 \cdot \sin\varphi;$$

$$N_1 = \frac{l^2 - 4x^2}{8} \frac{w_0 \cdot \sin\varphi}{R};$$

$$T = -x \cdot w_0 \cdot \cos\varphi.$$

R—радиус кривизны для различных кривых — имеет следующие выражения

1) Круг:

$$R = R_0.$$

2) Эллипс:

$$R = \frac{a^2 b^2}{a^2 \cdot \sin^2\varphi + b^2 \cdot \cos^2\varphi}.$$

3) Парабола:

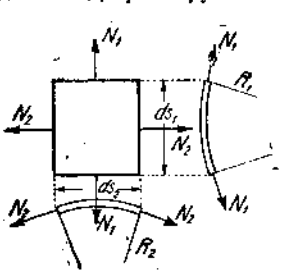
$$R = \frac{R_1}{\cos^3\varphi}.$$

R_1 — радиус кривизны в ключе.

§ 2. Купольные оболочки.

При симметричном куполе и симметричной и обратно симметричной нагрузке применима безмоментная теория.

Обозначим через R_1 радиус кривизны меридиана и через $R_2 = \frac{R_1}{\sin\alpha}$ — радиус кривизны по параллели. Для вырезного элемента (черт. 17) получим основные ур-ия равновесия, проектируя все силы на нормаль:

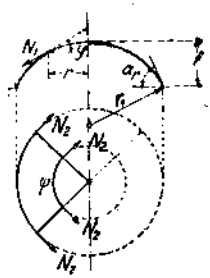


Черт. 17.

$$\frac{N_1}{R_1} + \frac{N_2}{R_2} = p,$$

N_1—усилие по меридиану, N_2— по параллели.

Т. к. для купола условия равновесия дают одно ур-ие с двумя неизвестными, то для определения меридиального усилия N_1 необходимо провести сечение по параллели и написать условие равновесия всех действующих сил, т. е. спроектировать вес и нагрузку и внутренние силы по разрезу на вертикальную ось купола.



Черт. 18.

Шаровой купол.

$$ds = rd\varphi;\ r = r_1 \cdot \sin\varphi;\ y = p_1(1 - \cos\varphi).$$

При равномерно распределенной по поверхности купола нагрузке:

$$N_1 = -\frac{gr}{1 + \cos\varphi};$$

$$N_2 = gr_1 \frac{1 - \cos\varphi - \cos^2\varphi}{1 + \cos\varphi}.$$

Усилие в кольце:

$$Z = gr_1^2 \frac{1 - \cos\alpha_r}{\operatorname{tg}\alpha_r}.$$

При равномерно распределенной нагрузке по горизонтальной проекции:

$$N_1 = -\frac{p_0 r_1}{2};$$

$$N_2 = -\frac{p_0 r_1}{2}(r \cdot \cos^2\varphi - 1)$$

Усилие в кольце:

$$Z = \frac{p_0 r_1^2}{4} \cdot \sin 2\alpha_r.$$

В случае обратно симметричной ветровой нагрузки:

$$N_1 = \frac{w_0 R \cdot \cos\varphi \sin\psi}{\sin^3\varphi} \cdot A;$$

$$N_2 = w_0 \left\{ R \cdot \sin\varphi + \frac{R \cdot A \cdot \cos\varphi}{\sin^2\varphi} \right\} \sin\psi;$$

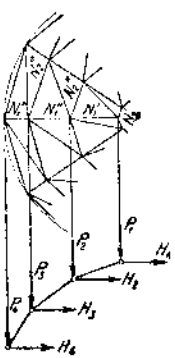
$$T = w_0 R A \left\{ \frac{1}{\sin\varphi} - \frac{\cos\varphi}{\sin^2\varphi} \right\} \cos\psi,$$

где

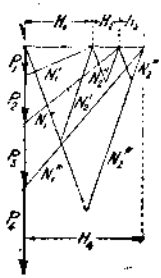
$$A = \frac{2}{3}\cos\varphi + \frac{1}{3}\cos^3\varphi.$$

Конический купол.

Под влиянием равномерно распределенной по поверхности купола нагрузки:



Черт. 19.

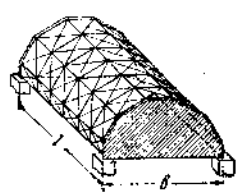


$$N_1 = -\frac{gr}{2\sin^2\varphi}$$

$$N_2 = -\frac{rg}{\operatorname{tg}\varphi}.$$

Усилие в кольце:

$$Z = \frac{gp^2}{2\sin\varphi}.$$



Черт. 20

При равномерно распределенной по горизонтальной проекции нагрузке:

$$N_1 = -\frac{p_0 r_1}{2\sin\varphi};$$

$$N_2 = -\frac{p_0 r \cdot \cos^2\varphi}{\sin\varphi}.$$

Усилие в кольце:

$$Z = \frac{p_0 p^2}{2\operatorname{tg}\varphi}.$$

С достаточной точностью для целей практики является возможным определить усилия графически или аналитически в купольных и сводчатых оболочках, проводя аналогию Фёппля, т. е. заменяя оболочку пространственной решетчатой системой и вычисляя усилия в оболочке как натяжения элементов этой системы.

Для сводчатых оболочек в качестве заменяющей системы может служить пространственный свод Фёппля, а для купольных—купол Шведлера (черт. 20 и 19).

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ.

Использование водной энергии при шлюзовании рек.

§ 1. Роль использования водной энергии при шлюзовании рек. Экономика гидростанций.

Использованию водной энергии при шлюзовании рек придается в настоящее время огромное значение, т. к. часто одновременно с выполнением задач, преследуемых судоходством, оказывается возможным ежегодное получение значительного количества энергии с гидростанции при использовании искусственно созданного подпора в реке. Иногда энергетическая сторона дела приобретает доминирующее значение (пример—Днепрострой, Волховстрой); судоходная сторона дела при этом получает второстепенное значение.

Табл. 1. Важнейшие примеры из новейшей практики.

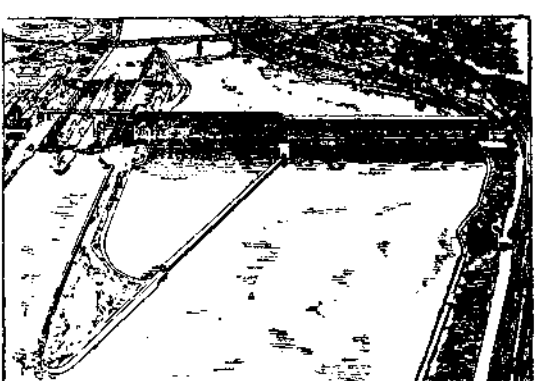
Наименование сооружения и реки	Года постройки	Созданный подпор в межень (в м)	Установленная мощность (в HP)	Ежегодная выработка в расч. год (в млн. kWh)	Сметн. сумма на всю установку (в руб.)
Волховстрой	1920 / 1927	10,5	11 500 × 8 = 92 000	225	97 500 000 (испольнительн.)
Днепрострой	1928 / 1932	39,00	85 000 × 9 = 765 000	2 500	225 000 000 (предварительн.)
Свирьстрой (нижнее сооружение) . . .	1932	12,50	35 000 × 4 = 140 000	460	100 000 000 (предварительн.)
Ryburg-Schwörstadt на Рейне	1927 / 1931	11,90	35 000 × 4 = 140 000	600	62 400 000 шв. фр. (без шлюза)
Kachlet на р. Дунае	1922 / 1927	9,20	8 500 × 8 = 68 000	275	—
Louisville на р. Огайо*	1928 / 1930	11,50	13 500 × 8 = 108 000	—	—

* Станция вовсе не работает 40 дней в году из-за паводка.

Ниже дана табл. 2 важнейших цифровых данных, характеризующих плотины крупнейших в мире гидроустановок на внутренних водных путях сообщения, а также иллюстрации, относящиеся к сооружениям: Кахлет Вильсон. Коновинго, Днепрострой (черт. 1, 2, 3, 4, 5).

Табл. 2. Данные, характеризующие крупнейшие в мире гидроустановки.

Название установки	Река	Кубатура бетона (в тыс. $м^3$)	Длина плотины (в $м$)	Напор средн. в $м$	Установл. мощность $\left(\frac{\text{начальная}}{\text{конечная}}\right)$ (в тыс. HP)
Коновинго	Саскечеван . . .	490	1433	27	$\frac{378}{594}$
Вильсон	Тенесси	1000	1490	28	$\frac{260}{620}$
Кеокук	Миссисипи . . .	500	1950	9,50	$\frac{150}{250}$
Днепрострой . . .	Днепр	1150	760,5	35,93	$\frac{}{765}$
Рибург Шверштадт	Рейн	42	111	10,8	140

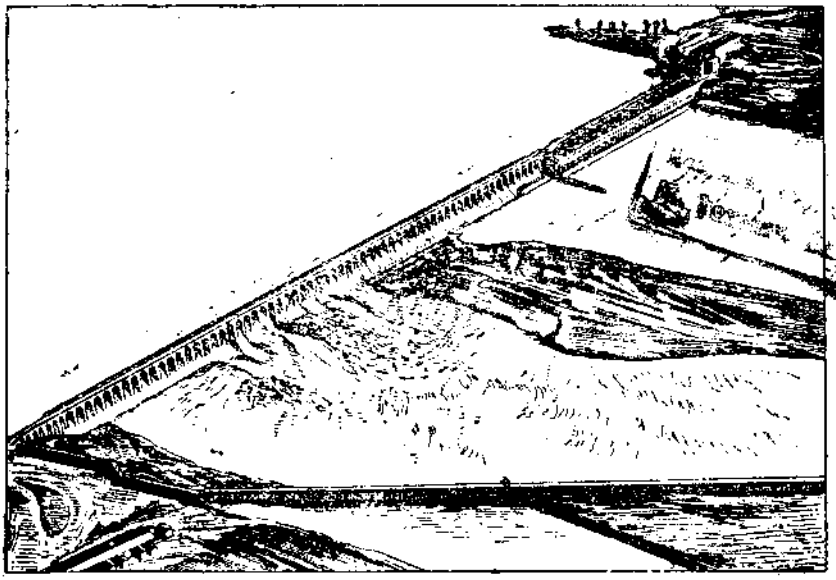


Черт. 1. Установка Пассау (Кахлет).

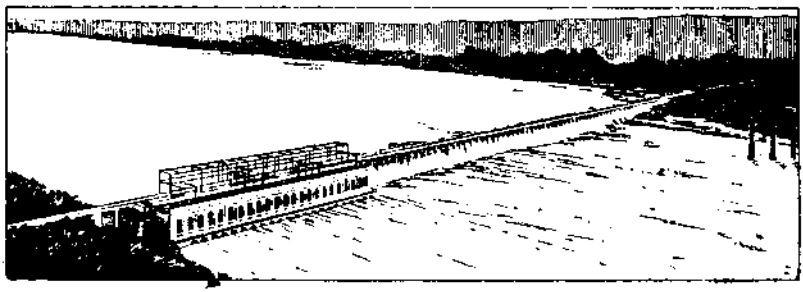
Устраивая гидростанцию при плотине, необходимо разнести расходы по смете в отдельности на судоходную часть предприятия и утилизационную, учитывая размеры выгод, получаемых от шлюзования реки при проектной длине бьефов. Относя на судоходство лишь часть сметы, определяемую размерами ежегодных выгод, получаемых от улучшенных условий прохода судов по реке, остальную часть сметы переносим на энергетическую сторону дела.



Черт. 2. Установка Пассау (вид со стороны нижнего бьефа).



Черт. 3. Плотина Вильсона на р. Теннесси (САСШ).



Черт. 4. Плотина Коновинго (САСШ).

Табл. 3. Распределение сметной суммы на судоходство и энергетику в союзных гидроустановках.

	Волховстрой	Днепрострой	Свирьстрой
На судоходную часть	15 000 000	30 000 000	12 500 000
На энергетическую часть	82 500 000	185 000 000	87 500 000

Превалирующая роль энергетики обычна на больших реках, вследствие чего устройство гидроустановки с подпором плотины, исключающим возможность применения дешевой полноразборчатой конструкции судоходной плотины, целесообразно лишь при условии выполнения нижеследующих положений, устанавливающих экономическую целесообразность предприятия: 1) потребитель д. б. в состоянии оплачивать энергию от гидроустановки по условиям своего хозяйственного расчета; 2) энергия от гидроустановки д. б. дешевле энергии тепловой станции, работающей на том виде топлива, к-рый дает в местных условиях дешевейшую энергию.



Черт. 5. Днепровская гидростанция.

Однако второе положение верно не на все 100%: если бы тепловая станция, на донецком угле, надлежаще построенная для снабжения Ленинграда взамен Волховской установки, могла дать энергию более дешевую, чем от р. Волхова, несмотря на это, более правильное решение—Волховская станция, освобождающая страну от необходимости добычи и транспортировки к Ленинграду 270 000 *т* угля ежегодно. Другими словами, здесь узко-коммерческий расчет должен уступить место народнохозяйственным соображениям: огромное потребление топлива в Ленинграде и возможность серьезно разгрузить транспорт, а также улучшить положение с топливом в стране заставляют принять решение в пользу гидроустановки. С уменьшением масштаба установки, а также расстояния от места добычи топлива до места его потребления приведенный выше п. 2 начинает предъявлять свои требования все строже и строже.

При сравнении гидроустановки с тепловой станцией необходимо учитывать стоимость смешанной энергии при совместной работе гидростанции

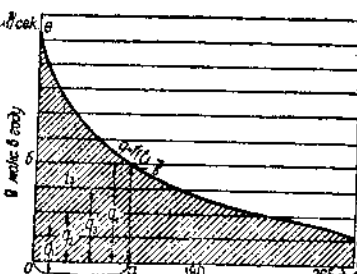
с тепловой станцией; совместная работа может произойти по недостатку мощности реки в межень или также в прочее время года. Вычисляя годовую выработку гидростанции, необходимо иметь дело не только с количеством воды, протекающим в реке, но и с реальным графиком потребления энергии, по к-рому и определяют действительное количество воды, фактически проходящее через турбины при данном напоре, и действительно нужное потребителю.

Эта годовая выработка A kWh гидростанции в расчетный (средний по стоку) год и определяет стоимость 1 kWh энергии при затраченной сметной сумме S рубл., а именно: $w = \frac{0{,}12 \cdot S}{A}$, где 0,12 обозначает 12% сметной суммы; эти 12% состоят из 6% на капитал, амортизации, стоимости ремонта, обтирки, смазки, отопления, освещения, содержания служащих и рабочих и проч., процентов на капитал за время производства работ.

В заключение следует отметить сильный рост использования водной энергии при современном шлюзовании рек в СССР, Германии, Венгрии, Швейцарии, Франции, Бельгии, Испании, Чехо-Словакии. Из них СССР имеет крупнейшую установку на водном пути,—Днепрострой,—и намечает устройство целого ряда еще более крупных гидростанций на Волге с одновременным шлюзованием Волги.

§ 2. Гидрологические данные, их накопление и обработка.

Для использования водной энергии необходимо знать расходы воды в реке за год, являющийся средним по величине выработки энергии по отношению к возможным полноводным или маловодным годам. Эта характеристика средних условий м. б. надлежаще получена лишь при наличии многолетних измерений расхода воды в реке. При недостаточных же данных вполне возможна ошибка, к-рая в той или иной мере изменит представление о рентабельности станции. В конечном итоге при составлении проекта надо знать среднюю многолетнюю величину расходов, наблюдающихся в реке: 365, 270, 180, 120, 90, 80, 30 дней в году. Знание этих величин расходов позволит построить кривую продолжительности расходов, каждой своей точкой показывающую, сколько дней t_i в году наблюдается интересующий нас расход q_i $м^3/сек$. (черт. 6). Так, расход q_4 наблюдается oa дней $= t_4$ дней; расход q_1 —365 дней и т. д.



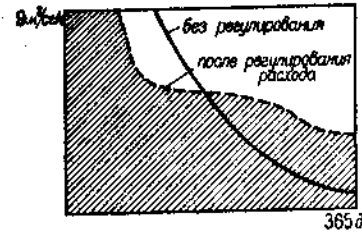
Черт. 6. Кривая продолжительности расходов.

Современные гидроустановки имеют максимальный утилизируемый расход, обычно равный от q четырехмесячного до q двухмесячного.

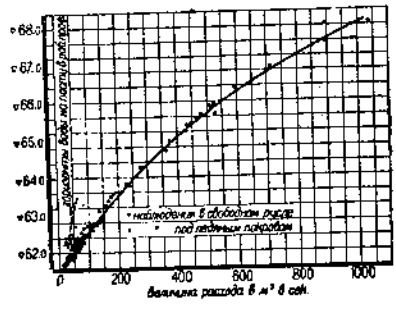
На черт. 6 находим сразу количество воды Q, прошедшее за год через турбины при максимальном утилизируемом расходе, напр. q_4. Величина Q изображена площадью фигуры $обвгдао$; при этом площадь $бев$ изображает потерянную воду, сброшенную в нижний бьеф через плотину. Если выше плотины имеется возможность задержать часть паводковой воды, то не вся площадь $бев$ потеряна для турбин, а лишь ее часть.

Черт. 7 изображает кривую продолжительности расходов реки в естественном состоянии (без регулирования) и после регулирования, когда паводочную воду удалось задержать для увеличения расходов в меженнее время. Очевидно, суточное регулирование не меняет кривой продолжительности естественных расходов реки.

Измерение расхода раз в пятидневку при ежедневных измерениях горизонта воды позволяет построить достаточно обоснованную кривую связи отметок горизонта воды в реке с величиной расхода, протекающего в реке при указанной отметке (черт. 8). Однако в большинстве случаев один расход даже в декаду не обеспечен в современных данных по рекам, входящим в состав водных путей СССР. Наличие приведенной кривой, построенной для мало меняющегося русла реки, позволяет использовать предыдущие и последующие данные об отметках горизонта воды в реке, найдя отвечающие им величины расхода.



Черт. 7. Кривая продолжительности расходов.



Черт. 8. Кривая зависимости величины расхода от горизонта воды в реке.

Данные о стоянии горизонтов воды по судоходным рекам СССР, начиная с 1776 г.. имеются гл. обр. в таблицах и графиках «Сведений об уровне воды на внутренних водных путях России»; печатное издание дает сведения по 1910 г.; за период времени 1910—1917 гг. составлены бюллетени, к-рые хранятся в НКПС.

Вышеназванное издание охватывает следующие 108 рек:

Бассейн Балтийского моря (131 пост): Нева, Ижора, Ладожское оз., Свирь, Онежское оз., Вытегра, Сясь, Тихвинка, Волхов, Вишерский кан., Мста, Цна, Ловать, Полисть, Шелонь, Нарова, Чудское и Псковское оз., Великая, Зап. Двина, Унла, Лучеса, Черница, Бабиковичское оз., Аа, Виндава, Неман, Вилия, Шара, Огинский кан., Висла, Нарев, Зап. Буг, Муховец, Бобр, Серва, Танев и Нида.

Бассейн Белого моря (28 постов): Сев. Двина, Вычегда, Вымь, Сухона, Юг, Вологда, Морозовица, Онега и Свядь.

Бассейн Ледовитого океана (67 постов): Обь, Иртыш, Тобол, Щура, Пышла, Ница, Ирбит, Рож, Нелва, Сипариха, Тагиль, Салда, Чулымь, Томь, Бия, Ангара и Лена.

Бассейн Тихого океана (14 постов): Амур, Уссури и Шилка.

Бассейн Каспийского моря (135 постов): Волга, Самара, Кама, Вятка, Белая, Чусовая, Вишера, Колва, Ветлуга, Сура, Ока, Клязьма, Цна, Москва, Зуша, Унжа, Кострома, Шексна, Белозерский кан., Белое оз., Ковжа, Молога, Чагодоща, Кура, Терек, Сунжа, Малка.

Бассейн Черного моря (114 постов): Днепр, Южный Буг, Самара, Десна, Припять, Сож, Стырь, Ясольда, Березина, Ореховское оз., Сергучевский кан., Сев. Донец, Хопер.

По среднеазиатским рекам данные имеются в трудах гидрометрической части в Туркестане (с 1910 г.).

За период времени с 1917 по 1924 г. наблюдения велись лишь кое-где. Позднейшие данные найдем в НКПС, Энергоцентре, в республиканских управлениях водного хозяйства. Обработанные данные находим в трудах инж. Д. И. Кочерина по стоку (Труды МИИТ, вып. VI, 1927).

Господствующий способ измерения расходов это—вертушкой, дающий точность никак не выше 3%. Надо обратить внимание на необходимость тарировки вертушки, к пользованию к-рой прибегаем, не зная ее прошлого. В противном случае при измерениях расходов возможны ошибки в ту или другую сторону. Скорости течения воды измеряются вертушкой не менее чем в двух точках (0,2H и 0,8H от поверхности воды); средняя скорость по вертикали берется $V = \frac{V\,0{,}2H + V\,0{,}8H}{2}$. При замерах подо льдом устраивается прорубь в виде щели с лункой, куда опускается вертушка, штанга же заводится в щель. Продолжительность измерения скорости на глубине 0,2 H повышается до 4 мин. против 2 мин. измерений в безледовой период. На глубине 0,8H работают в точке 4—6 мин., в обоих случаях одинаковое время. Остается добавить, что кривую связи горизонтов и расходов в зимнее время нередко трудно построить за отсутствием видимой закономерности.

Недостаточность данных об измеренных расходах на огромном большинстве рек Союза побуждает пользоваться косвенными методами определения расходов в реке, обычно с использованием величины модуля стока. Модуль стока—расход воды в $м^3/сек$ (или в $л/сек$.) с 1 $км^2$ площади водосбора реки.

Величина модуля стока в течение года и из года в год колеблется для одного и того же пункта реки, а также меняется с переходом от одного бассейна к другому. Однако средние и минимальные модули стока устойчивы для районов, сходных в отношении факторов, определяющих сток (осадки, испарение, растительный покров, общий характер подстилающих грунтов, ключевое питание).

При наличии фактически измеренных расходов в реке за 1—2 года пользование модулем стока для перехода от более изученной реки к рассматриваемой может принести большую пользу, если обе реки находятся в аналогичных условиях стока и питания. Зная кривую продолжительности расходов для более изученной реки и поделив расходы по этой кривой на площадь водосбора в $км^2$, получим модули стока, которые остается умножить на площадь водосбора изучаемой реки, после чего получим искомую кривую продолжительности расходов. Если районы рек находятся в разных условиях в отношении осадков, то пользование указанным приемом затруднительно, т. к. неизвестна точная зависимость между осадками и стоком: прямая пропорциональность не имеет места.

Ряд проектов гидростанций в СССР получил к 1927 г. утверждение при недостаточных данных о стоке рек (1½—2 года измерений расхода и менее). Новые проекты нередко страдают тем же. Поэтому уместно предостеречь от недооценки роли осадков за годы, предшествующие году, избираемому за расчетный.

Если средняя величина годовых осадков за 40 лет равна, напр., 400 *мм*, что отвечает осадкам, скажем, в 1930 г., то отсюда вовсе не следует возможность принятия 1930 г. с его измеренными расходами за расчетный год при нахождении мощности и выработки гидростанций. Необходимо прежде всего выяснить, какова роль осадков за предшествующие годы. Повышенные осадки за предыдущие годы не могут не оказать влияния в смысле увеличения расходов за 1930 г.; роль осадков за предыдущие годы возрастает при наличии аккумулирующих пластов грунта в бассейне.

Для проектирования гидроустановки на реке надо знать величину максимального расхода, подлежащего пропуску через отверстие плотины. Для нахождения величины $q_{макс.}$ рекомендуется пользоваться данными инж. Д. И. Кочерина (см. также Сборник МВТУ, № 1, 1927 г.), приведенными в табл. 4, и картой, им составленной (черт. 9).

Табл. 4. Значения величин модуля наибольших

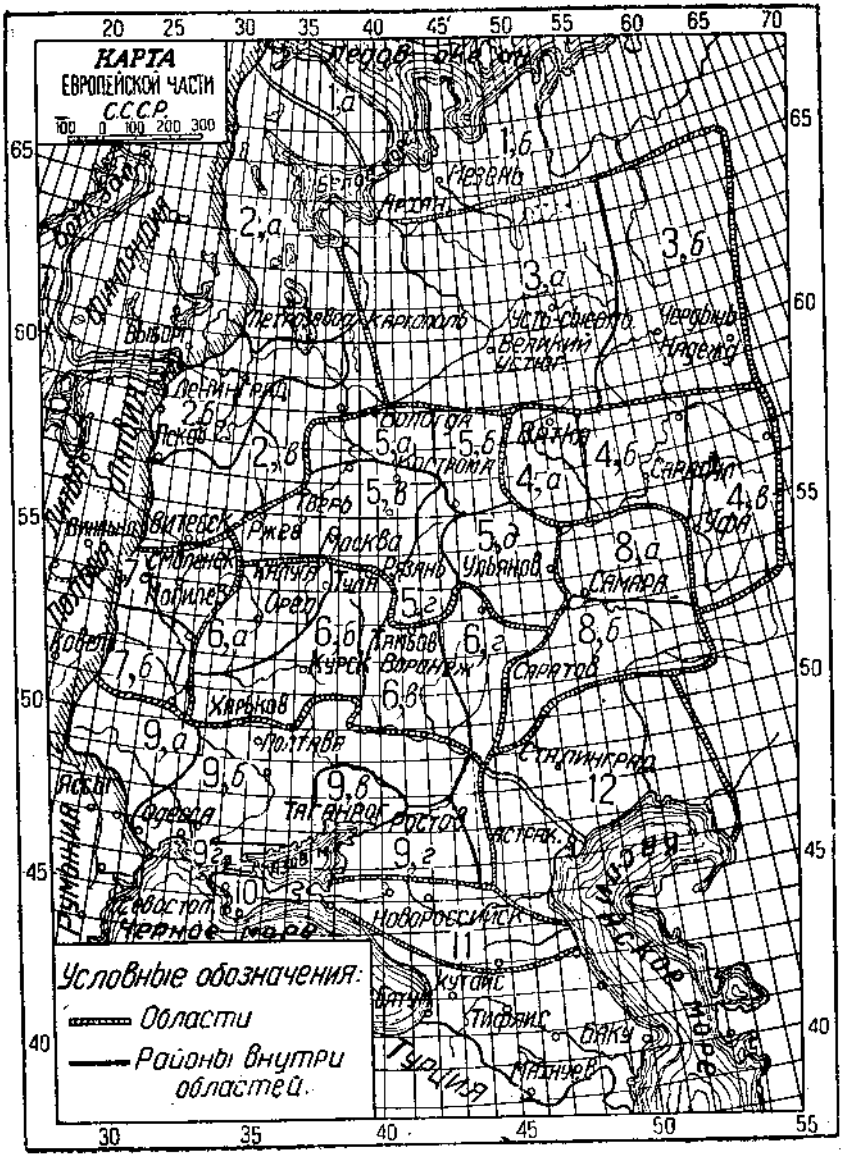
Области	Северо-Западная			Северная тайга		Восток			Центральная РСФСР				
Районы	*а*	*б*	*в*	*а*	*б*	*а*	*б*	*в*	*а*	*б*	*в*	*г*	*д*
Площади бассейна (в км²)	Олонецко-Беломорский	Больших озер	Поозерье	Сев.-Двинский	Черд.-Печорск.	Вятский	Ср.-Камский	Урал	Сев. Заволжье	Унж.-Ветлужский	Московский	Омская низина	Волжско-Сурский
1	2			3		4			5				
500 000	—	—	—	—	—	0,067			—	—	0,058	0,058	0,058
250 000	0,016	0,016	0,016	0,07	—	0,085			0,065		0,06		—
100 000	—	—	—	0,085	—	0,125			0,09	—	—	0,07	—
80 000	—	0,02—0,04	—	—	—	0,135			0,105	—	—	0,08	—
50 000	0,02—0,03	0,02—0,05	—	0,11	—	0,170			0,135	—	0,13	0,11	0,125
25 000	0,02—0,03	0,05	0,03—0,06	0,15	—	0,21			0,18	(0,15)	0,17	0,14	0,17
10 000	0,02—0,03	0,10	0,08—0,12	0,21	—	0,26			0,25	(0,21)	0,24	0,20	0,24
5 000	0,02—0,04	0,15	0,10—0,20	0,27	—	0,33			0,33	(0,27)	0,31	0,26	0,30
2 500	0,03—0,06	0,20	0,15—0,25	0,35	—	0,41			0,41	(0,35)	0,39	0,32	0,37
1 000	0,04—0,10	0,28	0,22—0,30	0,40	—	0,46			0,46	(0,40)	0,44	0,38	0,42
500	0,05—0,15	0,35	0,25—0,35	0,45	—	0,52			0,52	(0,46)	0,50	0,45	0,49
250	0,10—0,30	0,42	0,35—0,42	0,50	—	0,60			0,60	(0,52)	0,60	0,52	0,58
100	0,15—0,40	0,50	0,40—0,50	0,57	—	(0,70)			0,77	(0,60)	0,80	0,65	0,75
50	0,60	0,60	0,60	0,65?	—	(0,80)			0,92	(0,72)	1,00	0,80	(0,90)
25	0,75	0,75	0,75	0,75?	—	(0,90)			1,10	(0,85)	1,20	1,00	(1,10)
10	0,90	0,90	0,90	0,85?	—	(1,00)			1,25	(1,00)	1,50	1,25	(1,40)
5	1,20	1,20	1,20	1,00?	—	(1,20)			1,40	(1,20)	1,90	1,60	(1,75
1	1,50	1,50	1,50	1,15?	—	(1,40)			1,60	(1,40)	2,50	2,00	(2,25)

Примечание. Величины модуля, полученные интерполяцией, при отсутствии с вопросительным знаком.

расходов воды в $л^3/сек.$ с 1 $км^2$ площади бассейна.

Средн. РСФСР				Запад		Восточное Заволжье		Южная область						
а	*б*	*в*	*г*	*а*	*б*	*а*	*б*	*а*	*б*	*в*	*г*	*д*		
Брянский лесн.	Лесо-степь	Окско-Донск. низина	Приволжская	Западные Увалы	Полесье	Лесной	Степной	Юго-Западный	Степной	Донецкий	Черноморско-Азовская низина	Ергени	Крым	Северный Кавказ
6				7		8		9					10	11
—	—	—	—	—	—	—	—	0,041		0,032		—	—	—
—	0,058			0,054		—	—	—		0,058		—	—	—
0,076		0,06		0,063	0,045	—	—	0,06		0,06	—	—	—	—
0,074	0,08	0,07		—	—	—	—	0,063		—	—	—	—	—
0,095	0,115	0,095		0,10	0,06	—	0,06	0,09	0,08	—	—	—	—	0,05
0,125	0,15	0,11	0,125	0,14	0,08	(0,15)	0,08	0,12	0,10	—	0,06?	—	—	0,08
0,19	0,22	0,13	0,15	0,20	0,12	(0,21)	0,11	0,15	0,15	—	0,09?	—	—	0,15
0,26	0,29	0,20	0,23	0,25	0,18	(0,28)	0,15	0,24	0,20	0,21	0,12?	—	—	0,23
0,33	0,37	0,28	0,31	0,30	0,25	(0,34)	0,23	0,32	0,30	0,33	—	—	—	0,35
0,41	0,43	0,37	0,40	0,38	0,32	(0,40)	0,30	0,50	0,50	0,62	—	—	—	0,60
0,52	0,55	0,49	0,52	0,50	0,40	(0,45)	0,40	—	0,95	1,20	—	—	0,5	1,00
0,65	0,72	0,64	0,70	0,70	0,50	(0,55)	0,50	—	1,60	2,20	—	—	0,9	1,75?
0,85	0,95	0,80	0,90	1,00	0,60	(0,65)	0,60	—	2,50	4,00	—	—	1,8	3,50?
1,10	(1,30)	(1,00)	1,20	1,30	(0,72)	(0,75)	0,75	—	4,00	6,00	—	—	3,0	—
1,50	(1,90)	(1,30)	1,75	1,60	(0,90)	(0,90)	0,90	—	6,00	9,00	—	—	5,0	—
2,00	(2,80)	(1,80)	2,50	2,20	(1,25)	(1,20)	1,20	—	10,00	14,00	—	—	9,0	—
2,70	(4,20)	(2,50)	3,60	3,00	(1,50)	(1,50)	1,50	—	14,00	19,00	—	—	12,0	30?
4,20	(9,00)	(4,00)	8,00	4,00	(2,00)	(2,00)	2,00	—	27,00	35,00	—	—	30,0	60?

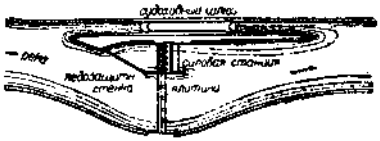
ктических данных, поставлены в скобках; найденные экстраполированием поставлены


КАРТА
ЕВРОПЕЙСКОЙ ЧАСТИ
СССР.
100 0 100 200 300
Условные обозначения:
Области
Районы внутри областей.
Ледов. океан
Белое м.
Архан.
Мезень
Усть-Сысольск
Великий Устюг
Чердынь
Нарьма
Петрозаводск
Каргополь
Вытегра
Онежское оз.
Ладожское оз.
Ладога
Выборг
Ленинград
Псков
Сортавала
Сегежа
Вологда
Кострома
Котлас
Вятка
Сарапул
Уфа
Витебск
Ржев
Москва
Рязань
Ульянов
Самара
Смоленск
Калуга
Тула
Пенза
Могилев
Орел
Курск
Воронеж
Саратов
Ковель
Харьков
Полтава
Сталинград
Одесса
Таганрог
Ростов
Астрах.
Севастополь
Черное море
Новороссийск
Кутаис
Батум
Тифлис
Баку
Мангышлак
Турция
Румыния
Польша
Литва
Финляндия

Черт. 9.

§ 3. Технические схемы использования рек.

При расположении в плане плотины, станции и судоходного шлюза решающую роль играет величина максимального расхода, на к-рый следует рассчитать отверстие плотины. Эта величина может заставить отказаться от нормальных технических схем (чертежи 10—13), когда плотина и станция из экономии размещены в реке на одном поперечном профиле, и перейти к иным, более сложным, в целях получения плотины с большей шириной водослива и, следовательно, с большей пропускной способностью (черт. 14—17). Назначение рациональной технической схемы использования в этом последнем случае определяется исключительно топографо-гидрологическими условиями при выполнении требования дать дешевейшее решение, мыслимое в местных условиях и не создающее повышенных затруднений при эксплоатации установки. При этом при подпорах свыше 6—7 *м* от судоходного типа плотины приходится вовсе отказываться, переходя к плотине, являющейся препятствием в паводок для свободного прохода чрез нее судов. При подпорах до 5,5—6 *м* осуществима мостовая плотина, а при меньших подпорах, напр. 3,5—5,5 *м*, лучшим решением является бертреп, отлично работающий в суровых условиях САСШ; где конструкция проверена более чем достаточно за период времени с 1918 по 1931 г. С падением подпора ниже 4—3,5 *м* выступаютвперед щиты Шаноана (максимальная высота щита 6,10 *м*, САСШ) и ферма Поаре, ныне применяемые и для работы в зимнее время при небольшом подпоре.

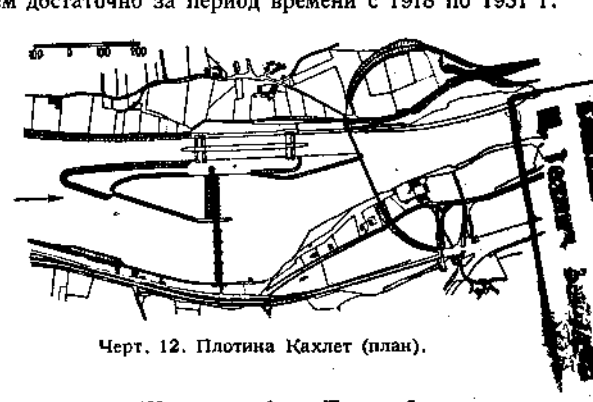


Черт. 10. Типовое расположение сооружений на судоходной реке.

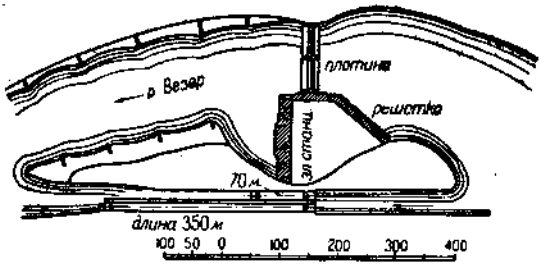


Черт. 11. Расположение сооружений на судоходной реке.

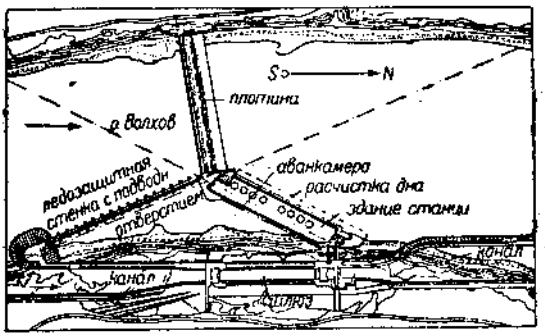
Однако при выпадении мощности станции в зимнее время, а также при зимних паводках лучшим способом сбросить лишнюю воду является применение бертрепа и при наличии щитов Шаноана и ферм Поаре: бертреп легко, быстро и безотказно выполняет свою работу в суровых климатических условиях. С увеличением подпора свыше 6 *м* встает вопрос об устройстве щитовой плотины с порогом близ дна реки или водосливно-разборчатой плотины с затвором на гребне; выбор зависит от имеющегося отверстия плотины и величины максимального расхода воды в реке.



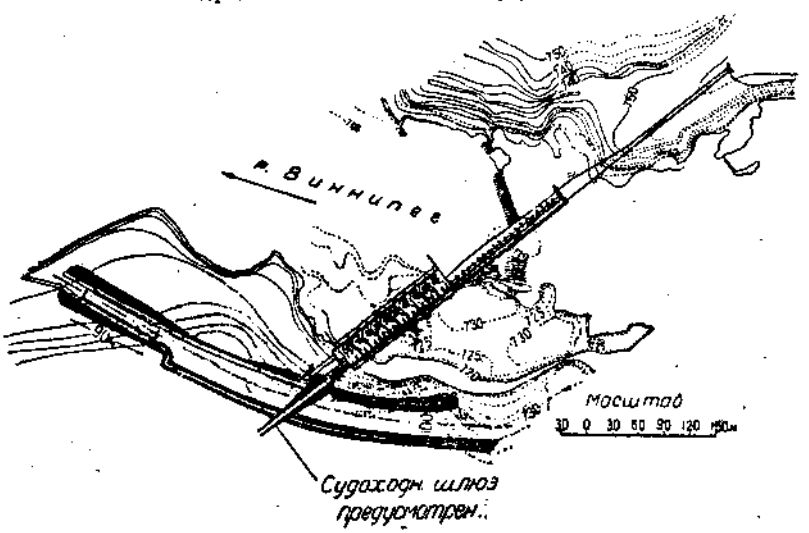
Черт. 12. Плотина Кахлет (план).



Черт. 13. План Везерской установки у Бремена.

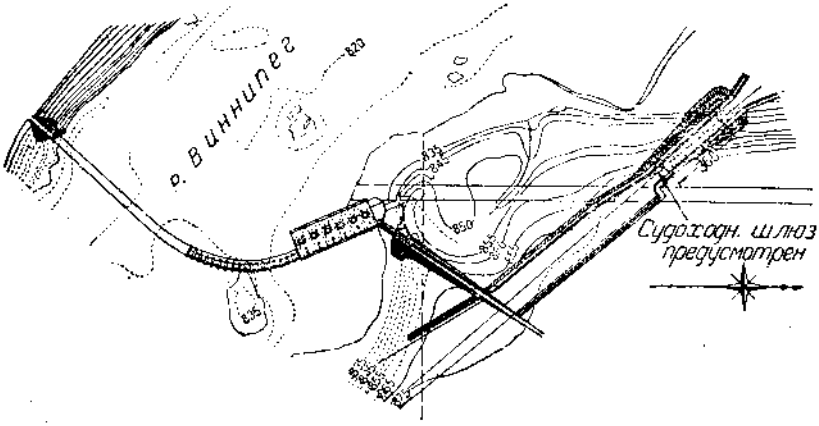


Черт. 14. План Волховской гидроустановки.



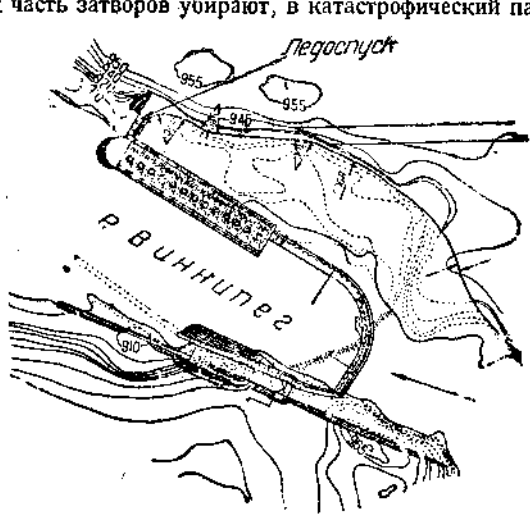
Черт. 15. Установка на р. Виннипег в Канаде.

Наличие затвора на гребне водослива позволяет держать горизонт воды верхнего бьефа постоянным как в паводок, так и в меженнее время, а именно,



Черт. 16.

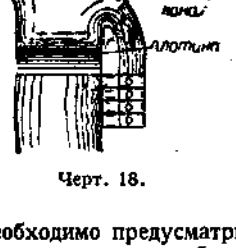
на уровне предельно мыслимого затопления, с учетом поднятия уровня грунтовых вод; в паводок часть затворов убирают, в катастрофический паводок убирают все затворы (этот момент определяет расчетную глубину воды на пороге водослива); в межень все затворы подняты, а вода проходит лишь через турбины и судоходный шлюз.



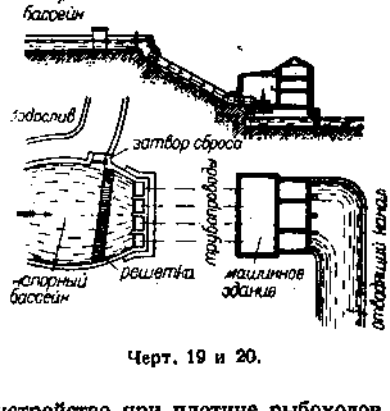
Черт. 17.

В заключение отметим схему использования, преследующую получение значительного напора на станции при утилизации даже равнинных рек, когда из верхнего бьефа ведут канал в берегу на длину 3—5—10 *км* и более, притом с малым уклоном, вследствие чего разница горизонтов воды в реке и концевом участке канала на одном и том же поперечнике иногда достигает 10 *м* и более (черт. 18). При этом канал в концевом своем участке расширяется, образуя т. наз. **напорный бассейн**, имеющий назначение запасать воду перед станцией на 10—30 мин. бесперебойной работы турбин при аварии на выше лежащем участке канала

(черт. 19—20); одновременно вследствие падения скорости течения воды в бассейне отлагаются наносы и вода осветляется перед поступлением в турбины. Последние получают воду в данной схеме или от трубопроводов (чаще деревянных или железобетонных), или непосредственно из напорного бассейна (см. п. 8).



Черт. 18.



Черт. 19 и 20.

Необходимо предусматривать устройство при плотине рыбоходов, а на сплавных реках также бревноспусков или плотоходов.

§ 4. Напор и мощность станции.

Для получения величины напора станции надо найти разность горизонтов воды перед станцией и непосредственно ниже ее, а затем вычесть потери напора на пути к турбинам при проходе через решетки турбинных камер или через решетки напорного бассейна, потери при входе в трубопроводы, а также по длине их; потери же в турбине и всасывающей трубе учитываются величиной кпд турбины, вследствие чего в указанном подсчете не участвуют.

Если обозначить через c—ширину в свету между стержнями решетки (в *мм*) d—толщину стержней (в *мм*), b—общую смачиваемую ширину решетки (в *м*), l—общую смачиваемую длину стержней (в *м*), μ—коэф-т сжатия, равный 0,81, то расход воды через решетку при скорости течения v_2 между полосами решетки и скорости v_1 при подходе к решетке равен:

$$q\ м^3/сек. = v_2 \cdot \mu \frac{c}{c+d} \cdot b \cdot l;$$

потеря напора равна:

$$\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}.$$

Очевидно, здесь связаны величины полезного поперечного сечения решетки (вместе с тем ее длина и ширина), а также скорости прохождения воды и потери напора.

Потери напора в трубопроводах: 1) потери при входе вследствие изменения скорости течения воды; 2) по длине от трения; 3) на закруглениях (дополнительные потери); 4) при изменении живого сечения трубопровода, напр., в месте устройства затвора.

Потери при входе равны:

$$\xi \cdot \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g},$$

где: v_1—скорость в трубопроводе в нормальном его сечении за входом, v_2—скорость перед входом.

Величина ξ равняется: 1,0—при полном отсутствии уширения трубопровода при входе или направляющих крыльев; 0,5—при нек-ых закруглениях щек при входе; 0,1—при входе в трубопровод коническим раструбом; при тщательно устроенном широком раструбе $\xi = 0{,}05$.

Потери по длине трубопровода находят по ф-лам:

$$v = 49{,}7\, i^{0{,}556} \cdot D^{0{,}63}$$

(ф-ла Scobey для деревянных труб);

$$i = \frac{0{,}000962 \cdot v^{1{,}828}}{D^{1{,}1667}}$$

(ф-ла Hazen'a для металлических сварочных труб и железобетонных).

Зная величину i и длину L трубопровода, находим потерю напора:

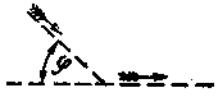
$$h = i \cdot L.$$

Потеря напора при изменении направления на угол φ (черт. 21) равна:

$$\xi \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{\varphi^0}{90}.$$

Коэф-т ξ зависит от величины $\frac{R}{D}$ след. обр.:

$\frac{R}{D}$ =	1,00	2,00	4,00	6,00
ξ =	0,3	0,15	0,14	0,13



Черт. 21.

где R—радиус закругления, D—диам. трубопровода.

Потери в месте устройства задвижек равны обычно 0,10—0,15 *м*; они определяются по ф-ле:

$$\xi \cdot \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} \text{ при } \xi = 0{,}9.$$

При утилизируемом в станции расходе q *м³/сек.* и напоре $H_{\text{нетто}} = H$ турбина в *сек.* дает работу:

$$1\,000 \cdot q \cdot H \text{ кгм или: } \frac{1000 \cdot q \cdot H}{75} \text{ HP.}$$

Мощность на валу турбины: $N = 13{,}33\, q \cdot H \cdot \eta$, где η—кпд турбины. Для предварительных соображений можно взять $N = 11 \cdot q \cdot H$ HP. На клеммах генератора имеем:

$$N_{\text{кв.}} = 13{,}33\, q \cdot H \cdot \eta \cdot \eta_1 \cdot 0{,}736 = 9{,}81 q \cdot H \cdot \eta \cdot \eta_1,$$

где η_1—кпд генератора. Для предварительных соображений можно взять:

$$N_{\text{кв.}} = 7{,}7 \cdot q \cdot H.$$

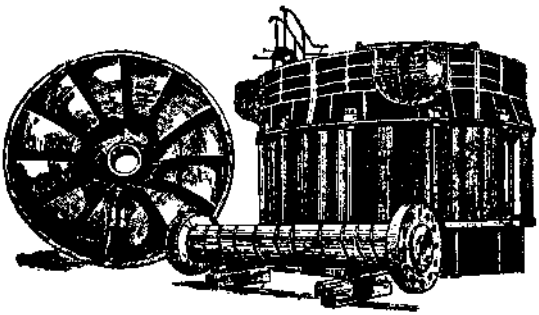
Если гидроустановка работает при постоянном напоре H, то общая выработка ее в kWh за период работы с постоянным напором равна:

$$A_{\text{kWh}} = 0{,}00273 \cdot Q \cdot H \cdot \eta \cdot \eta_1,$$

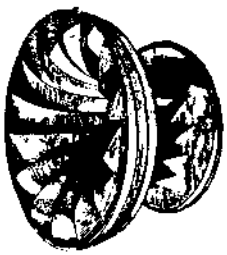
где Q—общее протекшее через турбины количество воды за указанный выше период.

§ 5. Турбины, их виды и типы установок. Свойства турбин разных видов.

Современные турбины изготовляются четырех основных видов: а) Френсиса; б) пропеллерные; в) Каплана; г) Пельтона.

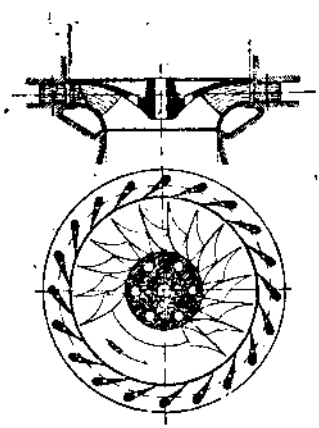


Черт. 22. Турбина Френсиса.

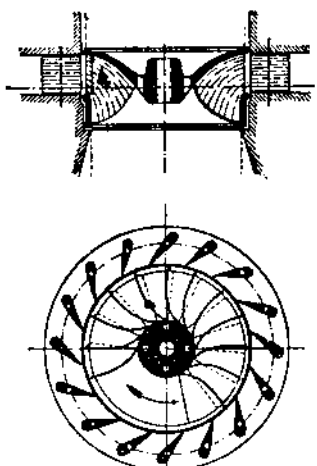


Черт. 23. Рабочее колесо турбины Френсиса.

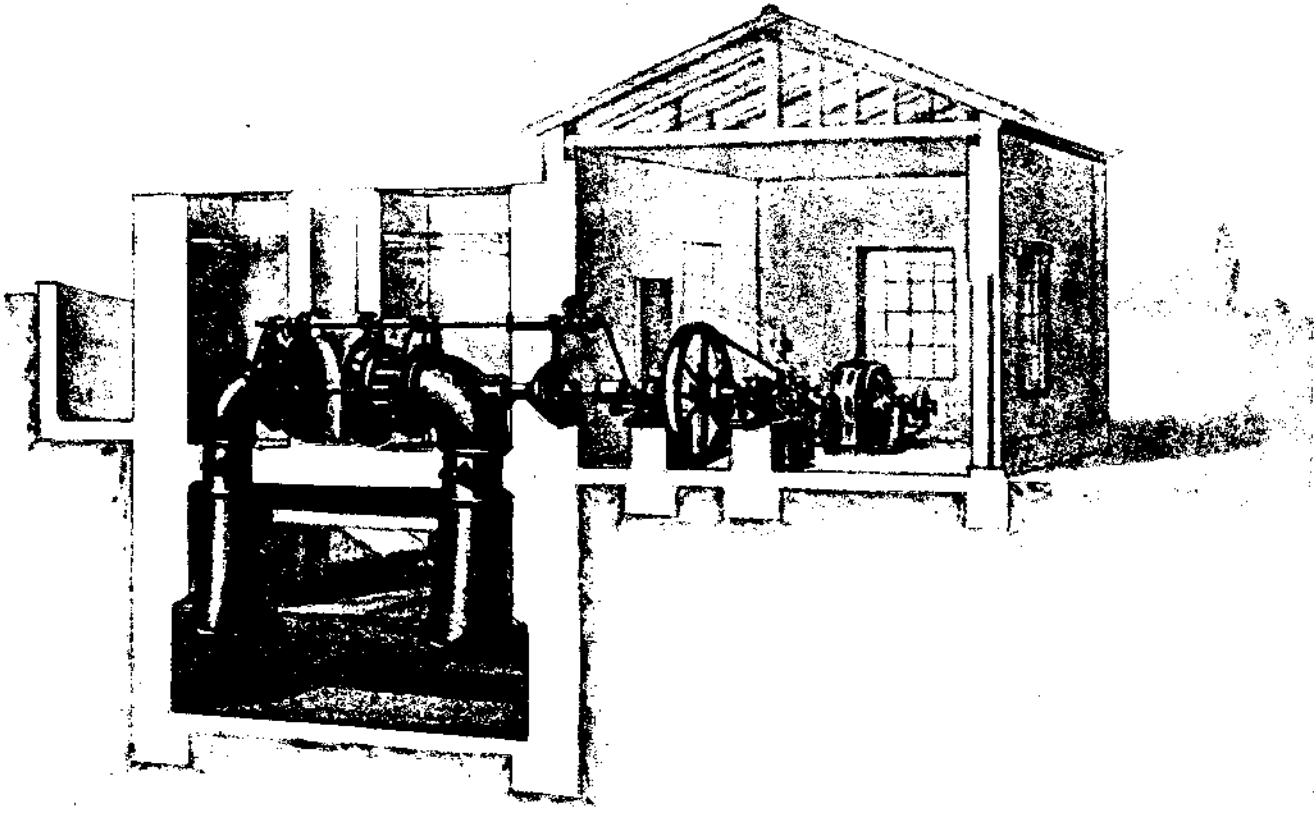
Турбины Френсиса работают при напоре от 0,5 до 280 *м* при использовании расхода от 0,2 $м^3/сек.$ до 150 $м^3/сек.$, с кпд $\eta = 0{,}82—0{,}92$, а в отдельных случаях $\eta = 0{,}94—0{,}96$ (установка Гогенфурт, «Z. d. V. D. I.», 6/XII, 1930, № 49). Максимальная мощность турбины Френсиса равна 85 000 HP (Днепрострой). Вода входит в рабочее колесо турбины через направляющий



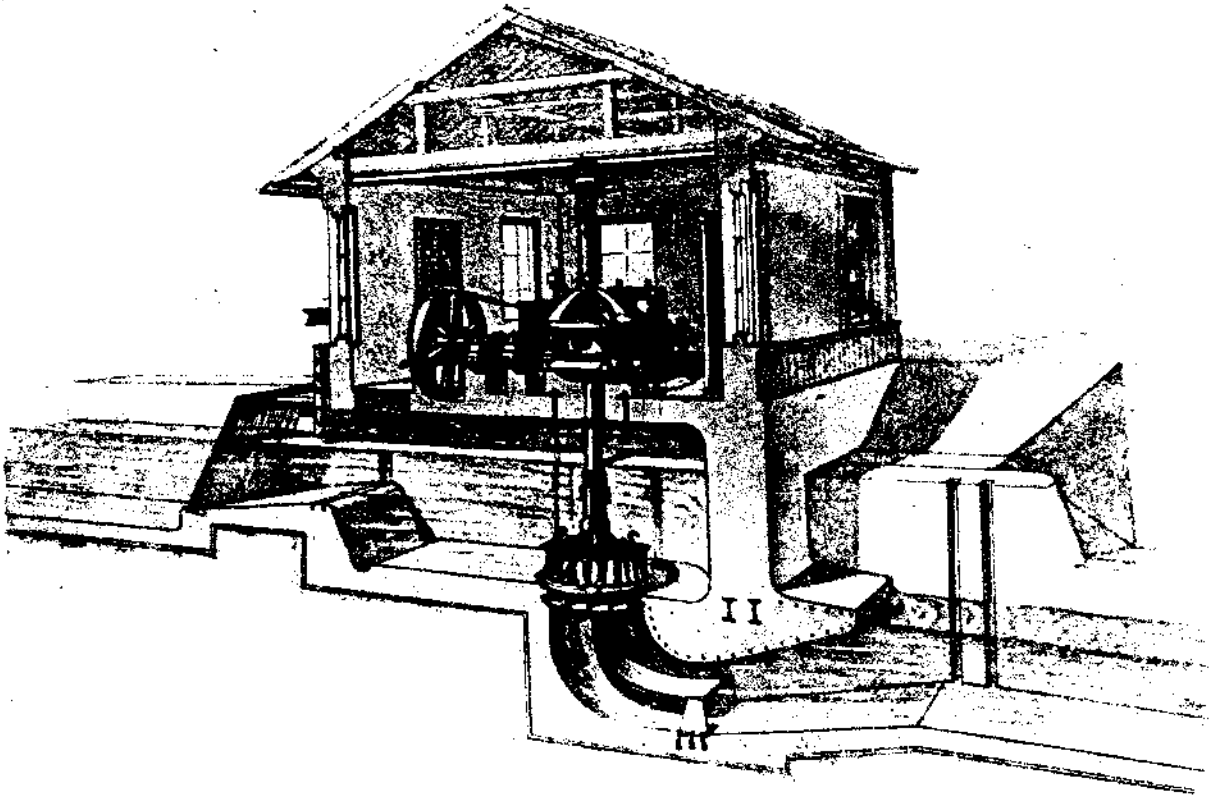
Черт. 24. Турбина Френсиса. $50 < n_s < 150$; $0{,}5 < q < 40$ $м^3/сек.$; $30 < H < 300$ *м*.



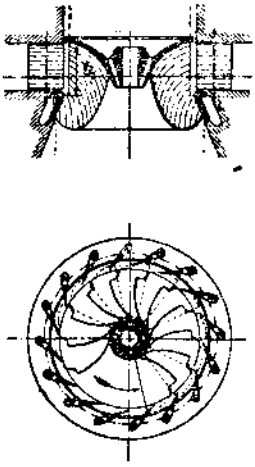
Черт. 25. Турбина Френсиса. $150 < n_s < 300$; $10 < H < 100$ *м*; $q < 8$ $м^3/сек.$



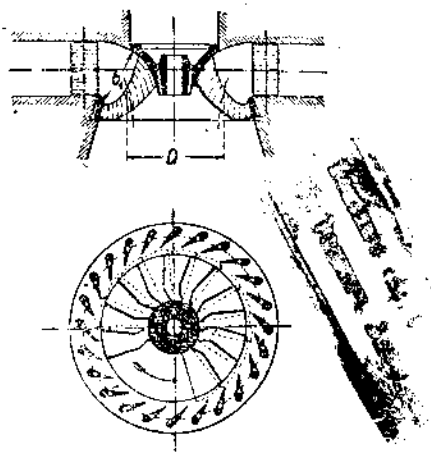
Черт. 28. Горизонтальная двухколесная турбина Френсиса с ременной передачей.



Черт. 29. Вертикальная одноколесная турбина Френсиса с зубчаткой и ременной передачей.

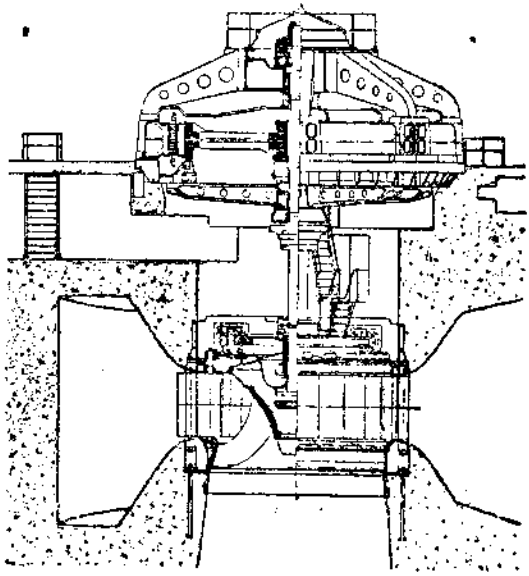


Черт. 26. Турбина Френсиса. $250 < n_s < 400$, $5 < H < 25$ м, $2 < q < 120$ м³/сек.



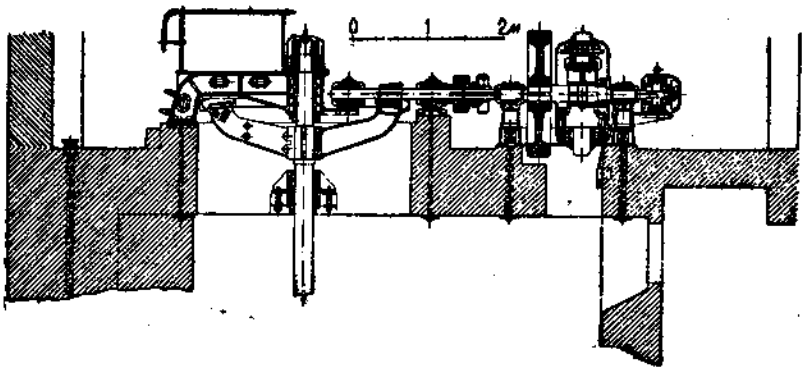
Черт. 27. Турбина Френсиса. $350 < n_s < 500$, $2 < H < 20$ м, $5 < q < 150$ м³/сек.

аппарат, снабженный лопатками, одновременно поворачивающимися на один и тот же угол, для изменения величины расхода, впускаемого в турбину, в зависимости от надобности (черт. 22—27). Вал турбины Френсиса, а равно всех прочих видов турбин, может иметь горизонтальное или вертикальное положение (черт. 28—30). Последнее является предпочтительным по причинам: а) гидравлические условия улучшаются, что повышает кпд η; б) резкие колебания г. в. н. б. не создают неудобств при имеющейся возможности поднять пол машинного зала; в) условия работы подпятников улучшаются. Поэтому лишь в установках небольшой мощности допустимо устройство машин с горизонтальным валом, т. к. не легко недорого и в приемлемый срок получить вертикальный генератор небольшой мощности: они нестандартны.



Черт. 30. Вертикальный разрез по турбине и генератору Волховской станции.

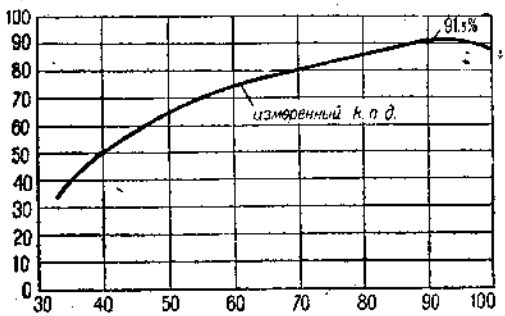
Небольшое число оборотов турбины вызывает применение тихоходного (т. е. больших размеров) генератора, что удорожает здание станции. По указанной причине не редко применение зубчатой передачи с передаточным



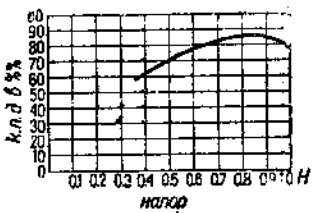
Черт. 31. Применение зубчатой передачи для уменьшения размеров генератора.

числом до 1 : 8, что позволяет иметь генератор, напр., в 600 об./мин. при числе оборотов турбины 75 (черт. 28, 29, 31).

Зубчатая передача имеет кпд $\sim 0{,}97$ (теряем 3% мощности и энергии). Ее применение имеет место при мощности машины до 1000—1500 HP. В установках незначительной мощности применяют также ременную передачу (черт. 28).



Черт. 32. Кпд волховской турбины.

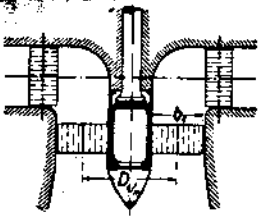


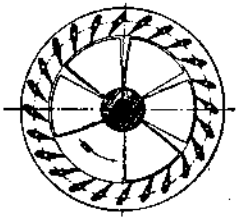
Черт. 33. Изменение величины кпд турбины Френсиса с колебанием напора.

Лопатки рабочего колеса турбины Френсиса прикреплены к ободу.

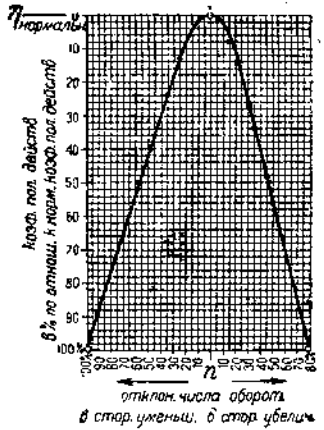
Турбина Френсиса утрачивает в величине кпд η при изменении расхода против расчетного (черт. 32). Еще более резко отражается на величине кпд η изменение величины напора против расчетной при сохранении нужного нам постоянного числа оборотов машины, соединенной с генератором (черт. 33). Обычно избегают уменьшать напор на станции сильнее, чем на 30%, исключительно по причине указанного свойства турбины Френсиса. Изменение напора не отразилось бы на величине кпд η, если бы оказалось возможным работать с переменным числом оборотов n.

Пусть H—расчетный напор, при к-ром турбина имеет наивысший кпд и пропускает расход q.

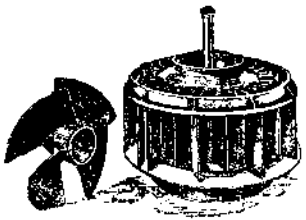




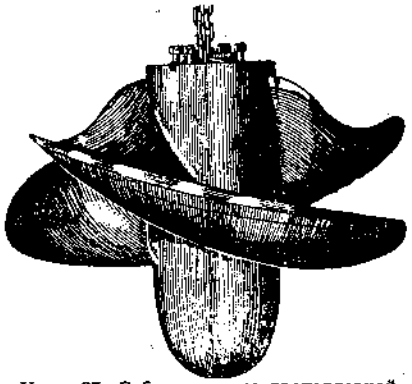
Черт. 35. Пропеллерная турбина. $n_s = 400—800$ и турбина Белля (Bell) при $n_s = 700—1100$, $1 < H < 18$ м, $5 < q < 150$ м³/сек.



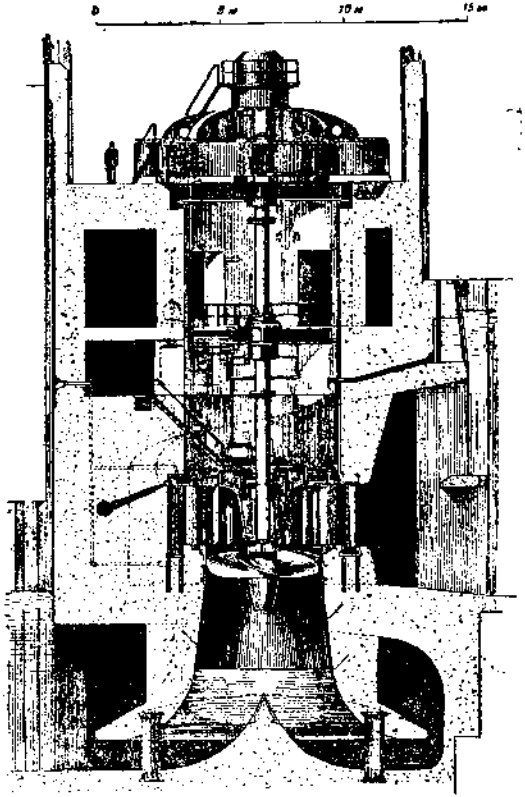
Черт. 34.



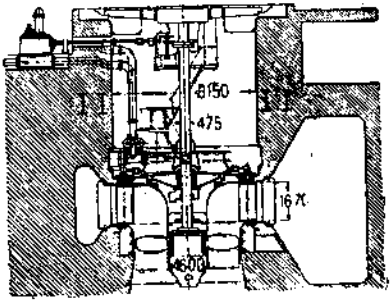
Черт. 36. Рабочее колесо (слева) и направляющий аппарат (справа) пропеллерной турбины.

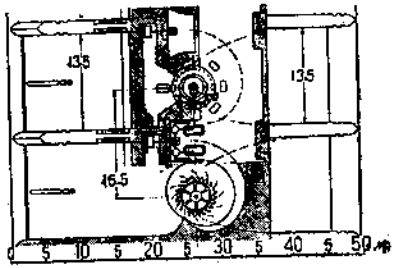


Черт. 37. Рабочее колесо пропеллерной турбины завода Fynshyttan.



Черт. 38. Станция Louisville, на р. Огайо, САСШ (1930 г.).



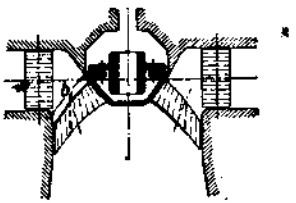


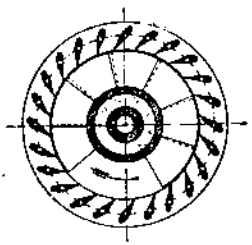
Черт. 39. Разрез пропеллерной турбины.

При изменении напора с H на H' имеем новое число оборотов: $n' = n\sqrt{\frac{H'}{H}}$, с прежним высоким кпд η при новой мощности:

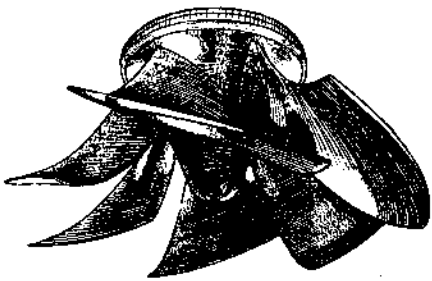
$$N' = N\sqrt{\left(\frac{H'}{H}\right)^3}.$$

Удерживая постоянное число оборотов, вызываем падение величины кпд при регулировании турбины. Величина падения зависит от степени от-

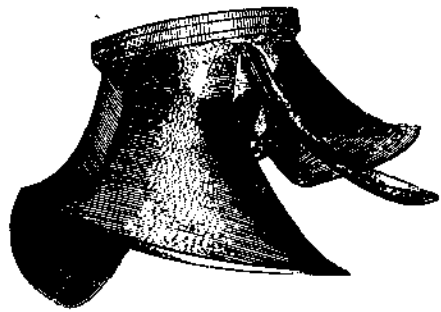




Черт. 40. Турбина Лавачека. $300 \leqslant n_s \leqslant 800$, $1 \leqslant H \leqslant 15$ м, $5 \leqslant q \leqslant 150$ м³/сек.



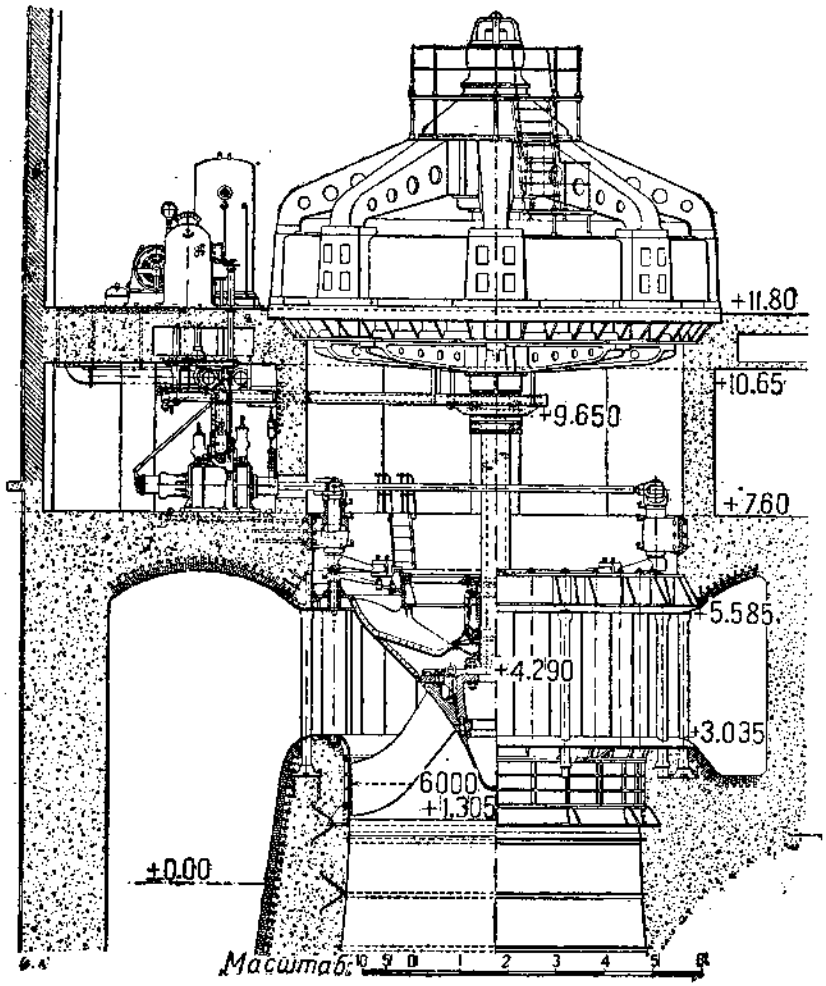
Черт. 41. Турбина Лавачека установки Лилла-Эдет (рабочее колесо).



Черт. 42. Рабочее колесо турбины Лавачека установки Лилла-Эдет.

клонения n' от n по ф-ле: $n' = n\sqrt{\frac{H'}{H}}$. При $H' > H$ число оборотов турбины возрастает; след., надо уменьшить n' и довести его до n. При $H' < H$ число

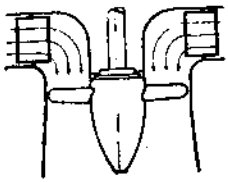
оборотов турбины падает; след., надо увеличить n' и довести его до n. В этом последнем случае имеем более резкое падение кпд η, чем в первом (черт. 34).



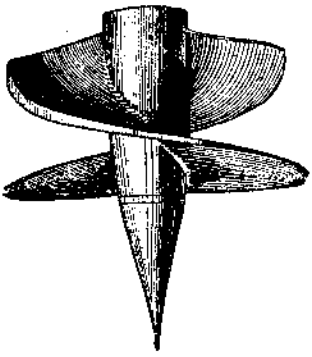
Черт. 43. Турбина Лавачека установки Лилла-Эдет.

Пользуясь указанным графиком, можно подобрать тот расчетный напор, при к-ром в крайних положениях напора на станции (H_{max} и H_{min}) получим одинаковые величины кпд η турбины Френсиса. Однако нет возможности одним графиком разрешить вопрос, зависящий от величины n_s турбины. Поэтому данный определенный график—лишь грубое приближение.

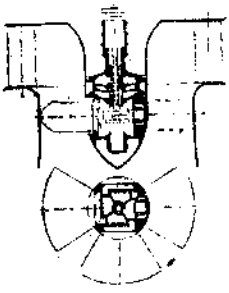
Турбина пропеллерная (сюда же относится турбина Лавачека, отчасти Белля и др., черт. 35—44) дает лучшее решение, нежели турбина Френсиса, для всех напоров до 30 *м*, т. к. при меньших размерах колеса дает большую мощность машины, сообщает большее число оборотов. Зато при колебаниях расхода свыше 10% кпд весьма заметно падает. Т. о., пропеллерная турбина уместна лишь при обеспеченном постоянном расходе круглый год. Чем выше напор, тем большее число



Черт. 45. Движение воды в турбине Каплана.

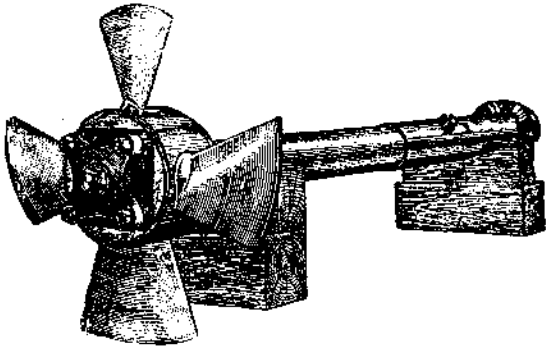


Черт. 44. Рабочее колесо турбины Белля, $n_s = 700—1100$.



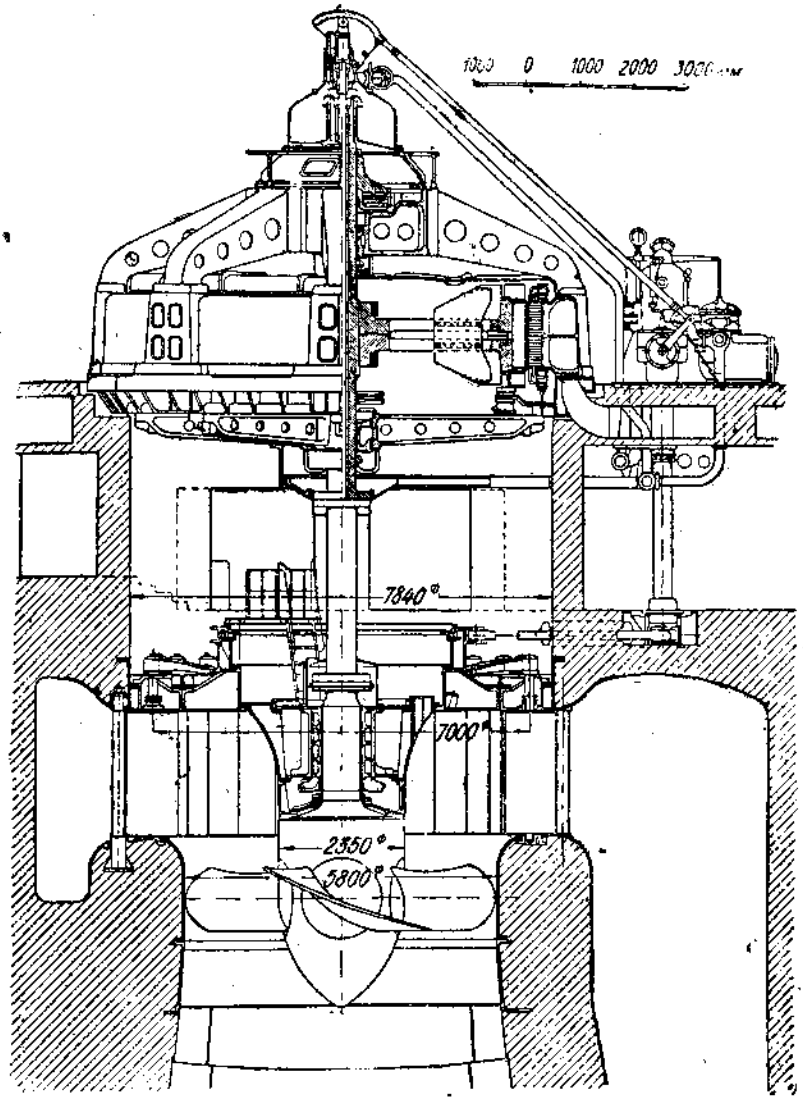
Черт. 46. Колесо Каплана шведской конструкции.

лопаток рабочего колеса имеет пропеллерная турбина. Лопатки эти наглухо прикреплены к втулке колеса, как и в турбине Френсиса.



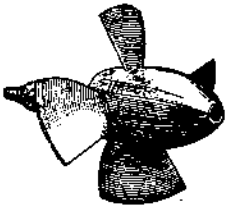
Черт. 47. Рабочее колесо турбины Каплана.

Турбина Каплана, успешно примененная при напорах до 17 *м*, имеет подвижные лопатки рабочего колеса при наличии направляющего аппарата, как у турбин Френсиса и пропеллерной (черт. 45—57). Подвижность лопа-



Черт. 51. Турбина Каплана для установки Лилла-Эдет.

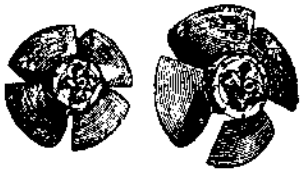
ток рабочего колеса Каплана обеспечивает высокий—до 50%—кпд турбины при частичных нагрузках, а также при перегрузке, допустимой для данной турбины на 20% и выше (черт. 58). Пропускная способность турбины Каплана



Черт. 48. Каплан для средних напоров.



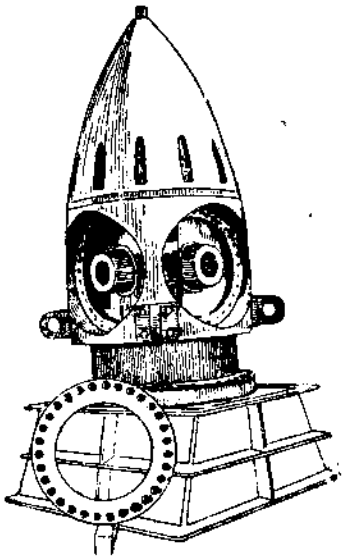
Черт. 49. Каплан для максимального $n_s = 1200$.



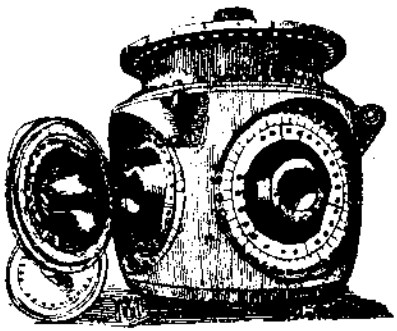
Черт. 50. Каплан для высших напоров.

достигает (в 1931 г.) 300 $м^3/сек$. на каждое колесо (установка Ryburg-Schwörstadt, на Рейне; $H = 11{,}50$, $N = 35\,000 \cdot 4$). Самая мощная турбина Каплана имеет $N = 42\,000$ HP (турбина Ryburg-Schwörstadt при перегрузке).

Резкое сокращение числа машин в станции при замене френсисов капланами сильно удешевляет здание станции и стоимость энергии при увеличенной выработке, получаемой вследствие подвижности лопаток рабочего колеса Каплана. С повышением напора число лопаток рабочего колеса турбины Каплана возрастает,

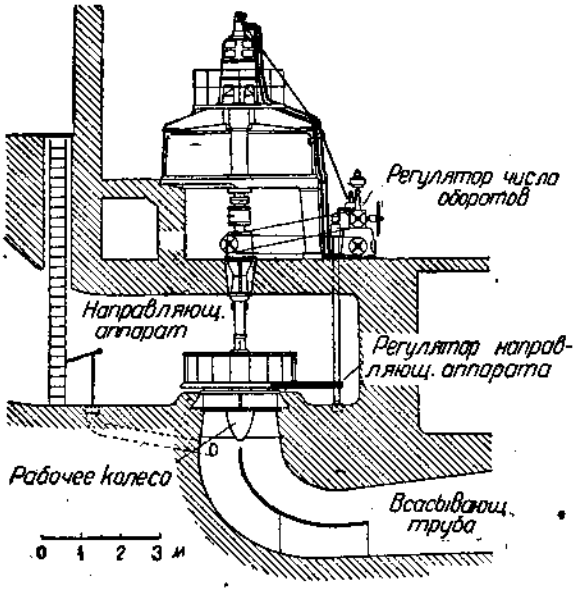


Черт. 53.

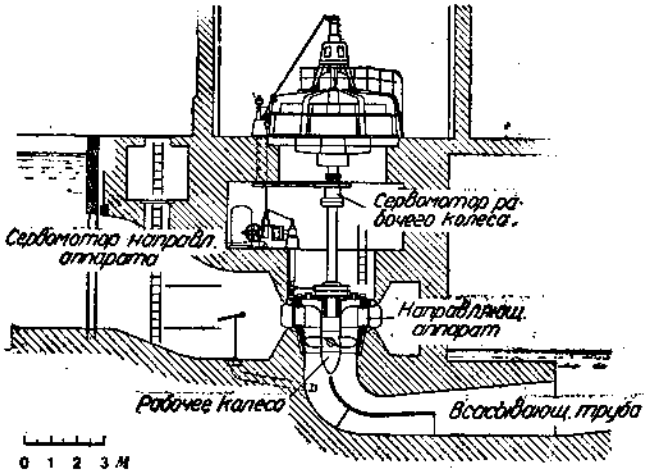


Черт. 52.

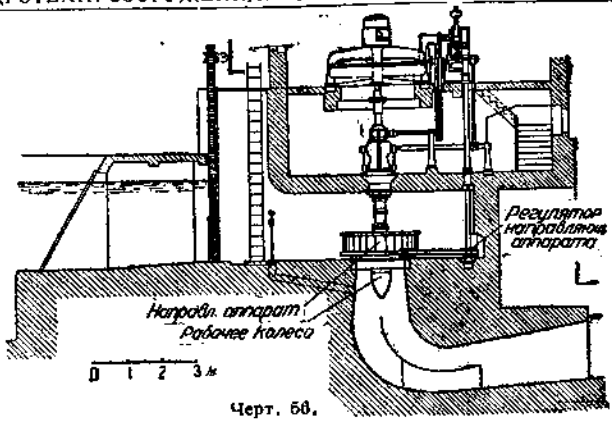
а допустимая величина n_s падает (от 1200 до 600). В 1931 г. турбинный завод Voith доказал возможность применения турбин Каплана при напорах до 25 *м*, а в отдельных случаях до 30 *м*. Другими словами, пропеллерная турбина отживает свой век, т. к. во всем прочем она уступает турбине Каплана (современная зона применения пропеллера—до 30 *м* напора). При проектировании Волгостроя намечаются капланы по 100 000 HP каждый при $H = 20$ *м* (станция на Самарской луке).



Черт. 54. Турбина Каплана в открытой камере.

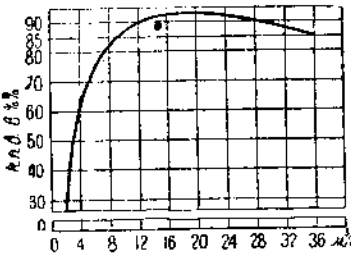


Черт. 55. Установка с турбиной Каплана с бетонной улиткой (спиралью).



Черт. 58.

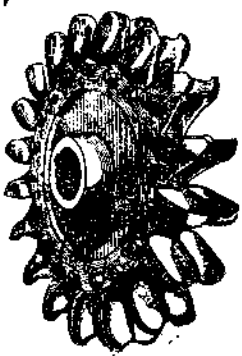
Турбина Пельтона применяется при относительно малых расходах, но при больших напорах, при напорах же, превышающих 280 *м*, пока применяются исключительно пельтоны (черт. 59—60).



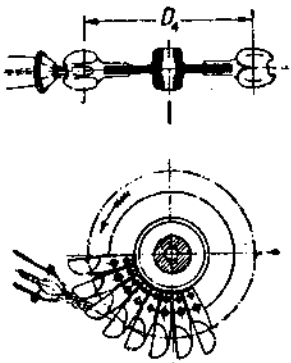
Черт. 58.

Имеет место применение пельтонов и при 20 *м* напора, но при незначительном расходе воды, напр., 50 *л/сек*. Изменение величины кпд турбины Пельтона при частичных нагрузках не столь резко, как в турбинах Френсиса. Предпочитают иметь одно сопло на колесо для работы турбины с лучшим кпд η. Максимальная мощность колеса Пельтона — 56 000 HP. Данный вид турбины не имеет применения при шлюзовании рек: малы напоры.

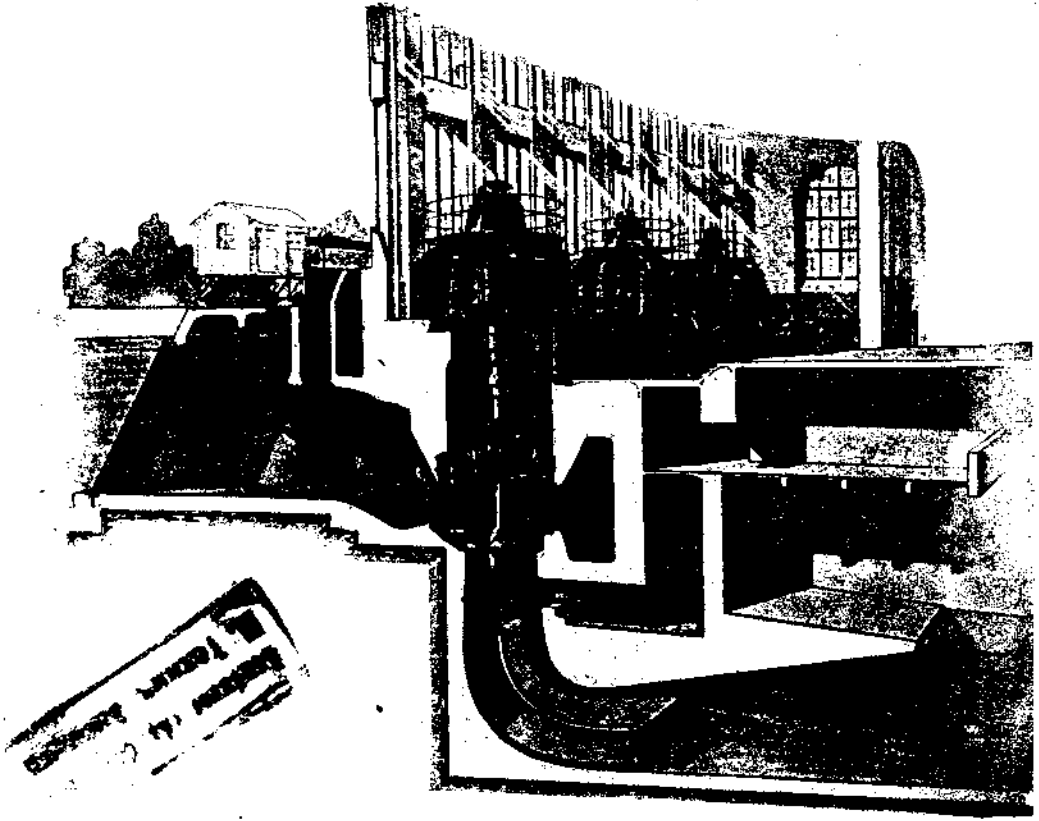
Выбор вида турбины определяется в значительной мере величиной $n_s = \frac{n \cdot \sqrt{N}}{H \sqrt[4]{H}}$; при $N = 1$ HP и $H = 1$ *м* имеем $n_s = n$. Другими словами,



Черт. 59.



Черт. 60.



Черт. 57. Установка с турбинами Каплана на вертикальном валу с бетонной улиткой.

n_s—число оборотов турбины, подобной данной, но развивающей мощность в $N = 1$ HP при напоре $H = 1$ *м*; n_s—удельное число оборотов (иначе—коэф-т быстроходности).

	n_s	Примечание.
Тихоходные турбины Френсиса имеют . . .	50— 125	Турбина Белля имеет n_s от 700 до 1000.
Нормальной быстроходности	125— 200	
Быстроходные	200— 350	
Сверхбыстроходные	350— 500	
Пропеллерные	400— 800	
Турбины Каплана	600—1200	
Турбины Пельтона с одним соплом	4— 30	Диаметр сопла колеса пельтона не берется более 30 *см*.
» » с несколькими соплами .	30— 70	

Если при избранном числе машин и принятом числе оборотов имеем:

$$n_s = \frac{n\sqrt{N}}{H\sqrt[4]{H}} > 500,$$

то неизбежен отход от турбины Френсиса, т. к. при $n_s > 500$ френсисы не делаются на заводах. В противном случае надо уменьшать N (т. е. увеличивать число машин на станции и удорожать здание) или уменьшать число оборотов n (т. е. увеличивать размеры машин и удорожать здание станции). Выгода указывает однако, что дешевейший kWh имеем при небольшом числе машин на станции (две—четыре). Однако препятствием для выбора небольшого числа машин может явиться предельная мощность современных турбин. Очевидно, что при очень больших напорах имеем небольшое n_s, т. к. величина напора стоит в знаменателе выражения $\frac{n\cdot\sqrt{N}}{H\sqrt[4]{H}}$.

Отсюда видно, почему пельтоны применяются при больших напорах или при небольших мощностях, но значительных напорах, когда $\frac{\sqrt{N}}{H\sqrt[4]{H}}$ все же мало $\left(\frac{n\sqrt{N}}{H\sqrt[4]{H}}\right.$ равно от 4 до 70$\left.\right)$.

В виду падения кпд η при частичной нагрузке турбин Френсиса и пропеллерных требуется большее количество воды для этих турбин, чем для турбины Каплана, получающей высокий кпд при частичных нагрузках.

Число агрегатов	1	2	3	4	5
Пропеллерные . . .	38	29	20	13	7
Быстроходные френсисы	22	15	8	4	2

Применяя капланы вместо френсисов и пропеллерных турбин, имеем след. экономию (в процентах) в воде при различном числе агрегатов.

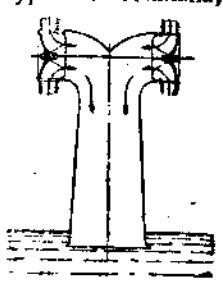
В данное время работают установки с одной турбиной Каплана, что имеет объяснение в хорошем кпд η при частичных нагрузках данного вида турбины. Нередко устраивают сдвоенные турбины Френсиса в целях увеличения мощности на одном валу при сохранении хорошего числа оборотов и допустимого n_s для френсиса; в этом случае:

$$n_s = \frac{n\cdot\sqrt{N}}{H\sqrt[4]{H}},$$

где

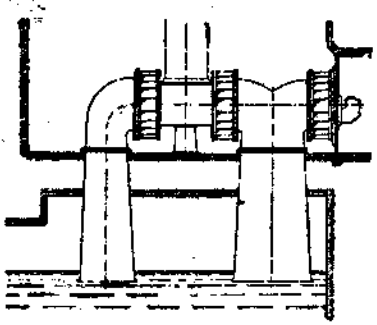
$$N = \frac{N_{\text{машины}}}{Z};$$

Z—число колес на одном валу машины.

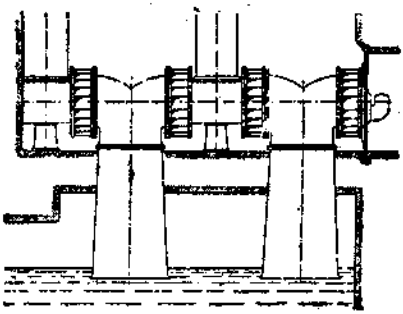


Черт. 61.

Однако с применением турбины Каплана отпадает надобность иметь сдвоенные, строенные или счетверенные турбины, раньше имевшие широкое

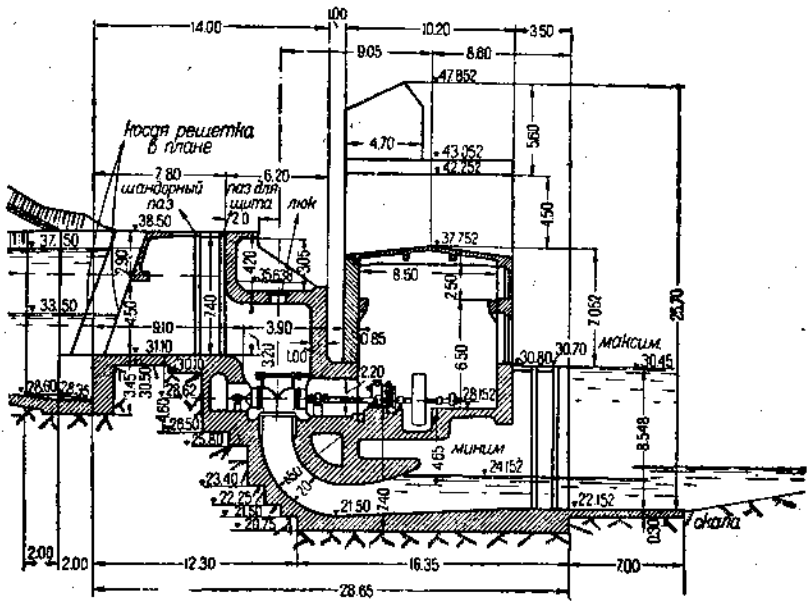


Черт. 62.



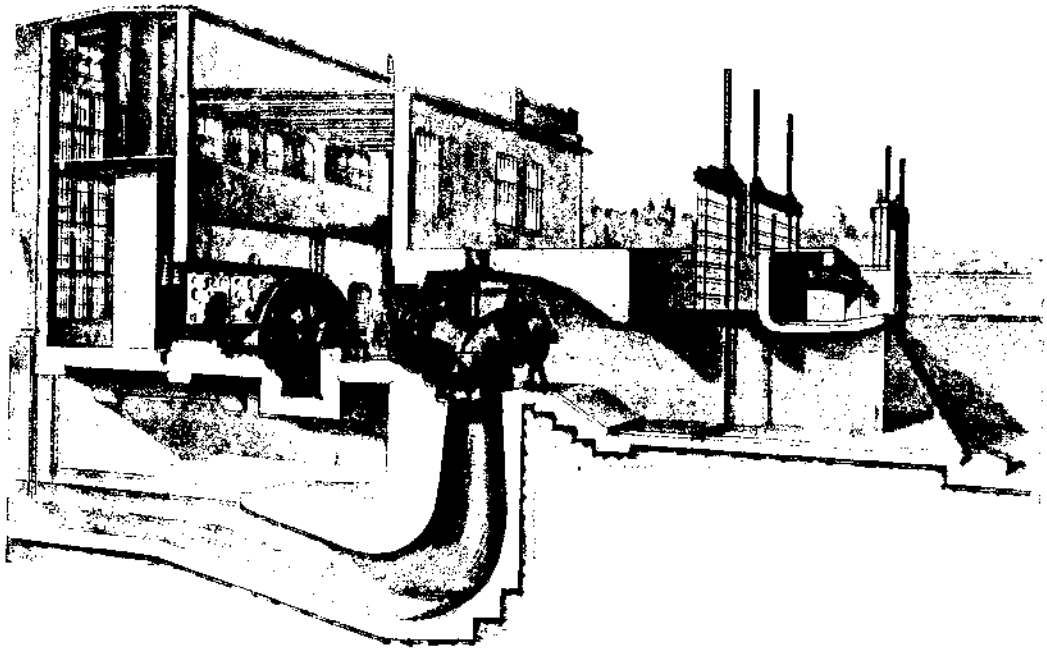
Черт. 63.

распространение (черт. 61—65). Остается отметить значительное возрастание величины кпд η турбины с увеличением мощности машины.

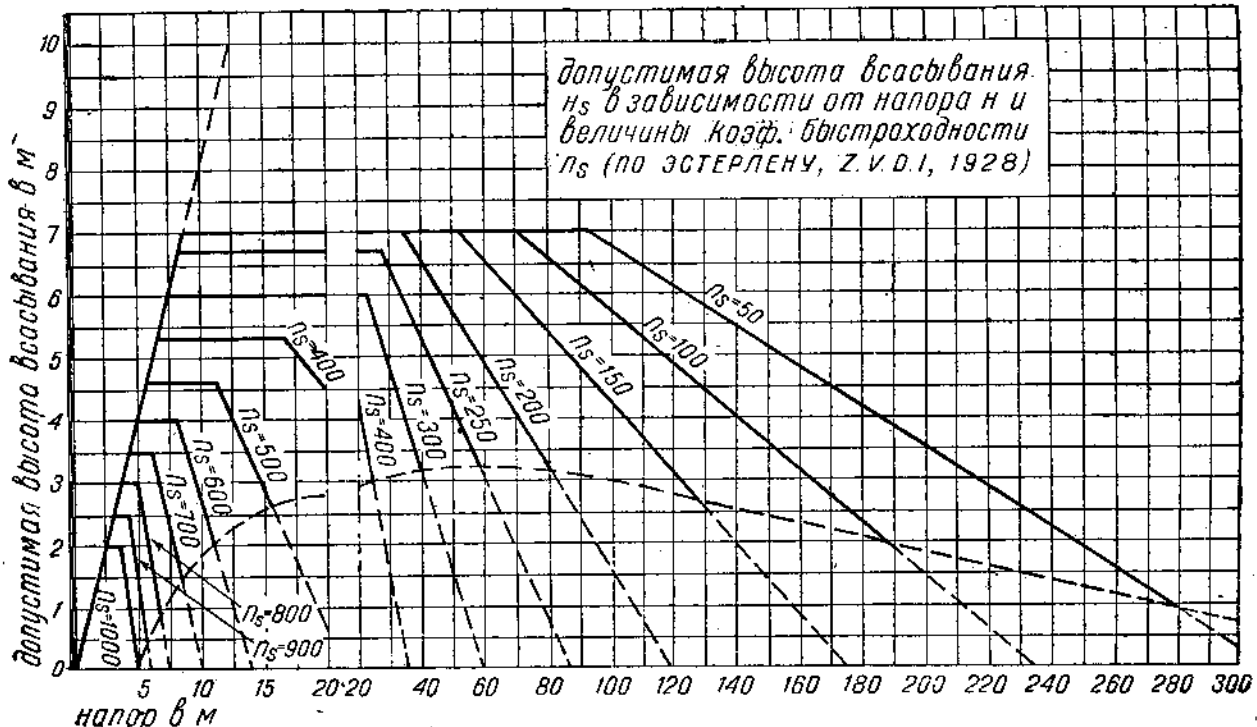


Черт. 65. Здание Сызранской гидростанции (1926—1928 гг.).

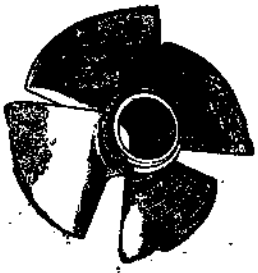
В СССР сдвоенные турбины сохраняют актуальность по сей день, т. к. наши заводы не поставили еще ни одной турбины Каплана. При больших мощностях машин они заказываются за границей (напр., капланы для Свирьстроя); при малых мощностях заграничный заказ неуместен. Тогда прибегаем к многоколесной турбине Френсиса. Следует помнить, что к ценам на



Черт. 64. Сдвоенная турбина Френсиса.


допустимая высота всасывания n_s в зависимости от напора н и величины коэф. быстроходности n_s (по ЭСТЕРЛЕНУ, Z.V.D.I, 1928)
допустимая высота всасывания в м
напор в м
n_s=50
n_s=100
n_s=150
n_s=200
n_s=250
n_s=300
n_s=400
n_s=400
n_s=500
n_s=600
n_s=700
n_s=800
n_s=900
n_s=1000
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10
5 10 15 20 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200 220 240 260 280 300

Черт. 66.

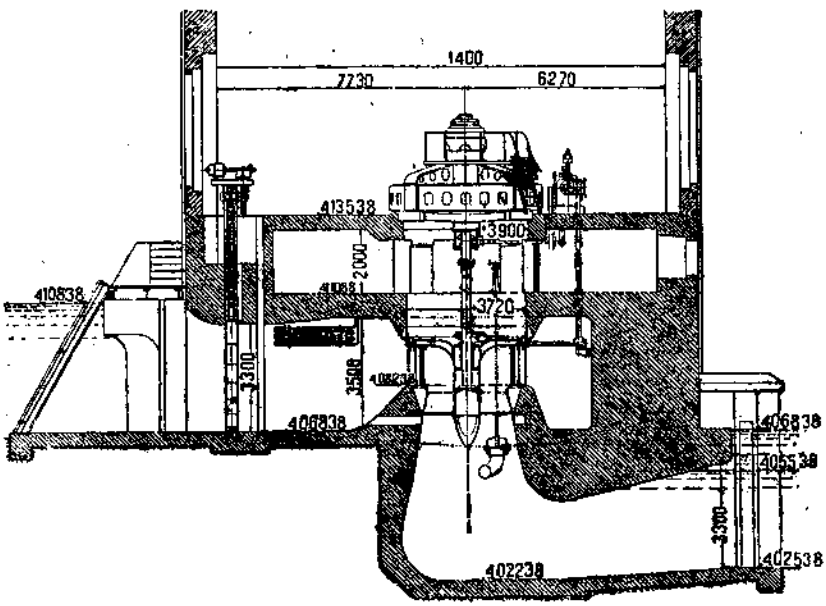


Черт. 67. Колесо пропеллерной турбины, разъеденное при кавитации.

машины по предложениям иностранных фирм надо прибавлять до 40% на фрахт и лицензии.

Максимальная допустимая высота всасывания H_s турбины (вертикальное расстояние от оси турбины до горизонта воды нижнего бьефа) берется всецело в зависимости от величины n_s турбины и напора H. С повышением n_s, а также с повышением H величина H_s падает (черт. 66). Так, при $H=10$ м и $n_s=600$ высота всасывания никак не должна быть более 2,75 м; при $n_s=1000$ возможен напор не свыше 5 м при расположении оси турбины на уровне нижнего бьефа (черт. 66).

Несоблюдение изложенных требований влечет за собой явление кавитации (отставания струй воды от лопаток рабочего колеса, возникновения вакуума) и коррозию (выделение из воды кислорода, окисление металла, разрыхление его и удаление водой мягких окислов железа; черт. 67). Падение величины кпд турбины также неизбежно при возникновении кавитации.

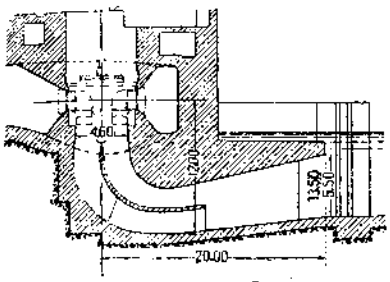


Черт. 68. Всасывающая труба установки Винау, $n_s=600$, $H=5{,}20$ м, $n=125$.

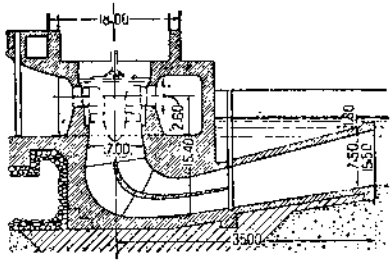
Современные первоклассные заводы Европы напряженно ищут способов устранения ограничений величины H_s для турбин Каплана при $H>20$ м и находятся на пути к частичному благоприятному разрешению вопроса (Voith, Kristinehamn). Так, фирма Voith лабораторными опытами доказала возможность в ближайшее время ставить турбины Каплана при $H>25$ м и даже 32 м. По мнению нек-рых американских турбинщиков, с коррозией

следует бороться электросваркой, залечивая разъеденные места турбин. Это—лишь течение мысли, но не оправданная опытом мера. Более стойкое течение—применение никелевой стали.

Тип всасывающей трубы в современных турбинах различными заводами принимается различный. Черт. 68—73 изображают современные



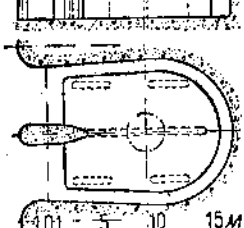
Черт. 69. Всасывающая труба установки Кахлет, $n_s = 508$, $H = 7{,}65$ м.



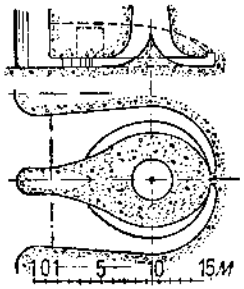
Черт. 70. Всасывающая труба установки Рибург-Шверштадт, $n_s = 740$, $H = 10{,}70$ м.

типы всасывающих труб. Следует отметить, что в настоящее время завод считает за турбину не только машину, но и подвод воды, а также форму и размеры всасывающей трубы. Поэтому, гарантируя величину кпд и мощность турбины, завод требует устройства подвода воды к турбине и отвода ее от машины во всем согласно требованиям, предъявляемым заводскими чертежами.

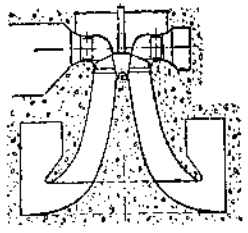
Величина n_s для турбины данного вида (Френсиса, пропеллерных или Каплана) влияет на изменение кпд η при частичных расходах турбины:



Черт. 71. Гидрокон Уайта турбины $N = 37\,500$ HP.



Черт. 72. Труба системы Муды турбины $N = 37\,500$ HP.

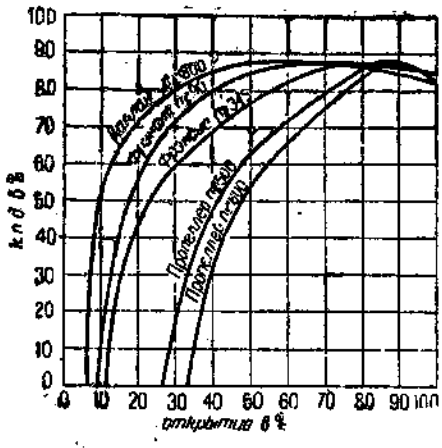


Черт. 73. Всасывающая труба системы Муды.

чем больше n_s, тем резче изменения кпд η (черт. 74). Т. о., малая величина n_s турбины Френсиса благоприятно отражается на ходе изменения кпд при частичных нагрузках. Однако малая величина n_s, в особенности при малом числе оборотов n, дает сильное снижение кпд η турбины при резком колебании напора.

Пропеллерные турбины и в особенности турбины Каплана предпочтительны и в этом отношении. Так, турбина Каплана при падении напора на

30% при $n_s = 667$ роняет кпд с 84% до 82%, а при повышении напора на 19% теряет лишь $^1/_2$% в величине кпд. При сравнении турбин разных видов надо также помнить, что турбина Каплана дороже пропеллерной на 30—75%, при чем с увеличением диаметра рабочего колеса разница в стоимости падает (при $D = 6$ м имеем 30% и при $D = 1$ м—75%).



Черт. 74.

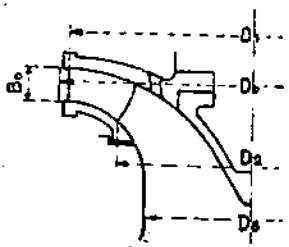
Турбина Френсиса дешевле пропеллерной на 15—50% в той же самой зависимости от диаметра. Турбина Каплана и пропеллерные до 1931 г. не выпускались турбинными заводами Союза (Ленинградским металлическим и Московским заводом № 3 мельнично-ткацких оборудований).

Основные размеры современных турбин для предварительных соображений, до получения заводских предложений, можно подобрать по величине n_s, расчетному расходу q при расчетном напоре H и числу оборотов n след. обр. (черт. 75—77):

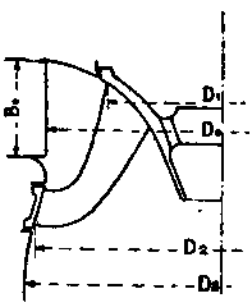
при $200 < n_s < 600$ имеем $D_2 = 4{,}4 \cdot \sqrt[4]{\frac{q}{n}}$ («Z. V. D. I.», 1926, стр. 85);

при $56 < n_s < 400$ имеем $\frac{D_1}{D_2} = 1{,}55 - \frac{\sqrt{n_s - 56}}{19{,}5}$;

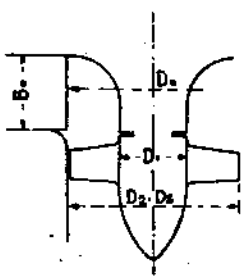
при $400 < n_s < 700$ имеем $\frac{D_1}{D_2} = 1{,}55 - \frac{\sqrt{n_s - 56}}{19{,}5} + 0{,}002(n_s - 400)$;



Черт. 75. Тихоходный френсис.



Черт. 76. Быстроходный френсис.

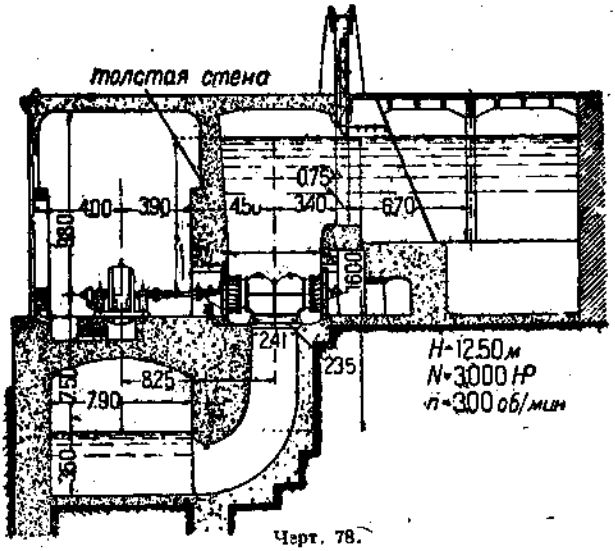


Черт. 77. Пропеллер.

$\frac{B_0}{D_2} = \frac{\sqrt{n_s - 50}}{52{,}5}$ («Bulletin technique de la Suisse Romande», № 24, 29 ноября 1930 г.). Данные о турбинах Каплана см. ниже.

Подвод воды к турбинам (черт. 78 и 79) осуществляется при небольших мощностях открытой камерой (пониженный кпд η турбины), а при N турбины $\geq 1\,000$ HP обычно прибегают к устройству улитки с плавным под-

ходом воды к турбине (черт. 80), что обеспечивает повышенный кпд η и устраняет необходимость в толстой стене (черт. 78), выдерживающей напор вод. При напорах $H > 20$—25 *м* при всяких мощностях неизбежно устройство трубопровода для питания турбины (черт. 81); при малых мощностях (черт. 82) к трубопроводу прибегают и при меньших напорах (напр., 7—8 *м*).



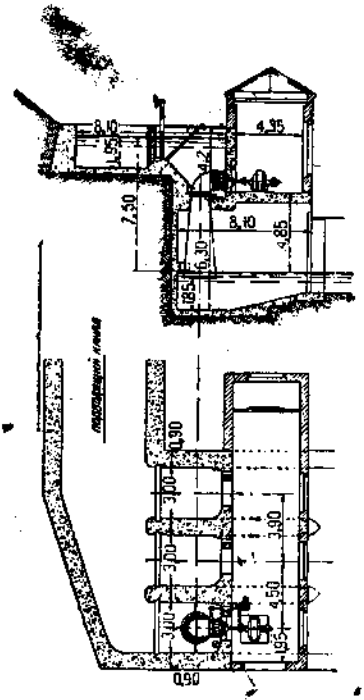
Черт. 78.

Табл. 5. Данные о турбинах Френсиса значительной мощности.

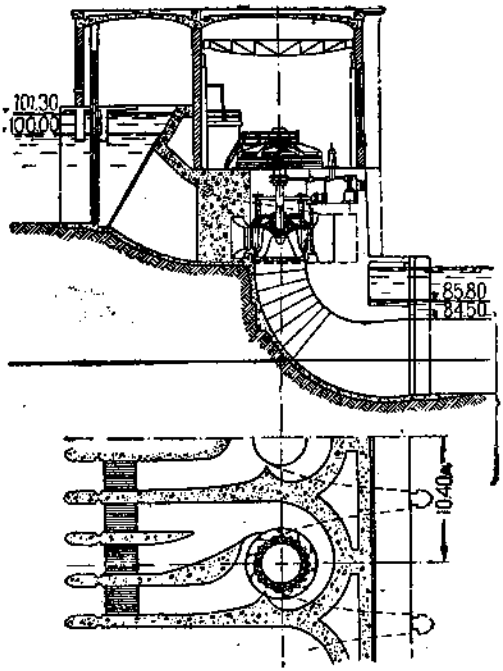
Установки	Напор (в *м*)	Мощность одной турбины (в HP)	Число обор. *n*	Диам. рабоч. колеса (в *м*)	Вес (в *m*)		
					рабочего колеса		всей турбины
					с валом	без вала	
Волховская . . .	10,5	11500	75	5,03	50	39	263
Шанси-Пуньи . .	8,87	9150	83,3	5,10	30,6	—	—
Коновинго	27,2	54000	81,3	5,40	91,0	—	—
Лилла-Эдет	6,5	14140	62,5	5,80	62,5	—	—

Табл. 6. Данные о пропеллерных турбинах значительной мощности.

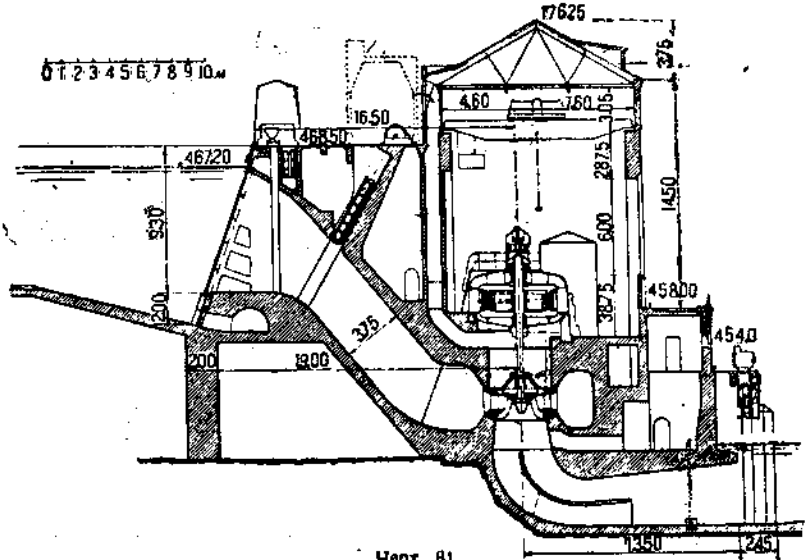
Установка	Турбинный завод	Напор (в *м*)	Число обор. *n*	Число лопат. колеса	n_s (в %)	η_{max}	Высота всасывания H_s
Manitoba	Morris	17,10	138,5	6	670	87	1,10
La Gabelle	Morris	18,30	120	6	556	89	3,00
Louisville	Al. Chal.	11,25	100	4	565	—	1,70
Folshuwud	Fynshyttan	10,30	94	6	530	86	3,30
Кахлет	Voith	7,65	75	6	508	88	2,10
Рейнфельден . . .	Charmilles	5,20	107	—	645	84	0,70
Viereth	Neumeyer	5,30	75	9	415	89	1,60



Черт. 79.



Черт. 80. Подвод воды улиткой к вертикальной турбине Френсиса.

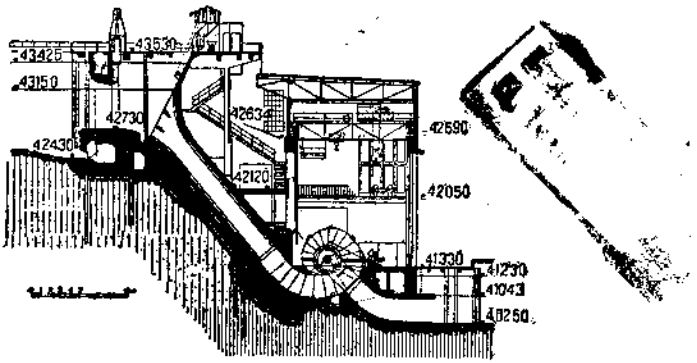


Черт. 81.

В табл. 5, 6, 7, приведены данные о турбинах Френсиса, пропеллерных и Каплана, облегчающие предварительное проектирование. В табл. 8

Табл. 7. Данные о турбинах Каплана значительной мощности.

Установка	Турбинный завод	Напор (в *м*)	Об./мин.	Число лопастей колеса	n_s	η_{max} (в %)	Высота всасыван. H_s	Мощность турбины (в HP)
Лилла-Эдет	Verkstaden	6,50	62,5	4	715	89	2,20	14000
Тольфорсен	Verkstaden	6,50	300	4	760	—	1,20	700
Гравваин	Voith	8,00	167	4	785	92,5	0,00	3500
Högforssen	Verkstaden	10,15	214	4	722	—	1,07	4100
Рибурс-Шверштадт	Voith / Escher-Wyss / Charmilles	11,90	75	5	640	92	0,00	35000 / 42000 (перегрузка)



Черт. 82. Продольный разрез станции Фромбек.

(стр. 530—531) помещаем смешанные данные о турбинах средней и небольшой мощности (френсис, пропеллерной, каплан). Таблица составлена автором Н. И. Анисимовым по предложениям заводов за гг. с 1923 по 1926.

§ 6. Мощность потока. Роль регулирования.

Если нельзя задержать притекающую воду в бассейне, образованном подпором у плотины, то в межень приходится направлять в турбины лишь то количество воды, к-рое протекает в реке. В этом случае говорят, что станция работает без регулирования. Наоборот, если топографические условия обеспечивают возможность задерживать поступающую воду и расходовать ее по мере действительной надобности в ней на станции, то в этом случае говорят, что станция работает с регулированием расхода.

Рассмотрим первый случай. Пусть максимальный утилизируемый в станции расход равен q *м*³/*сек*. При всяком расходе q_1, меньшем q, станция берет всю воду, к-рая течет в реке; при этом горизонт воды верхнего бьефа остается постоянным, в нижнем же бьефе он колеблется в зависимости от расхода

Табл. 8. Данные о турбинах Френсиса, Каплана и

Тип турбины	Тип подвода воды	Напор H	Расход	Об./м. n	Кпд в % при $1-{}^3/_4-{}^1/_2$-ном расходе Q мощности N	Мощность N в HP
Френсис вертикальный . . .	Спиральн.	34	7,7	375	82—85—76 1—0,8—0,6 N	2 850
» »	»	34	7,7	375	82—83—76 N	2 850
» »	»	34	6,2	428	82—83—76 N	2 300
» »	»	26,8	33,4	150	84—88—80 Q	10 000
» »	»	26,8	33,4	150	86—87—80 $1-{}^7/_8-{}^1/_2$	10 000
» »	»	26,8	—	150	85—90—82,5 $1-{}^7/_8-{}^1/_2$ N	10 000
» »	»	26,8	33,5	150	84—87—78 1—0,8—0,6 N	10 000
» »	»	26,8	34,5	150	84—86—83 N	10 000
» »	»	26,8	23,5	187	86—87—79 $1-{}^7/_8-{}^1/_2$	7 200
» »	»	26,8	25,0	187	84—86—83 N	7 200
Френсис горизонт. сдвоенн. .	Открытый	13,9	11,0	375	82—84—78 $1-{}^7/_8-{}^2/_3$ N	1672
» » » .	»	13,8	11,1	375	82—84—78 $1-{}^7/_8-{}^2/_3$ N	1652
Лавачек горизонт. сдвоенн. .	»	13,5	—	600	82—84—78 $1-{}^7/_8-{}^1/_2$ Q	1850
Френсис горизонт. сдвоенн. .	»	13,5	11,8	375	83—84,5—78,5 $1-{}^7/_8-{}^5/_8$ N	1760
Каплан вертикальн.	Спиральн.	9,0	4,77	500	81—86—83 Q	464
» »	»	9,0	4,6	500	81—85—80,5 1—0,9—0,8 Q	447
» »	Бет. спир.	9,0	—	500	84—85—84 N	430
Пропелл. вертикальная . . .	» »	9,0	—	500	80—84—66 1—0,95—0,6 N	430
Каплан вертикальный. . . .	» »	6,9	14,0	250	82—86—79 Q $1-{}^2/_3-{}^1/_3$	1056
» »	» »	6,9	—	300	84—87—85 Q	1000
» »	» »	6,9	13,25	250	82—86—81 $1-{}^7/_8-{}^5/_8$ Q	1000
Пропелл. вертикальная . . .	» »	6,9	—	250	82—85—66 1—0,95—0,6 N	1000
» »	Открытый	6,9	13,6	214	80—84,5—82 1—0,9—0,85 Q	1000
Каплан вертикальный	Бет. спир.	6,9	8,75	300	82—86—83,5 $1-{}^2/_3-{}^1/_2$ Q	660
» »	» »	6,9	8,75	300	84,5—85,5—80,5 1—0,9—0,81 N	656
» »	» »	6,9	—	375	83—85—83 N	650
Пропелл. вертикальная . . .	» »	6,9	—	300	81—85—67 1—0,95—0,6 N	650
Каплан вертикальный	Открытый	5,8	6,0	300	82—86—84 $1-{}^2/_3-{}^1/_2$ Q	380
» »	Бет. спир.	5,8	—	428	83—85—82 N	360
Пропелл. вертикальная . . .	» »	5,8	—	300	81—86—68 1—0,95—0,6 N	360

Примечания. 1. В случае, если генератор имеет меньший маховой момент, чем это ментом, равным gD^2 = разности указанных выше маховых моментов, где g—вес и D— добавить 40%.

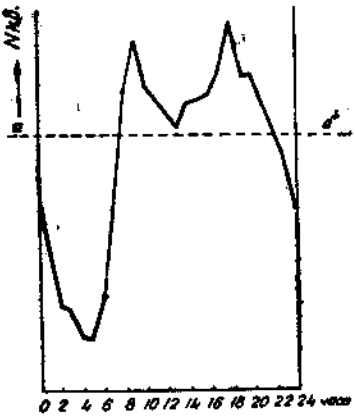
пропеллерных средней и небольшой мощности.

Коэф-т быстроходн.	Потребный маховой момент генерат. в $m/м^3$	Общий вес комплекта с регулят. в *кг*	Общая стоимость	Валюта	Размеры в *м* между осями агрегата	Размеры в *м* ширина машинного зала	Фирма	Дата предложения
244	50	41 000	325 000	Лиры	8,5	—	Constr. Mecaniche «Riva», Италия	1926
244	42	47 500	405 000	»	8,0	9,0	Fraco Tosi, Италия	1926
249	720	33 000	300 000	»	7,7	8,6	» » »	1926
246	720	93 720	32 785	Долл.	9,5	11,5	Voith, Германия	1926
246	660	201 200	2 015 000	Фр.	9,0	11,5	Constr. Electriques, Франция	1926
246	—	117 550	8 246	Фн.	15,0	12,0	Gordon C° London	1926
246	1 100	155 000	1 000 000	Лиры	11,5	—	Consr. Mec. «Riva», Италия	1926
246	850	181 250	1 400 000	»	11,5	13,0	Franco Tosi, Италия	1926
260	306	145 500	1 498 000	Фр.	9,0	11,5	Consrt. Electriques, Франция	1926
260	400	129 000	1 050 000	Лиры	10,0	11,2	F. Tosi, Италия	1926
403	13,5	15 458	1 110	Фн.	6,0	8,0	F. Neumeyer, Германия	1923
405	13,5	19 945	1 299	»	6,0	7,5		1923
705	—	—	32 700	Швед. кроны	6,0	—	Aktienbol. Fynshyttan, Швеция	1923
430	18,5	22 120	5 800	Долл.	—	8,0	Escher-Wyss, Германия	1923
691	1,25	11 710	7 660	»	6,5	4,5	I. M. Volth, Германия	1926
688	1,20	7 880	4 460	»	6,5	4,5		
665	—	7 600	29 500	Швед. кроны	3,6	4,8	Verkstaden, Kristinehamn, Швеция	1926
665	—	7 750	18 000	» »	3,6	4,8		
727	21	24 540	12 310	Долл.	9,0	7,5	Voith, Германия	1926
848	14	16 500	46 750	Швед. кроны	5,5	6,0	Verkst. Kristinehamn, Швеция	1926
707	19	17 085	7 810	Долл.	9,0	7,5	Voith. Германия	1926
707	20	17 700	29 500	Швед. кроны	5,5	6,0	Verkst. Kristinehamn Швеция	1926
604	28	15 830	27 100	» »	7,0	5,5	Fynshyttan, Швеция	1926
688	8	16 820	9 570	Долл.	7,5	6,0	Voith, Германия	1926
687	7	13 400	6 360	»	7,5	6,0		
851	—	12 500	37 000	Швед. кроны	4,5	5,5	Verkst. Kristinehamn, Швеция	1926
683	—	13 750	25 100	» »	7,5	5,5		
650	4	13 195	8 210	Долл.	7,0	5,5	Voith, Германия	1926
877	—	8 300	29 750	Швед. кроны	4,15	5,0	Verst. Kristinehamn, Швеция	1926
633	—	10 080	20 700	» »	4,15	5,0		

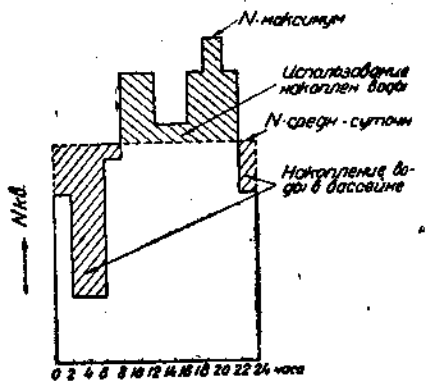
требуется графой 9 таблицы, необходимо устройство особого маховика с маховым мо-диам. маховика. 2. Лицензии и фрахт не входят в цены графы 11; на них надо

воды $q_l = q$. Колебание горизонта воды нижнего бьефа вызывает изменения величины напора, а следовательно, также величины кпд турбины. Т. о., в ф-ле $N = 13{,}33 \cdot q \cdot H \cdot \eta$ меняются все три величины: q, H и η, что отражается на величине произведения $13{,}33qH\eta = N$, в расчете меняющегося подекадно. При $q_l \geqslant q$ горизонт воды нижнего бьефа поднимается, напор падает, пропускная способность турбин $q_l = q \cdot \sqrt{\frac{H_l}{H}}$ падает при новом напоре H_l. В результате станция, рассчитанная на утилизируемый расход q при напоре H, не сможет принять расхода q при напоре $H_l < H$, несмотря на обилие воды в реке, а примет меньший расход: $q_l = q\sqrt{\frac{H_l}{H}}$, к-рый будет сработан в турбинах с меньшим кпд, зависящим от величины напора H_l (см. п. 5).

Потребность иметь постоянное число оборотов машин на станции вынуждает прибегать к регулированию турбин при изменениях напора за счет



Черт. 83.



Черт. 84.

уменьшения величины кпд турбины. Т. о., зная подекадно средние горизонты воды и средние декадные расходы воды в реке, находим подекадно мощность станции с учетом увеличения напора и падения расхода в межень и с учетом падения напора и уменьшения пропускной способности турбин при $q_l \geqslant q$; в обоих случаях должно быть учтено падение величины кпд турбины при изменении напора в связи с выдерживанием постоянного числа оборотов машин. Зная подекадно мощность станции в течение года, по графикам потребления находим выработку гидростанции; для этого на суточном графике потребления надо отложить 36 раз (если круглый год один и тот же график, то вести подсчет на одном и том же графике) величину различной подекадной мощности, через полученную точку провести горизонтальную прямую ab и подсчитать площадь диаграммы, лежащей вниз от проведенной горизонтальной прямой. Эта площадь изображает суточную выработку станции в данную декаду в kWh (черт. 83). Если река не имеет регулирования, то расчетный расход q должен отвечать наивыгоднейшему покрытию потребления (одной гидростанцией или совместно с тепловым резервом).

При имеющейся возможности суточного перераспределения воды во времени с израсходованием к концу суток всей воды, притекшей за сутки

к плотине, получаем возможность покрыть график потребления, ведя расчет на средне-суточную мощность для определения величины потребного напора гидростанции: $H = \frac{N_{кв.}}{7{,}7 \cdot q}$. Другими словами, наличие бассейна суточного регулирования снижает величину потребного напора для покрытия потребления, так как в числителе предыдущей дроби имеем $N_{ср.\ сут.}$ вместо $N_{макс.\ сут.}$ (черт. 84).

При наличии большого водохранилища выше плотины получаем возможность не только суточного регулирования, но даже сезонного, пополняя естественный приток в меженнее время запасами от паводков, удержанными выше плотины.

При проектировании гидростанции необходимо тщательно обследовать реку вверх от места плотины под углом возможности устройства водохранилища на реке или притоках в целях регулирования расхода на ниже лежащей станции.

§ 7. Установленная мощность станции.

В современных гидростанциях установленная мощность отвечает утилизируемому расходу, наблюдающемуся в реке от 2 до 4 месяцев, при чем первая цифра относится к установкам большой мощности, а вторая к сельским станциям. При детальном проектировании утилизируемый в гидростанции расход находят путем специальных подсчетов стоимости 1 kWh энергии при утилизируемых расходах—двухмесячном, трехмесячном, четырехмесячном.

В том редком случае, когда нужно не полное использование реки, а требуется дать энергию по минимальной стоимости, дешевейший kWh может отвечать даже шестимесячному расходу или иному, определяемому сравнительными подсчетами. Табл. 9 иллюстрирует изложенное.

Табл. 9. Данные о французских гидростанциях.

Наименование реки	Наименование станции	Напор в *м*	Мощность в kWh		Отношение $\frac{P_2}{P_1}$	6-месячн. расход (в $м^3/сек.$)
			отвечающ. 6-мес. расходу P_1	установленная P_2		
Le Breda	Arvillard	500	2 210	8 100	3,67	—
L'Eau d'Olle	Le Verney d'Allemont	356	6 260	13 350	2,50	—
Siagne	Saint-Cézaire	350	3 680	9 570	2,60	—
La Roya	Fontan	300	3 500	8 100	2,30	1,6
Le Loup	Pataras	250	1 460	2 700	1,85	0,8
Le Bon Nant	Le Fayet	165	4 780	8 360	1,75	—
Durance	L'Argentiere	148	18 400	29 440	1,69	—
Arve	Chedde	135	5 000	13 250	2,65	—
Canal du Verdon	Aix	75	700	1 000	1,43	1,3
Arc	La Saussaz	69	6 620	13 100	1,98	—
Arc	St. Jeanne Maurienne	67	8 460	17 000	2,01	—
Romanche	Iwet	57	6 620	15 460	2,23	—
»	Rioupéroux	57	4 640	8 830	1,90	—
La Durance	Ventavon	50	16 420	30 500	1,86	45
Le Drac	Avignonnet	23	3 680	7 730	2,10	—
La Durance	La Brillante Villeneut	22	8 830	12 900	1,46	55
L'Argens	Entraygues	20	1 020	2 200	2,16	7
La Durance	Le Largues	9	3 600	5 500	1,53	55

Примечание. В высоких горных местностях, в Альпах и Пиренеях, трехмесячный расход равен $1^1/_2$ шестимесячного расхода.

Желательно наименьшее число агрегатов на станции, напр., две—три машины. Однако, если станция работает без теплового резерва, то обычно имеем более двух машин в целях резервирования. При переменной рабочей мощности станции в течение года и при более или менее постоянной потребной мощности нередко имеем две машины на станции, т. к. при порче турбины в межень работает вторая, не нагруженная, машина, а при работе двух машин порча одной из них вызывает к работе тот самый тепловой резерв, к-рый обслуживает потребителя в межень.

Следует отметить, что в низконапорных установках чаще имеем большее число машин исключительно для уменьшения величины:

$$n_s = \frac{n \cdot \sqrt{N}}{H \cdot \sqrt[4]{H}},$$

для каковой есть пределы.

По той же причине часто приходится брать небольшое число оборотов n, т. к. как уменьшение числа n, так и падение величины N вызывают уменьшение величины ns.

При мощности волховской турбины $N = 11\,500$ HP и числе оборотов $n = 75$ имеем при $H = 10{,}5$ *м*:

$$n_s = \frac{75 \cdot \sqrt{11\,500}}{10{,}5 \cdot \sqrt[4]{10{,}5}} = \frac{75 \cdot 107{,}24}{10{,}5 \cdot 1{,}8} = 430.$$

В 1921/22 г., когда заказаны были волховские турбины, величина $n_s = 430$ для турбин Френсиса была почти предельновысокой; след., даже при небольшом $n = 75$ нельзя было итти на увеличение мощности машины свыше 11 500 HP: пришлось взять при утилизируемом расходе восемь машин по 11 500 HP.

В 1931 г. в тех же условиях и при том же $n = 75$ можно было бы принять лишь три турбины Каплана при n_s не свыше 660, т. к.

$$n_s = \frac{75 \cdot \sqrt{11500 \cdot \frac{8}{3}}}{10{,}3 \cdot \sqrt[4]{10{,}5}} = 430 \cdot \sqrt{\frac{8}{3}} = 660.$$

Это резко сократило бы расходы на постройку здания станции и удешевило бы kWh. По указанной причине Свирьстрой предусматривает установку лишь четырех турбин Каплана.

При турбинах Френсиса число агрегатов определяется возможностью работать машинами с нагрузкой не менее 50% для получения удовлетворительной величины кпд.

§ 8. Машинное здание и отвод отработавшей воды.

При проектировании машинного здания прежде всего возникает вопрос об его длине, ширине и высоте.

В главе о турбинах и ниже помещены данные, позволяющие установить ширину здания; длина при Z агрегатах и расстоянии p между их осями равна: $p\,(Z-1) + \frac{p}{2} + (1{,}30$ до $1{,}5)p$, где $\frac{p}{2}$—расстояние от оси последнего агрегата до торцовой стены, а $(1{,}30$ до $1{,}5)\,p$—расстояние от оси другого крайнего агрегата до другой торцовой стены через ремонтную площадку. При установленных габаритных размерах генераторов ширина здания станции (вертикальный вал) найдется добавлением 3—4 *м* на проходы. Высота здания до крана определяется поверкой на беспрепятственный проход крана

со статором над прочими генераторами (возбудитель с поднятого статора должен быть снят).

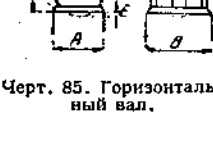
При большой мощности агрегата статор снимается по частям (секторами). Для расчета подкрановой балки необходимо принять подъемную силу крана в 50% полного веса генератора; при большом весе последнего устраивают спаренные краны, что дает не одну сосредоточенную силу $\frac{P}{2}$ на подкрановую балку, а две силы по $\frac{P}{2}$, приложенные на нек-ром расстоянии одна от другой; в результате—облегчение сечения балки.

Данные о размерах генератора и весе их приведены в табл. 10, 11, 12, к коим приложены черт. 85 и 86.

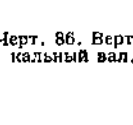
Табл. 10. Данные о генераторах с вертикальным валом General Electric Co (черт. 86).

Мощность (в kWh)	Число об/м.	Маховой момент (в $m/м^2$)	Вес в m		Размеры в $м$		
			брутто	нетто	A	B	C
1 250	120	17,2774	40,688	35,381	4,0386	3,6830	0,9652
1 875	225	10,5350	35,970	31,298	4,0386	2,6162	0,6 04
1 875	100	21,0700	46,721	40,552	4,4958	2,9210	1,0668
2 250	120	28,0231	52,164	45,360	4,4958	2,9210	0,8382
3 000	200	12,6420	46,766	40,597	4,0386	2,8194	0,8382
5 000	277	25,2840	58,514	50,803	4,4958	2,9210	1,1430
6 500	200	63,2100	95,256	82,782	4,9784	3,7338	0,8636
7 500	327	46,3540	89,359	77,611	4,4958	3,6830	0,8636
12 000	240	84,2800	107,503	93,442	4,9784	3,7846	1,3716
12 000	150	189,6300	156,492	136,080	6,0960	4,5212	1,2446
14 000	180	189,6300	189,605	164,430	6,1722	4,5212	1,1176
17 000	360	67,4240	149,688	130,183	4,4958	5,0800	1,1176
25 000	100	1011,3600	370,138	322,056	8,8392	4,5720	1,1176
30 000	514	84,2800	227,707	198,223	4,4958	5,5372	1,0668
30 000	257	263,3750	267,170	231,608	5,5118	4,8990	1,0922

Для получения GD^2 (в $кг/м^2$) надо умножить табличный маховой момент на 1000.



Черт. 85. Горизонтальный вал.

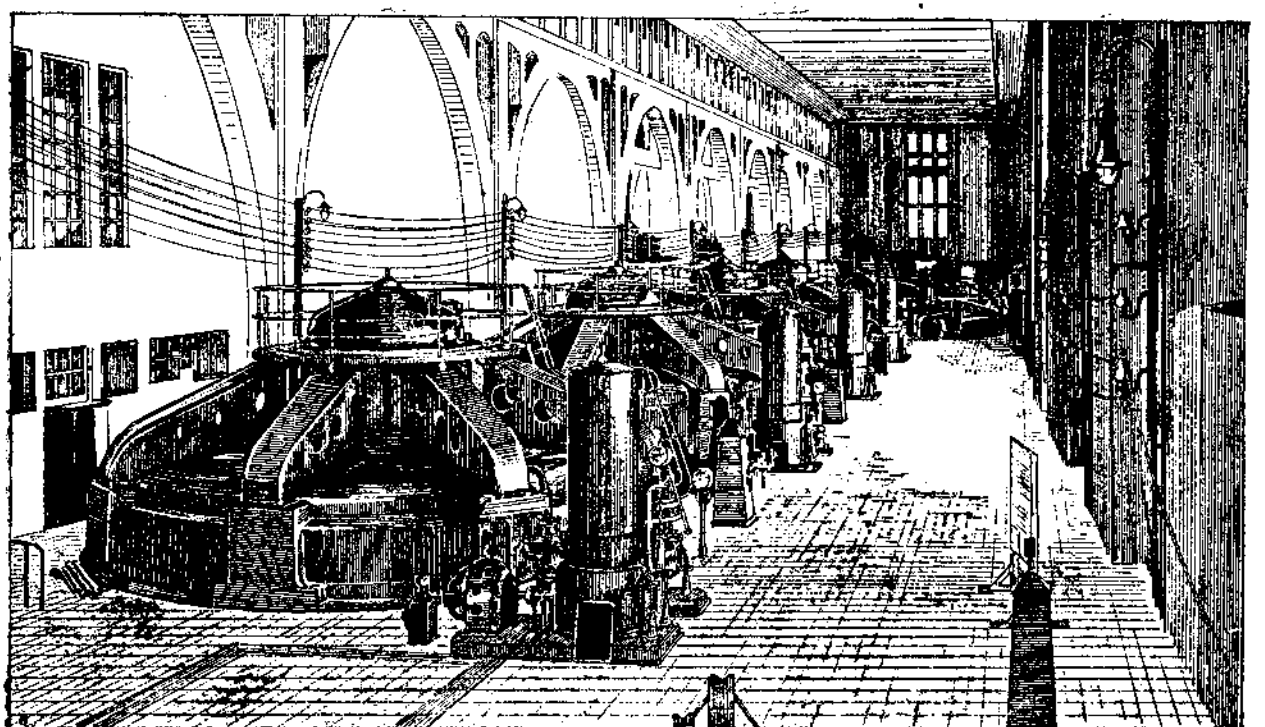


Черт. 86. Вертикальный вал.

Табл. 11. Данные о генераторах гидроустановок.

Установки	Число kWh	Напряжение в V	Число оборотов в мин.	Внешний D ротора в $м$	Внешний диаметр статора* в $м$	Маховой момент в $кг/м^2$	Вес в m	
							движ. част.	полн.
Шанси-Пуньи	7 000	11 000	83,3	6,90	9,00	2 694 200	—	—
Лилла-Эдет	10 000	10 000	62,5	7,12	9,45	4 250 000	150	350
Кахлет	8 500	6 300	75,0	7,60	9,20	2 820 000	110	237
Коновинго	40 000	13 800	81,8	9,50	11,60	—	—	—
Шаннон	30 000	10 500	150,0	5,00	7,30	2 600 000	190	367
Гезген	7 000	8 000	83,4	—	—	1 150 000	—	150
Отерив	8 750	8 500	375,0	—	—	140 000	—	83
Эглизау	8 150	8 100	83,4	6,50	7,98	1 400 000	—	123
Мюлеберг	8 000	17 600	167,0	—	—	860 000	—	148
Ремпен	16 500	9 700	500,0	2,50	4,68	110 000	—	109
Винау	2 200	9 500	107,0	—	—	300 000	—	66

* Внешний диаметр статора равен внешнему диаметру ротора + ~ 2 $м$.



Черт. 87. Волховская станция. Восемь турбин по 11500 HP.

Табл. 12. Данные о генераторах с горизонтальным валом (Wastinghause Electric und Manuf. C⁰ (черт. 85).

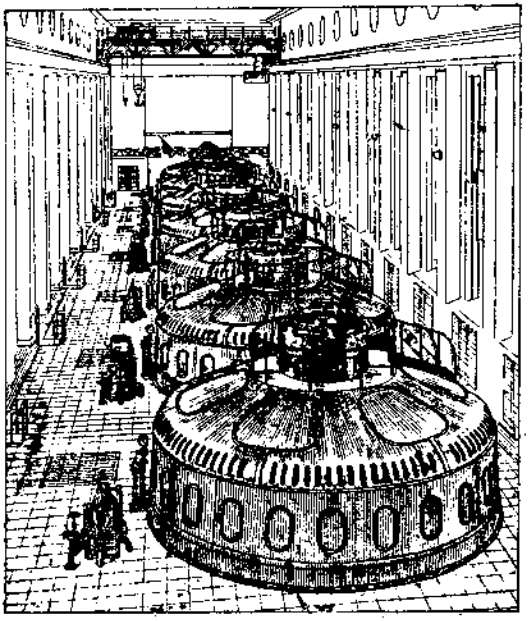
Мощн. в kWh	Число об./мин.	Маховой момент в $т/м^2$	Вес в $т$		Размеры в $м$				
			брутто	нетто	A	B	C	D	E
1 000	600	0,404544	7,122	5,929	2,0066	0,0254	2,2352	1,7526	0,1270
1 000	300	1,782520	11,340	9,453	2,9718	2,1082	2,6416	2,3876	0,3556
1 000	120	9,102240	19,051	15,867	4,5212	2,2606	2,6670	3,3274	0,7366
2 000	600	1,095640	14,742	12,338	2,5146	2,4130	2,7432	2,0828	0,2032
2 000	300	3,034080	18,598	15,450	2,9718	2,7940	3,2512	2,3876	0,3556
2 000	150	12,642000	25,628	21,328	4,5212	2,6416	3,2004	3,3274	0,7366
5 000	600	3,792600	32,206	26,962	2,9972	3,9624	4,1910	2,5146	0,2286
5 000	300	15,170400	39,463	33,058	5,3086	3,0480	3,6576	3,1750	0,5842
5 000	150	37,926000	52,164	43,246	4,1402	3,2512	4,0132	3,5560	1,2700
7 000	360	13,906200	45,360	37,649	3,6576	2,8702	3,6068	2,7686	0,6350
10 000	150	117,992000	102,060	86,393	6,5786	3,1496	4,2926	4,2926	1,5494
12 000	400	31,605000	90,720	75,025	4,2418	3,2258	4,1148	3,1496	0,7112
17 000	360	47,196800	120,204	100,971	5,1562	4,4958	5,1308	3,2004	1,0668
20 000	360	58,996000	136,080	113,491	5,2832	4,8006	5,7150	3,2004	1,0668
22 500	200	231,770000	189,605	158,080	6,8072	4,5212	6,0960	4,7244	1,6764

Для получения GD (в $кгм^2$) надо умножить табличный маховой момент на 1000.

Расположение генераторов (вертикальный вал) в здании станции видно на черт. 87—89. Перед входом в турбинную камеру (черт. 65), в улитку (черт. 57) или трубопровод (черт. 81) помещают решетку и щит.

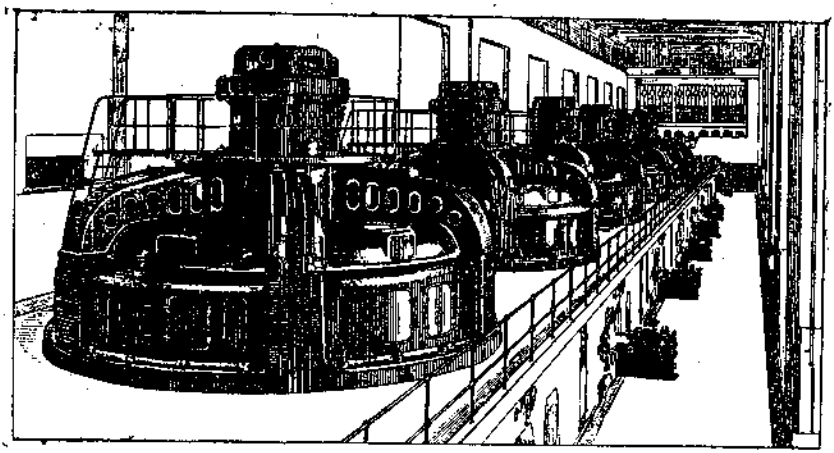
Решетка в условиях СССР неизбежно подвержена обмерзанию вследствие образования донного льда. Поэтому она должна иметь расстояние между прутьями от 50 *мм* до 200 *мм* в свету в зависимости от мощности каждого агрегата (при $N \geqslant 10\,000$ HP берем 200 *мм* в свету). Более частая решетка быстрее забивается льдом и требует больше энергии на прогревание ее.

В суровых условиях Канады при расстоянии между прутьями в 50 *мм* на 1 $м^3$ воды в *ск.* берут 12,6 kW при напряжении от 120 до 220 V. С увеличением расстояния между полосами решетки уменьшается потребная мощность на обогрев (обратная пропорциональность).



Черт. 88. Станция Эглизау; напор $H = 8{,}50—10{,}70$ *м*; мощность $N = 6\,000 \cdot 7 = 42\,000$ HP.

Надо помнить, что решетки, не приспособленные для обогрева током, не могут быть обогреты; надо применять сварные решетки, изолированные деревянными брусками и соединенные в секции для параллельной работы. Деревянные бруски хорошо работают как изоляторы при напряжении до 220 V. Утечка тока равна при этом 1%. На Волхове не был предусмотрен электрический обогрев решеток. При возникших затруднениях со льдом, когда решетки обмерзли и станция стала, пытались обогревать током решетки, не приспособленные для обогрева Выяснилось: контактные сопротивления настолько значительны, а нагревание всей решетки настолько ничтожно (нагреваются лишь болты и контактные соединения), что оказалось бесполезным отапливать такую решетку.



Черт. 89. Станция Мюлеберг.

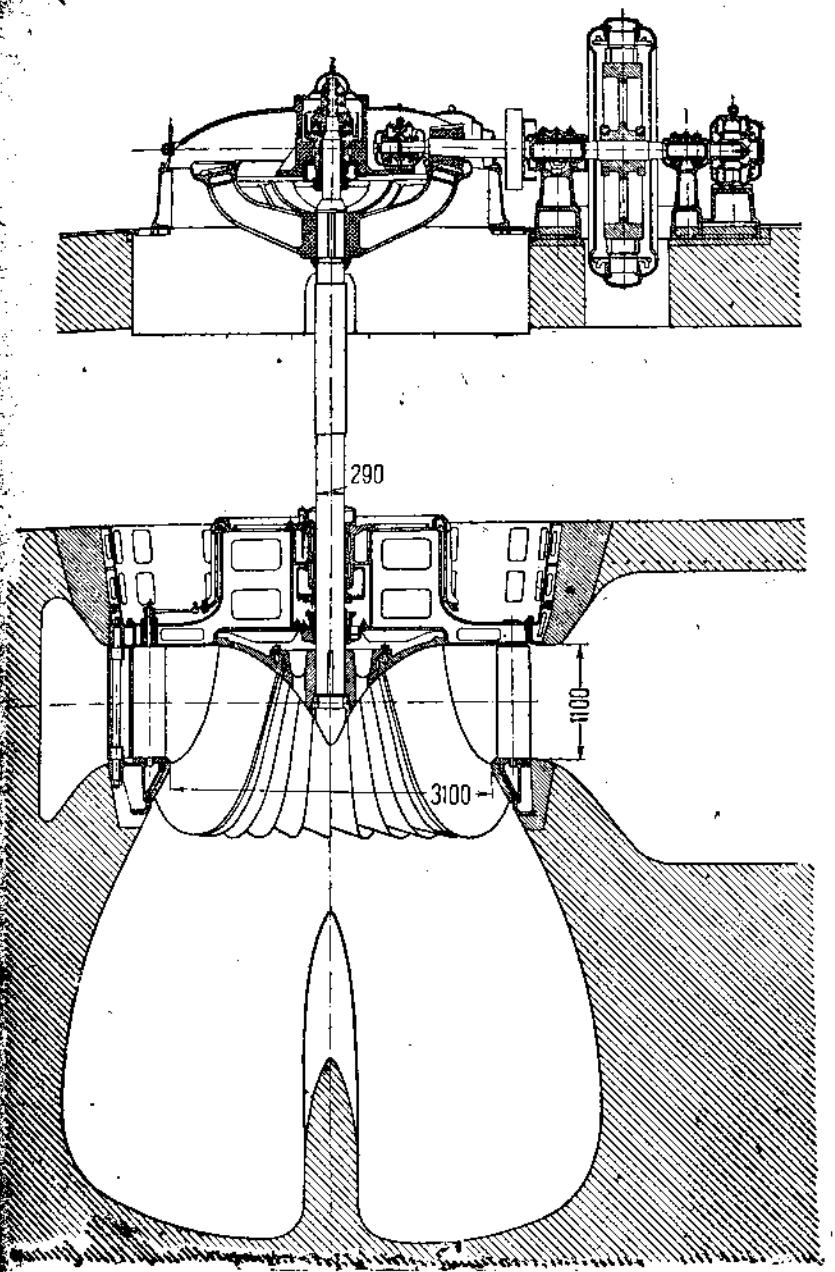
В зависимости от климатических условий необходимо рассчитать решетку на напор воды полный, в $^2/_3$ или половинный в ожидании обмерзания решетки. Предусмотренный энергичный постоянный в зимнее время обогрев по канадским нормам позволит вести расчет не более как на половинный напор.

В целях предотвращения обмерзания щитов, преграждающих вход воды в турбинную камеру, надо предвидеть затрату до 0,7 kW/$м^2$ отверстия, перекрываемого щитом. Однако для этого щит должен быть приспособлен для обогрева током.

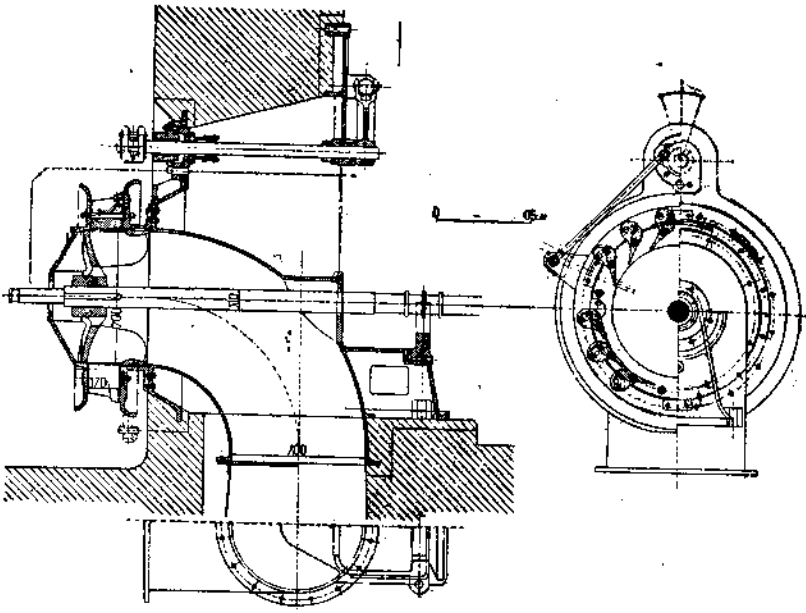
В заключение приведем в качестве пособия при проектировании ряд чертежей турбинных установок современных гидростанций, работающих под напорами от 2,17 *м* до 9,15 *м* (черт. 90—95).

Литература.

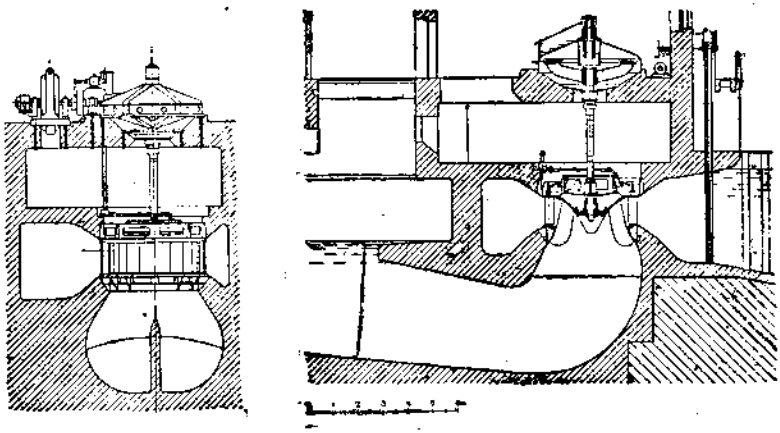
Анисимов Н. И., Гидроэлектрические силовые установки, 1930 г. Гострансиздат, Москва; Егиазаров И. В., Гидроэлектрические силовые установки, изд. 2-ое, 1931 Госиздат, Москва; Ludin, Die nordischen Wasserkräfte 1930, Jul. Springer, Berlin; Schoklitsch, Wasserbau, Bd. I+II; Jul. Springer, Berlin; Tenot, Turbines hydrauliques, 1930, Dunod, Paris.



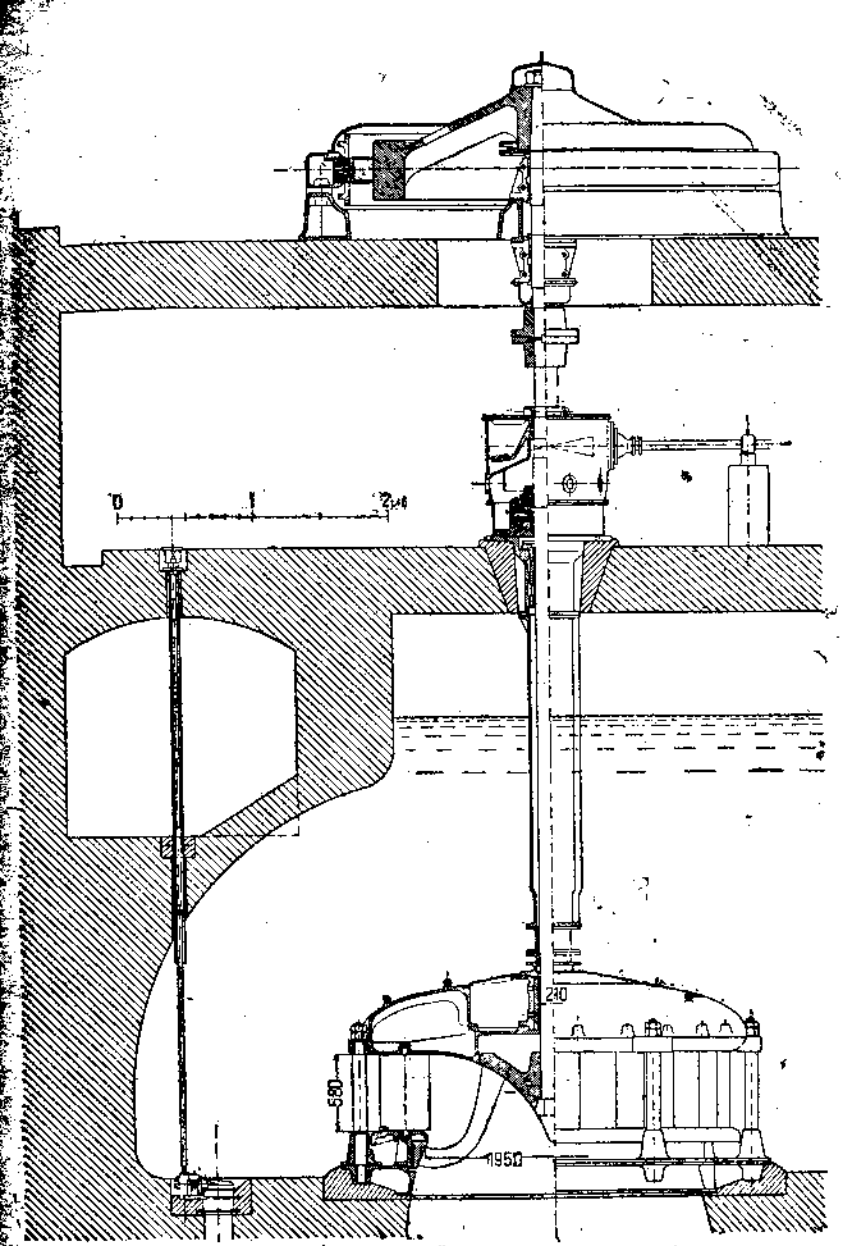
Черт. 90. Турбина Френсиса. $H = 2{,}17$ *м*; $n = 38{,}7 : 215$; $q = 22$ *м/сек.*; $n = 540$.



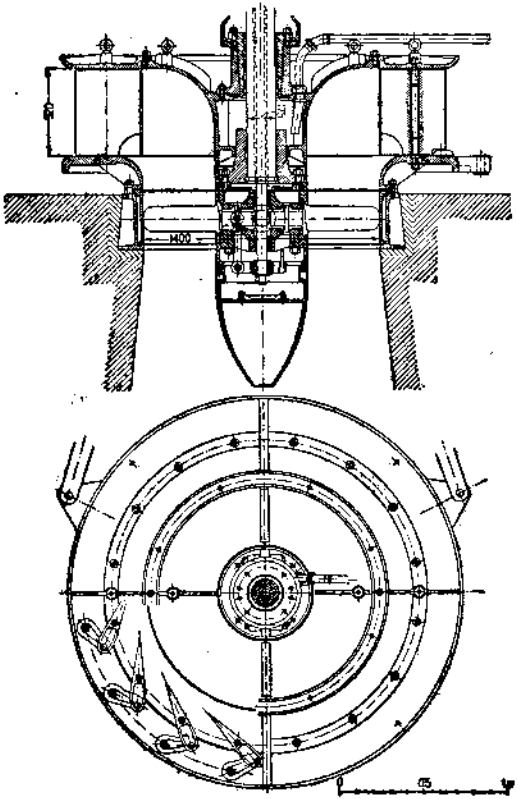
Черт. 91. Турбина Френсиса. $H = 2{,}50$ *м*; $q = 0{,}5$ *м/сек.*; $n = 230$, $N = 13$, $n_s = 260$.



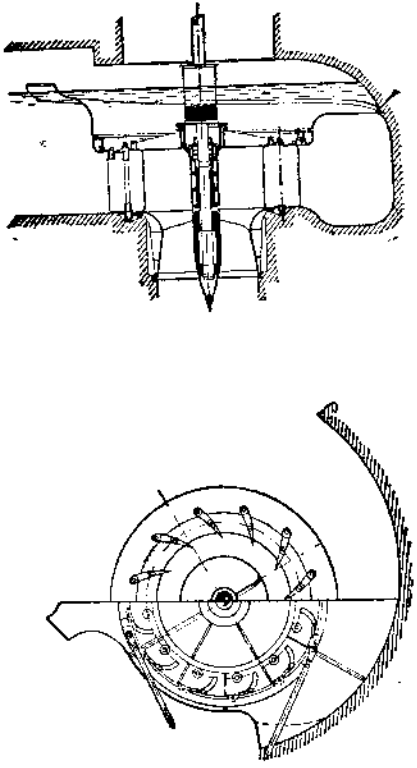
Черт. 92. Турбина Френсиса. $H = 2{,}85$; $q = 24$; $n = 313{,}5$, $n_s = 317$, $N = 750$.



Черт. 93. Турбина Френсиса. $H = 3{,}6$ м; $q = 10$ м/сек.; $n_s = 505$, $n = 125$, $N = 400$.



Черт. 94. Турбина Каплана. $H = 4$ м; $q = 7{,}5$ м/сек. $N = 320$, $n_s = 800$.



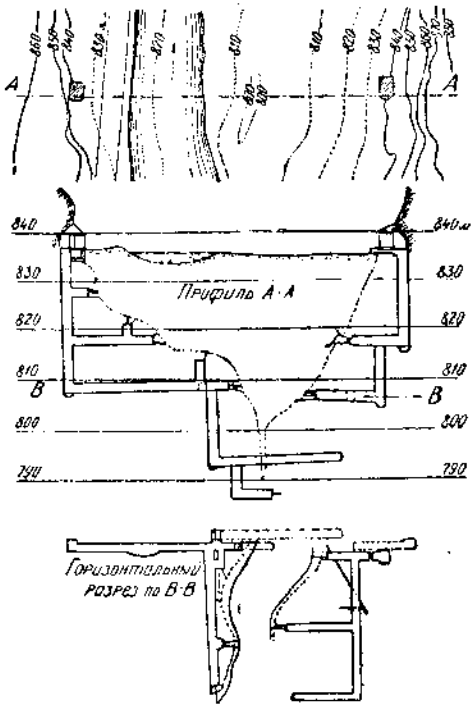
Черт. 95. Вертикальная турбина Белля. $H = 3{,}45$ м; $N = 290$, $n_s = 720$; $q = 7{,}9$ м/сек., $n = 250$.

Водохранилищные плотины.

§ 1. Классификация плотин. Исследования перед постройкой плотины.

Плотины—водоподпорные сооружения, устраиваемые поперек ручьев, рек и сухих тальвегов для задержания и сохранения воды (водохранилищные, или, что то же, водоудержательные, плотины), а также для поднятия ее уровня и использования при этом части притекающей воды (водоподъемные плотины).

При постройке плотины подлежат разрешению вопросы: а) распространение подпора вверх по реке и на стороны, а также по притокам; затопляемые площади и их доходность; б) согласование с существующим водопользованием (судоходством, мелиорацией, водоснабжением, использованием водной энергии, лесосплавом, рыболовством) и существующими переездами через реку; в) поднятие грунтовых вод и последствия этого на приречные земли; г) испарение и фильтрация в подпертом бьефе; д) пригодность грунтов основания и склонов для устройства плотины; е) количество воды в реке по месяцам года (среднее, минимальное и максимальное); ж) рациональные типы сооружений с использованием местных естественных строительных материалов; з) составление проекта сооружения с использованием данных по п.п. «а»—«ж»; и) постройка плотины.

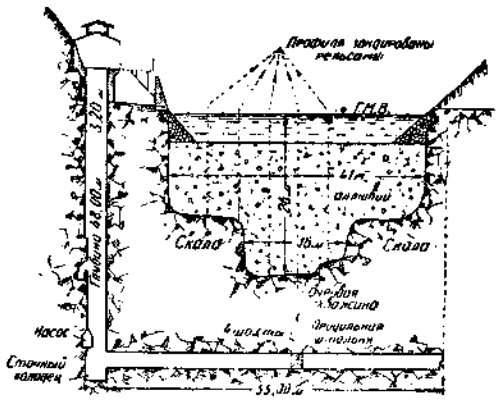


Черт. 1. Схема геологической разведки в ущелье Веггиталь.

Наличие пунктов «а»—«ж» указывает на необходимость производства технических изысканий: топографических, гидрологических, геологических и строительных. По выполнении изысканий составляется проект с

разработкой способа производства работ, а затем приступают к осуществлению проекта.

Геологические изыскания играют ведущую роль, коль скоро неблагоприятные результаты геологической разведки устраняют необходимость затрат на изыскания прочих видов. Поэтому геологические изыскания должны предшествовать детальным изысканиям прочего вида. Последнее относится к сооружениям подпора свыше 5—6 *м*; при меньших подпорах можно осуществить постройку плотины без чрезмерных затрат даже на плохих грунтах, если берега не содержат обилия растворимых солей в неприкрытом суглинке. Ударное бурение для водохранилищных плотин недопустимо, т. к. возможна ошибка в оценке качества грунта в условиях его залегания: здесь надо переходить на вращательное бурение и шурфование по склонам с пробитием штолен на склонах и ниже дна реки.



Черт. 2. Ущелье Женисеия.

Последние годы ознаменовались неудачами, вызванными недостаточными геологическими разведками: плотины Френсис, Габриэль (САСШ), Аджарис-Цхальская, Гергебильская и Гизельдонская плотины (СССР). Между тем своевременные геологические разведки до устройства плотин Веггиталь и Женисеия (черт. 1 и 2) устранили неуспех. При хорошем скалистом основании в настоящее время сооружаются высочайшие бетонные плотины ($H = 232$ *м*): плотина Гувера в САСШ, плотина Сотэ на р. Драк, во Франции, $H = 135$ *м*, плотина Джюстине в Италии—$H = 140$ *м*. Железобетонные плотины достигают высоты 65 *м* (плотина Тирсо, в Сардинии, Италия). Плотины прочих типов (земляные и из каменной наброски) имеют ныне предел высоты в 100 *м* (плотины Salt Spring и Saluda).

§ 2. Каменные гравитационные плотины.

Плотины этого типа устраиваются ныне сплошные (черт. 3—6) или полые (черт. 5—8). К последнему типу инженерная мысль пришла в поисках экономии. Тип плотины по черт. 7—8 призван вытеснить сплошную плотину, сообщая экономию более 35%.

Материал для постройки современной каменной плотины—бетон с содержанием цемента 150—250 *кг/м*³ кладки; лишь для постройки гигантской плотины Гувера ($H = 223$ *м*) принят состав бетона 250—273 *кг/м*³ кладки (1931 г.). Учет промерзания должен выразиться прежде всего в применении морозоупорных инертных составляющих, а затем в получении плотного бетона.

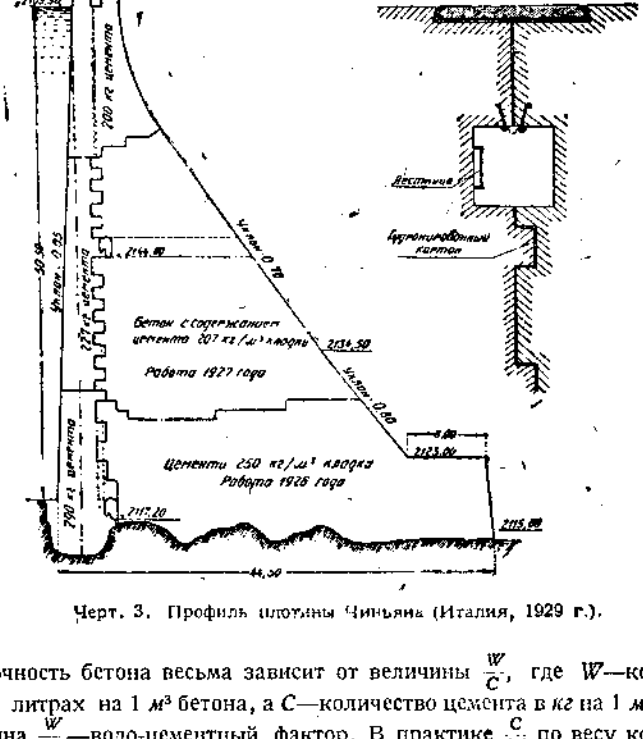
Количество воды, потребное для смешивания бетона, по Боломею, равно:

$$W = \frac{P \cdot N}{\sqrt[3]{d^2}},$$

где W—в *кг*, P—вес в *кг* песка или гравия диаметра d *мм*; N—коэф-т, зависящий от уд. в., формы зерен, шероховатости песка; при речном песке с $\gamma = 2{,}65$ имеем $N = 0{,}10$; для искусственно приготовленного песка, шероховатого, остроугранного $N =$ от 0,12 до 0,135.

При $d = 0{,}2$ *мм* имеем $W = 29$ % веса песка
» $d = 1$ » » $W = 10$ % » »
» $d = 10$ » » $W = 2{,}1$ % » гравия
» $d = 100$ » » $W = 0{,}5$ % » »

При $d \leqslant 0{,}10$ *м* ф-ла вовсе неприменима.



Черт. 3. Профиль плотины Чиньяна (Италия, 1929 г.).

Прочность бетона весьма зависит от величины $\frac{W}{C}$, где W—количество воды в литрах на 1 $м^3$ бетона, а C—количество цемента в *кг* на 1 $м^3$ кладки. Величина $\frac{W}{C}$—водо-цементный фактор. В практике $\frac{C}{W}$ по весу колеблется от 0,7 до 2,00, а по объему—от 0,48 до 1,38.

Временное сопротивление бетона на сжатие $K = \left(\frac{C}{W} - 0{,}50\right) \cdot A$; коэф-т A зависит от качества цемента, способа укладки бетона, темп-ры и пр. Так:

для 7-дневного образца имеем $A = 105$ *кг/см²*
» 28-дневного » » $A = 150$ »
» 90-дневного » » $A = 200$ »
» 180-дневного » » $A = 270$ »

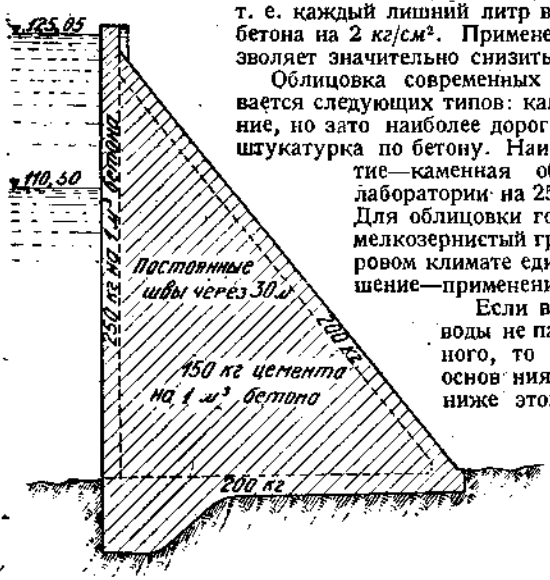
Приняв 200 *кг* цемента и 160 *л* воды, сразу же получаем:

$$K_7 = (1{,}25 - 0{,}5) \cdot 105 = 79 \text{ кг/см}^2$$
$$K_{28} = (1{,}25 - 0{,}5) \cdot 150 = 112 \text{ »}$$
$$K_{90} = (1{,}25 - 0{,}5) \cdot 200 = 150 \text{ »}$$
$$K_{270} = (1{,}25 - 0{,}5) \cdot 270 = 202 \text{ »}$$

Если требуется, напр., найти количество воды для приготовления бетона, скажем, с содержанием цемента 350 *кг* с тем, чтобы его временное сопротивление было равно 250 *кг/см²* через 28 дней, то задача решается просто:

$$\left(\frac{C}{W} - 0{,}50\right) \cdot 150 = 250, \text{ откуда: } \frac{C}{W} = 2{,}17 = \frac{350}{W}; \text{ отсюда: } W = 161 \text{ л}.$$

Взяв не 161 *л*, а 170 *л*, получим $K = 234$ *кг/см²*, т. е. каждый лишний литр воды уменьшает прочность бетона на 2 *кг/см²*. Применение плотного бетона позволяет значительно снизить затраты на цемент.



Черт. 4. Профиль плотины Герледан (Франция, 1930 г.).

Облицовка современных каменных плотин устраивается следующих типов: каменная (наилучшее решение, но зато наиболее дорогое), торкретная, простая штукатурка по бетону. Наиболее долговечное покрытие—каменная облицовка, поверяемая в лаборатории на 25-кратное замораживание. Для облицовки годятся плотный песчаник, мелкозернистый гранит и др. породы. В суровом климате единственно правильное решение—применение этой облицовки.

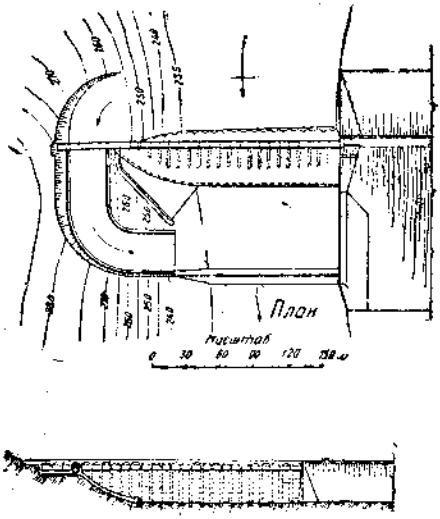
Если в водохранилище горизонт воды не падает ниже наперед заданного, то облицовку не доводят до основания, а погружают ее на 2—3 *м* ниже этого горизонта, чтобы лед не повредил ниже лежащей оштукатуренной части напорной поверхности плотины.

Торкрет хорош в умеренном и мягком климате; однако при имеющейся возможности его возобновления или ниже самого низкого горизонта воды в водохранилище он вполне уместен и в более суровом климате. Простая штукатурка дешева, непрочна, требует частого возобновления во избежание дезинтеграции бетона с поверхности в зимнее время. Эта последняя не является угрозой при своевременной замене наружной корки бетона новой по мере надобности, если для приготовления бетона взяты были морозоупорные камневидные составляющие. Торкрет накладывают 2—4 слоями по 5—6 *мм* каждый при составе смеси 1 : 2 (штукатурка выходит жирнее: при обстреле песок частью отскакив ет). Торкрет водонепроницаем, ничтожно влагоемок и весьма мало порист. Применение с напорной стороны жирного бетона повышает долговечность плотины, понижая фильтрацию воды чрез сооружение.

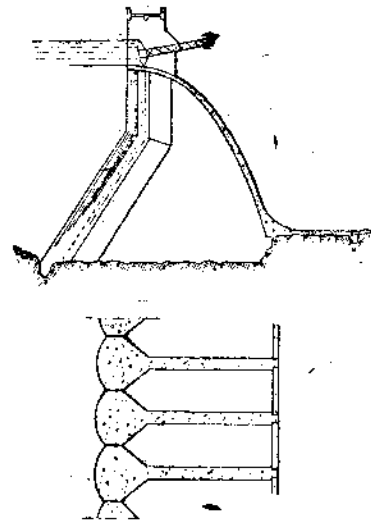
Важнейший вопрос при устройстве каменной плотины—это подготовка основания. От тщательности подготовки основания зависит будущее плотины: при хорошей подготовке основания сооружение может быть взято

более экономичного профиля, будучи более устойчиво на скольжение в нижний бьеф.

В самом деле: для каменных плотин берут отношение $\frac{E}{Q}=0{,}6$ до $0{,}8$ (черт. 9). Чем лучше подготовлено основание, тем большую величину $\frac{E}{Q}$



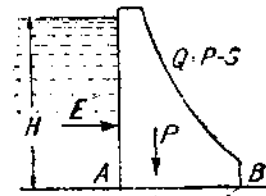
Черт. 5 и 6. Плотина Дон Мартин, в Мексике, типа инж. Нёцли (см. черт. 7—8). Экономия в материале 40% и в смете 30%. Арматура не нужна. Состав бетона 1:2½:5.



Черт. 7 и 8. Ценивший экономический тип плотины (идея инж. Нёцли, САСШ). Экономия по сравнению с массивной бетонной плотиной более 35%.

можно допустить, т. е. тем более экономный профиль плотины можно взять (*E*—горизонтальное давление воды и *Q*—равнодействующая всех вертикальных сил).

Подготовка основания сводится: а) к снятию верхних слоев скалы и к цементации раствором под давлением никак не менее подпорного; б) к врезке тела плотины в скалу на глубину 2—4 *м*, смотря по высоте сооружения; в) к устройству с верховой стороны зуба (состав бетона зуба—300 *кг* цемента на 1 *м*³ кладки); г) к устройству зуба и с низовой стороны в случае малонадежного основания; д) к применению более жирного бетона в нижнем слое бетона на толщину 0,75—1,50 *м* (например 250—300 *кг*/*м*³); е) к устройству дренажа.

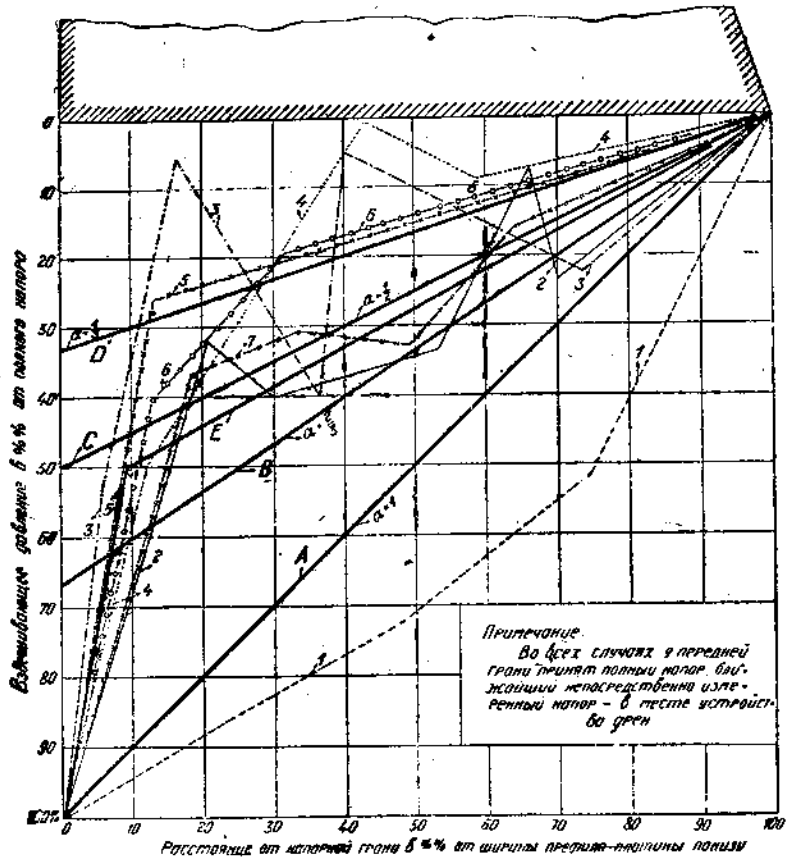


Черт. 9.

Осуществление мер, указанных в п.п. «а», «в», «е», обязательно, прочих—крайне желательно и вовсе необходимо при ненадежной скале (разрушенные породы). Разрушенные известняки едва удовлетворительного качества могут быть

*

использованы как основание плотины высотой до 25—30 *м* при тщательной подготовке основания по п.п. «а»—«е», с принятием величины $\frac{E}{Q} = 0{,}6$.



Черт. 10. Взвешивающее давление в основании плотины.

1 — плотина Эстер, Германия (разрушенный шифер).
2 — » Нейе, Германия (сланец, отчасти цементированный).
3 — » Брюль Ривер (разрушенный сланец).
4 — » Эмерйкен Фолс (базальт цементированный).
5 — » Пит Ривер № 3 (вулканический туф, лава, цементированные).
6 — » Вильвуд (песчаник и сланец цементированные).
7 — » Медина (известняк с горизонтальными слоями, цементирован.).

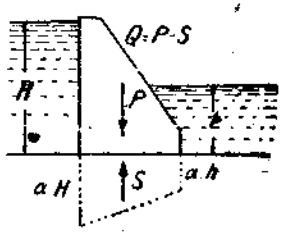
Лучшая скала может допустить для каменной плотины $\frac{E}{Q} = 0{,}8$ (сплошная коренная порода без заметных трещин и без слоев).

Цементация основания имеет целью улучшить качество скалы путем превращения скалистого основания в монолит, а также в целях уменьшения взвешивающего давления воды в основание плотины (вовсе уничтожить

это давление нет возможности, устраивая цементацию вдоль напорной грани).

Взвешивающее давление в основание плотины является серьезным фактором, весьма заметно понижающим устойчивость сооружения. По данным непосредственных измерений на существующих плотинах это давление достигает $^2/_3$ напора, а в плотинах со слабой цементацией основания и малоудовлетворительным дренажем—еще большей величины (черт. 10).

Можно принять взвешивающее давление меняющимся в основании от $\alpha \cdot H$ до нуля, где α равно: $^1/_3$ для изверженной породы отличного качества, залегающей сплошным массивом, без слоев и без заметных трещин ($\frac{E}{Q}=0{,}8$; см. ниже); $^1/_2$ для хорошей скалистой породы (плотные известняк и песчаники отличного качества, изверженные породы с небольшими недостатками; $\frac{E}{Q}=0{,}7$; см. ниже); $^2/_3$ для известняков и песчаников удовлетворительного качества, для изверженной породы с обилием мелких трещин ($\frac{E}{Q}=0{,}65$; см. ниже); 1—для сильно разрушенных пород, с возможными кавернами, при устройстве плотин высотой до 25—30 *м* $\left(\frac{E}{Q}=0{,}6\right)$.



Черт. 11.

При расчете сооружения на скольжение в нижний бьеф взвешивающее давление S приходится вычитать из силы веса тела плотины P,— в итоге получаем Q; тогда устойчивость сооружения определяется величиной $\frac{E}{Q}$, где E—горизонтальное давление воды на плотину; величина $\frac{E}{Q}$ с учетом изложенного выше о подготовке основания принимается в проектах от 0,6 до 0,8.

Учет взвешивающего давления в плотинах небольшой высоты, где возможна значительная роль воды нижнего бьефа в паводок, когда эпюра взвешивающего давления имеет вид трапеции с параллельными сторонами $\alpha \cdot H$ и $\alpha \cdot h$, где h—глубина воды в нижнем бьефе, должен иметь место в расчетных схемах: в паводок и в межень (черт. 11).

Постоянные швы соединения устраиваются в плотинах во избежание появления трещин при усадке бетона и сокращении его объема с падением темп-ры воздуха.

Расстояние l между швами можно принять тем большее, чем больше высота H плотины.

Нижеприводимая табл. (стр. 550) дает величину l при различных H в различных новейших плотинах, из каковой таблицы видно, что в этом вопросе до сего времени многое зависит от усмотрения строителя.

Конструкция швов соединения и дренажа видна на черт. 3. Дренаж должен допускать осмотр его; в противном случае необходимо повысить величину α в выражении для взвешивающего давления, приняв ее во всех случаях равной единице.

Расположение плотины в плане применяют прямолинейное, а также криволинейное; последнее делают в целях: а) повышения устойчивости сооружения; б) удлинения водослива; в) удобства расположения сооружений при плотине.

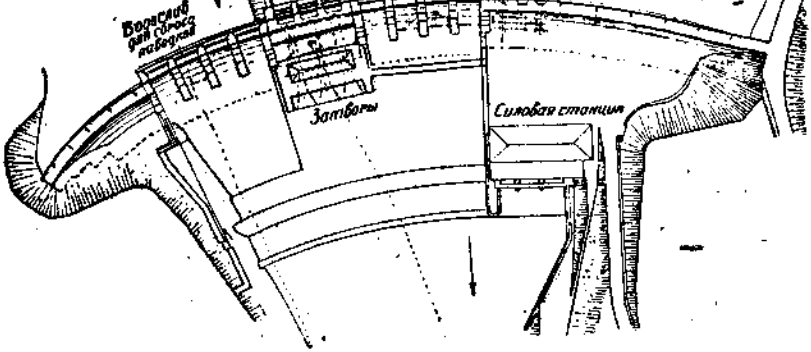
Черт. 12—15 изображают план, поперечные разрезы и общий вид плотины на р. Цопау (Германия, Саксония, 1931 г.).

Черт. 16 изображает профиль гигантской плотины Гувера ($H_{макс.}$ = 223 *м*), к постройке которой приступлено 15 марта 1931 г. Объем бетонной кладки этой плотины равен 3,3 млн. *м*³ (Днепрострой 1,15 млн. *м*³). Расход цемента на 1 *м*³ бетона принят необычно высокий—от 250 *кг* (вверху профиля) до 273 *кг* (внизу профиля). Плотина Гувера имеет криволинейное расположение в плане.

№ № по пор.	Название плотины	Государство	Расстояние *l* между постоянными швами соединения в *м*	Максимальная высота плотины в *м*
1	Santolea	Испания	15	53
2	Suviana	Италия	30	85
3	Tartano	»	23	53
4	Barbellino	»	25	63
5	Cignana	»	15	58
6	Piochemolles . . .	»	25	59
7	Alpe Camplice . .	»	25	62
8	Cardanello	»	48	74
9	St. Mark	Франция	15	50
10	L'Oned Fodda . .	Алжир (Франция)	19	93
11	Waggital	Швейцария	25	100
12	Grimsel	»	15	105
13	Schwarzenbach . .	Германия	27	65
14	Schwarza	»	18	43
15	Schluchsee	»	22	45
16	Obere Saale . . .	»	5	65
17	Silvretta	Австрия	25	68
18	Exchequer	САСШ	23—15—8	100
19	Gibson	»	18—9	60
20	Pardle	»	45—23—12	110
21	Qwyhee	»	13	128

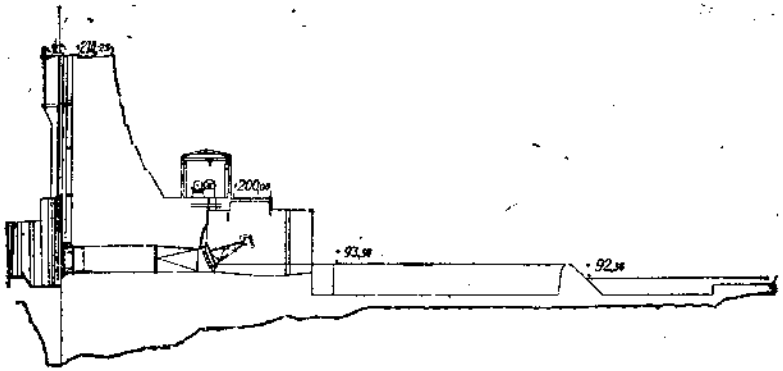
Расчет плотины ведется по формулам неравномерного сжатия и изгиба, при чем опасные скалывающие напряжения принимают в $^1/_4$ вычисленных максимальных напряжений на сжатие. Профиль Δ^k прямоугольный или с легким уклоном (черт. 17 и 18).

Приняв в любом горизонтальном сечении взвешивающее давление с $\alpha = 1, {}^3/_4, {}^1/_2$ или $^1/_4$, получаем по нормализационной таблице инж. Бонне (стр. 552—553) сразу все интересующие нас величины, не производя расчета; для этого надо взять

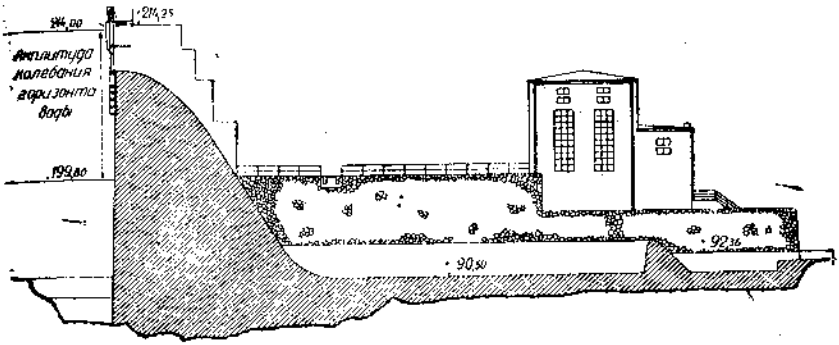


Черт. 12. План плотины Щолау.

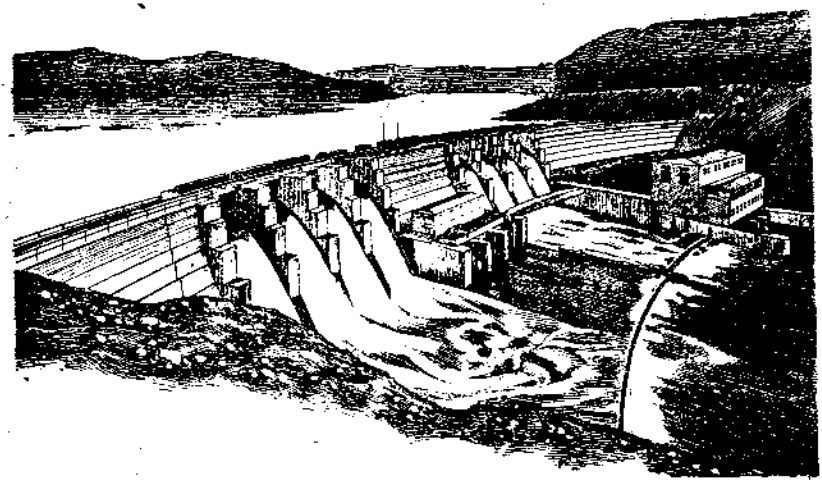
надлежащий вес 1 *м*³ кладки γ_1 = от 2,1 *т/м*³ до 2,5 *т/м*³; $i = 0{,}05$: l_1— уклон низовой грани.



Черт. 13. Водоспуск плотины Щопау.



Черт. 14. Водосливный участок плотины Щопау.



Черт. 15. Плотина Щопау.

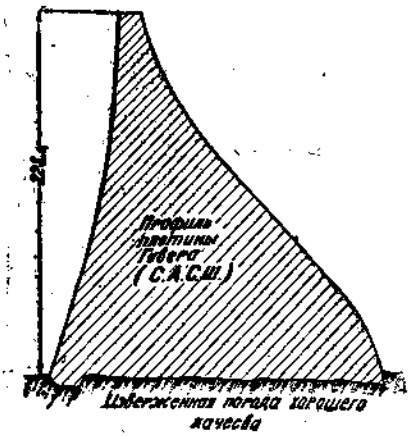
Таблица

α	i_1	Ширина профиля понизу	Водохранилище наполнено			
			Напорный откос		Низовой откос	
			Сжатие $кг/см^2$		Сжатие $кг/см^2$	
			макс.	мин.	макс.	мин.
1	0,9069	95,69	10,00	10,00	21,00	0,00
3/4	0,8136	86,36	10,00	7,49	23,40	0,00
1/2	0,7431	79,31	10,00	4,99	25,81	0,00
1/4	0,6875	73,75	10,00	2,48	28,22	0,00
0	0,6421	69,21	10,00	—0,02	30,68	0,00
1	0,8869	93,69	10,00	10,00	21,50	0,00
3/4	0,7989	84,89	10,00	7,49	23,90	0,00
1/2	0,7317	78,17	10,00	4,99	26,32	0,00
1/4	0,6784	72 89	10,00	2,48	28,74	0,00
0	0,6346	68,46	10,00	—0,02	31,18	0,00
1	0,8682	91,82	10,00	10,00	22,00	0,00
3/4	0,7849	83,49	10,00	7,49	24,42	0,00
1/2	0,7209	77,09	10,00	4,99	26,80	0,00
1/4	0,6696	71,96	10,00	2,48	29,25	0,00
0	0,6273	67,73	10,00	—0,02	31,69	0,00
1	0,8506	90,06	10,00	10,00	22,50	0,00
3/4	0,7717	82,17	10,00	7,49	24,90	0,00
1/2	0,7105	76,05	10,00	4,99	27,32	0,00
1/4	0,6611	71,11	10,00	2,48	29,75	0,00
0	0,6203	67,03	10,00	—0,02	32,21	0,00
1	0,8339	88,39	10,00	10,—	23,00	0,00
3/4	0,7591	80,91	10,10	7,49	25,40	0,00
1/2	0,7005	75,05	10,10	4,99	27,82	0,00
1/4	0,6530	70,30	10,10	2,48	30,25	0,00
0	0,6135	66,35	10,10	—0,02	32,70	0,00
1	0,8182	86,82	10,00	10,00	23,50	0,00
3/4	0,7470	79,70	10,00	7,49	25,91	0,00
1/2	0,6909	74,09	10,10	4,99	28,33	0,00
1/4	0,6451	69,51	10,10	2,48	30,76	0,00
0	0,6069	65,69	10,10	—0,02	33,20	0,00
1	0,8034	85,34	10,00	10,00	24,00	0,00
3/4	0,7536	78,56	10,00	7,49	26,40	0,00
1/2	0,6817	73,17	10,10	4,99	28,83	0,00
1/4	0,6375	68,75	10,00	2,48	31,26	0,00
0	0,6005	65,05	10,00	—0,02	33,70	0,00
1	0,7893	83,93	10,00	10,00	24,50	0,00
3/4	0,7246	77,46	10,00	7,49	26,91	0,00
1/2	0,6728	72,28	10,00	4,99	29,34	0,00
1/4	0,6302	68,02	10,00	2,48	31,77	0,00
0	—	—	10,00	—0,02	34,20	0,00
1	0,7759	82,59	10,00	10,00	25,00	0,00
3/4	0,7140	76,40	10,00	7,49	27,41	0,00
1/2	0,6643	71,43	10,00	4,99	29,83	0,00
1/4	0,6231	67,31	10,00	2,48	32,26	0,00
0	0,5383	63,83	10,00	—0,02	34,70	0,00

Волне

Водохранилище опорожнено				Скалывающие напряжения			
Напорный откос		Низовой откос		Наполненное водохранилище		Опорожненное водохранилище	
Сжатие кг/см²		Сжатие кг/см²					
макс.	мин.	макс.	мин.	напорной откос	низовой откос	напорный откос	низовой откос
$\gamma_1 = 2{,}10$ т/м³							
19,95	0,03	2,00	0,00	7,50	5,25	4,99	0,50
19,82	0,00	2,02	0,00	4,99	5,85	4,96	0,51
19,73	0,00	2,05	0,00	2,49	6,45	4,93	0,51
19,63	0,00	2,10	0,00	0,02	7,06	4,91	0,52
19,53	0,00	2,14	0,00	2,52	7,67	4,88	0,53
$\gamma_1 = 2{,}15$							
20,40	0,00	2,05	0,00	7,50	5,38	5,10	0,51
20,28	0,00	2,08	0,00	4,99	5,98	5,07	0,52
20,19	0,00	2,11	0,00	4,49	6,58	5,05	0,53
20,07	0,00	2,15	0,00	0,02	7,18	5,02	0,54
19,98	0,00	2,20	0,00	2,52	7,79	4,99	0,55
$\gamma_1 = 2{,}20$							
20,84	0,00	2,10	0,00	7,50	5,50	5,21	0,52
20,73	0,00	2,13	0,00	4,99	6,10	5,18	0,53
20,62	0,00	2,17	0,00	2,49	6,70	5,15	0,54
20,52	0,00	2,21	0,00	0,02	7,31	5,13	0,55
20,46	0,00	2,26	0,00	2,52	7,92	5,11	0,56
$\gamma_1 = 2{,}25$							
21,30	0,00	2,15	0,00	7,50	5,62	5,33	0,54
21,19	0,00	2,18	0,00	4,99	6,22	5,30	0,55
21,07	0,00	2,23	0,00	2,49	6,83	5,27	0,56
20,97	0,00	2,27	0,00	0,20	7,44	5,24	0,57
20,88	0,00	2,32	0,00	2,52	8,05	5,22	0,58
$\gamma_1 = 2{,}30$							
21,75	0,00	2,21	0,00	7,50	5,75	5,44	0,55
21,63	0,00	2,24	0,00	4,99	6,35	5,41	0,56
21,52	0,00	2,28	0,00	2,49	6,95	5,38	0,57
21,42	0,00	2,33	0,00	0,02	7,56	5,35	0,58
21,32	0,00	2,39	0,00	2,52	8,17	5,33	0,60
$\gamma_1 = 2{,}35$							
22,20	0,00	2,26	0,00	7,50	5,87	5,55	0,57
22,08	0,00	2,30	0,00	4,99	6,48	5,52	0,58
21,97	0,00	2,34	0,00	2,49	7,08	5,49	0,59
21,86	0,00	2,39	0,00	0,02	7,69	5,46	0,60
21,77	0,00	2,45	0,00	2,52	8,30	5,44	0,61
$\gamma_1 = 2{,}40$							
22,65	0,00	2,31	0,00	7,50	6,00	5,66	0,58
22,53	0,00	2,35	0,00	4,99	6,60	5,63	0,59
22,42	0,00	2,40	0,00	2,49	7,21	5,60	0,60
22,32	0,00	2,45	0,00	0,02	7,81	5,58	0,61
22,21	0,00	2,51	0,00	2,52	8,42	5,50	0,63
$\gamma_1 = 2{,}45$							
23,10	0,00	2,37	0,00	7,50	6,12	5,77	0,59
23,98	0,00	2,41	0,00	7,49	6,73	5,74	0,60
22,86	0,00	2,46	0,00	2,49	7,33	5,71	0,61
22,76	0,00	2,52	0,00	0,02	7,94	5,69	0,63
22,66	0,00	2,58	0,00	2,52	8,55	5,62	0,64
$\gamma_1 = 2{,}50$							
23,54	0,00	2,42	0,00	7,50	6,25	5,88	0,61
23,42	0,00	2,47	0,00	4,99	6,85	5,85	0,62
23,31	0,00	2,52	0,00	2,49	7,46	5,83	0,63
23,20	0,00	2,58	0,00	0,02	8,06	5,80	0,65
23,10	0,00	2,64	0,00	2,52	8,67	5,78	0,66

При исключительной высоте плотины (черт. 16) необходимо уширять профиль со стороны напора воды в целях понижения величин сжимающих напряжений в теле плотины; с низовой стороны это надо сделать еще раньше для уменьшения величин скалывающих напряжений.

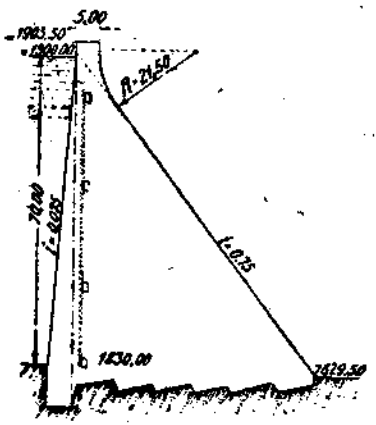


Черт. 16.

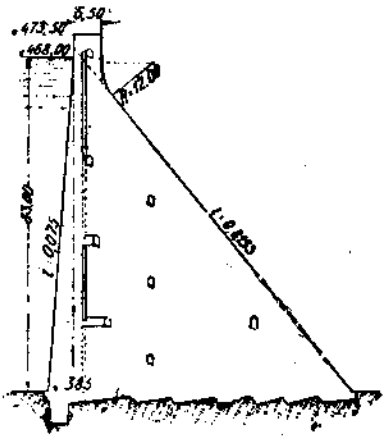
Если плотина невысока, а климатические условия суровы, то давление льда, принимаемое не свыше 30 *т/п. м* тела плотины на каждый метр толщины льда (исследования шведского инж. Royen), может исказить профиль плотины, сделав его не треугольным, а трапецоидальным (опасение среза плотины в плоскости действия льда).

В этом случае расчет тела плотины ведут по общим ф-лам неравномерного сжатия с поверкой на скалывание $\left(\sigma_{1,2} = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}\right)$. Давление льда вовсе не принимают во внимание, если за период льдообразования горизонт воды в водохранилище колеблется.

Наносы могут заставить повысить в расчете вес 1 $м^3$ воды с 1 *т* до 1,10 и даже до 1,3 *т* (Алжир).



Черт. 17. Плотина Карданелла (Италия).



Черт. 18. Плотина Сувьяна (Италия).

§ 3. Арочные плотины.

Созданы в значительной мере под напором предпринимательской энергии в САСШ; теория с большим запозданием подошла к вопросу и до сего дня остается позади практики дела, позволяющей и ныне быть более смелым, чем то указывают современные, весьма несовершенные, теории, устанавливающие ряд грубых допущений в целях упрощения расчетов. Лишь в 1931 г.,

подошли вплотную к необходимости учитывать связанную работу мысленно выделяемых горизонтальных колец арки, *рассматривая расчет плотины как пространственную задачу* (Comstock, Floris, Haug and Baillhache, Shell action in Arch Dams, W. C. N., may 10, 1931). При толщине арочного кольца меньшей $^1/_3$ радиуса (внешнего) в 1931 г. целесообразно считать плотину как чистую арку по методам Гвиди или Риттера. При большей толщине арки уместны приемы Cain и Jakobsen.

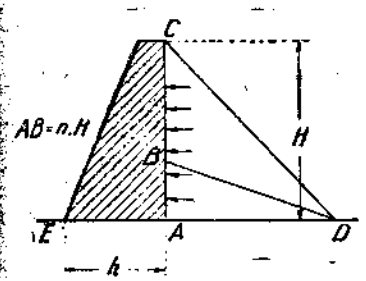
В предварительных проектах можно обходиться упрощенной ф-лой Ляме $e = \frac{p \cdot r}{k}$, где e—толщина арки в *м*, p—давление воды в *т*, r—радиус в *м* и k—допускаемое напряжение в $т/м^2$ (напр., $k = 150$—200 $т/м^2$). Условие применения арочной плотины—узость скалистого ущелья; если ширина ущелья по верху L превосходит глубину ущелья (высоту плотины) H более чем в 3 раза, то арочная плотина не даст никаких выгод, а, наоборот, принесет лишние издержки.

Легкость профиля арочной плотины всецело зависит от степени узости ущелья, что видно из приведенной таблицы инж. Штукки, где h обозначает толщину арки по низу.

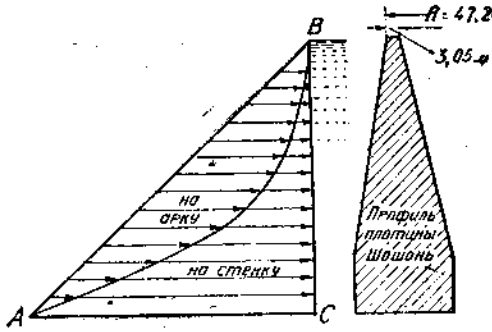
$\frac{L}{H}$	h = в долях H
1,00	$0{,}21 \cdot H$
1,25	$0{,}26 \cdot H$
1,50	$0{,}31 \cdot H$
1,75	$0{,}35 \cdot H$
2,00	$0{,}39 \cdot H$
2,50	$0{,}45 \cdot H$
3,00	$0{,}50 \cdot H$

В предварительных проектах при толщинах арки больших $^1/_3$ радиуса, коим они очерчены, уместно пользоваться данными швейцарского проф. Рон, по которому давление воды распределяется на арку и на подпорную стенку (одна и та же плотина рассчитывается и как арка, и как стенка), при чем на арку давит эпюра DBC, на стенку—ABD; полное давление на плотину—$ABCD$ (черт. 19).

При этом толщина плотины по низу $h = n \cdot H \cdot \sqrt{\frac{1}{\gamma_1 - 1}}$, где $n = \frac{L}{H}$ (отношение хорды арки по гребню плотины к высоте плотины), γ_1—удельный вес кладки (вес 1 $м^3$ тела плотины в *т*); $AB = n \cdot H$, где $1{,}1 \leqslant n \leqslant 1{,}8$.



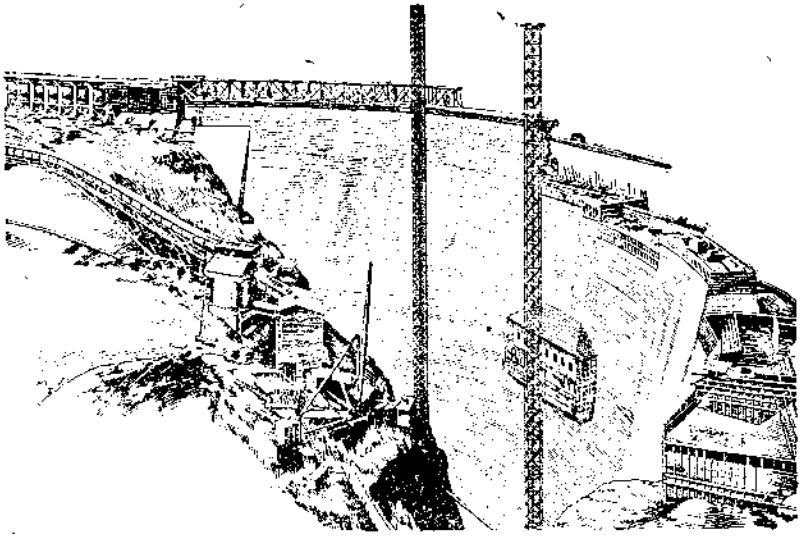
Черт. 19.



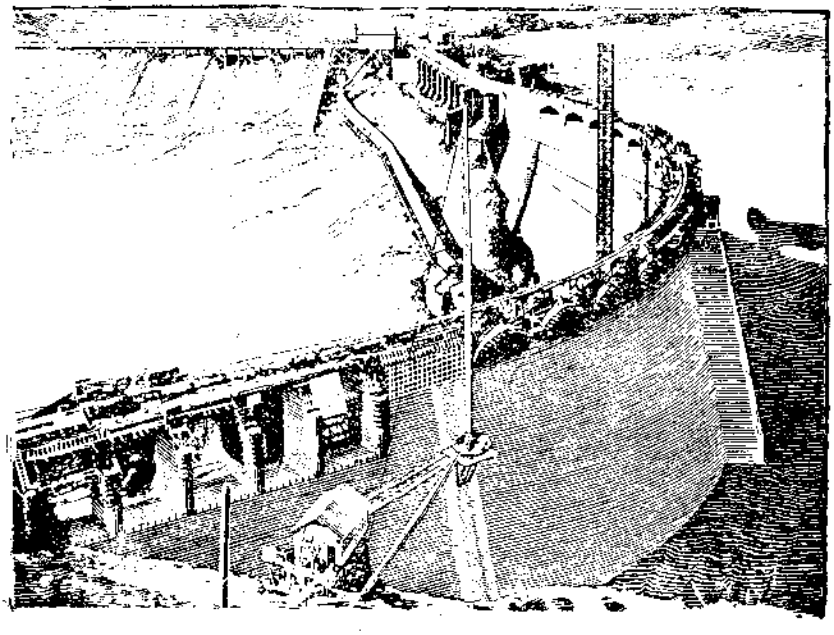
Черт. 20.

Остается произвести расчет прочности арки и стенки, работающих под действием сил, показанных на черт. 19.

Черт. 20 изображает распределение давления воды на арку и стенку в плотине Шошонь. Полное давление воды на плотину измеряется треугольной эпюрой ABC, где $AC = BC = H$ плотины.



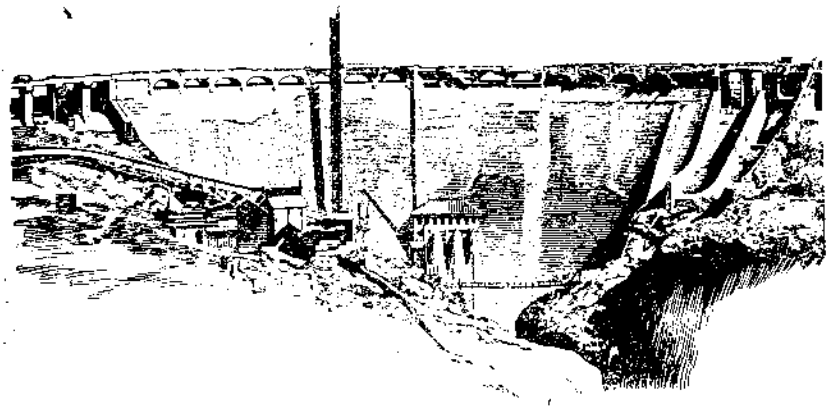
Черт. 21. Плотина Дайябло.



Черт. 22. Плотина Дайябло.

При толщине арки меньшей $^1/_5$ радиуса, коим она очерчена (см. на стр. 555 таблицу Штукки), всегда целесообразно вести расчет плотины лишь как арки (чистая арка), игнорируя рассмотрение вопроса о работе стенки.

Располагая в плане арочную плотину, желательно направлять арку перпендикулярно горизонталям береговых склонов. В целях экономии в кладке необходимо выдерживать большой и по возможности постоянный центральный угол арки; практически получаем арочную плотину с переменными радиусом и центрами очертания срок при центральных углах, меняющихся от 150° вверху до 100° и менее в нижней части (минимальный угол не следует ронять ниже 60°).



Черт. 23. Плотина Дайябло.

Современные арочные плотины снабжаются постоянными швами соединения.

В виду узости ущелья арочной плотины излюбленный в САСШ способ ведения бетонных работ — с применением башен, распределяющих бетон по желобам; относительно реже прибегают к применению канатных линий (при хорде плотины по гребню свыше 100—150 *м* до 500 *м*). Эти канатные линии нередко подают бетон в башни.

Черт. 21—23 изображают высочайшую арочную плотину Дайябло ($H = 129{,}33$ *м*).

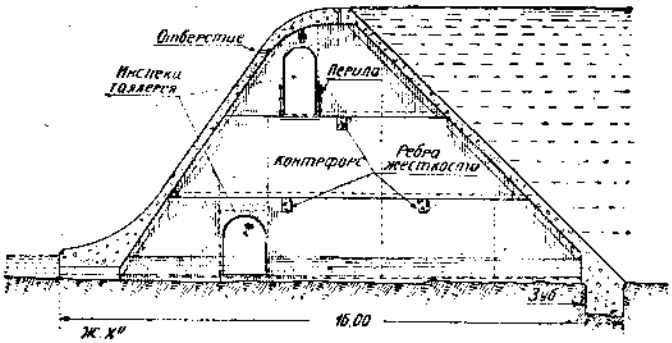
Плотина имеет прямолинейные в плане береговые участки, использованные для устройства водосбросов.

§ 4. Железобетонные плотины.

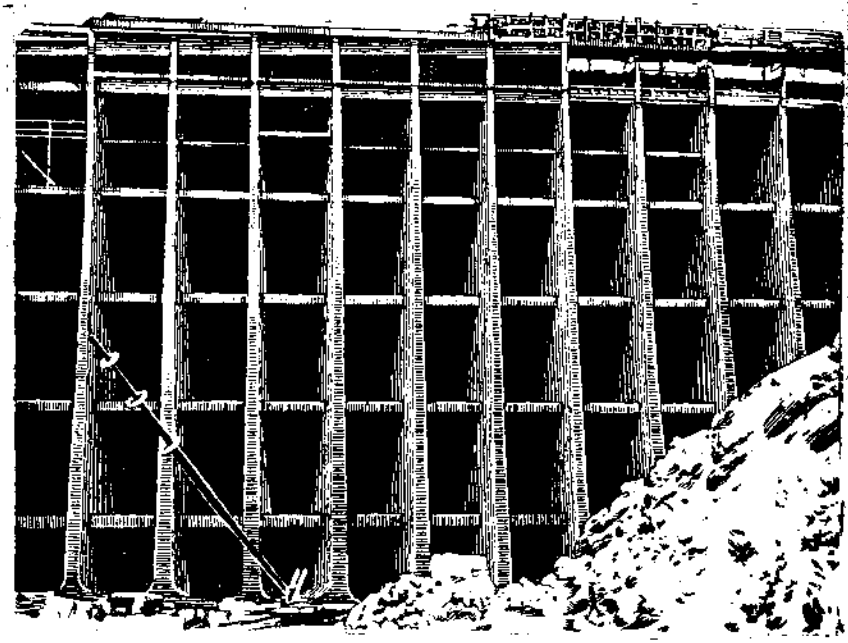
Устраиваются ныне на грунтах скалистых, пластичных и сыпучих; свыше 100 плотин устроено к 1931 г. на скалистых грунтах и лишь несколько выстроенных сооружений имеем на прочих грунтах. Эти последние сооружения выстроены за период времени с 1923 г. по 1931 г., когда инженерная мысль смелей и настойчивей стремится использовать ценнейшее свойство данного типа плотин при непрочных грунтах: возможность получить относительно равномерную и небольшую нагрузку на грунт основания.

Черт. 24 изображает типичную для скалистого основания плотину Schylerville (Скайлервиль).

С напорной стороны в скалистое основание врезан зуб, к-рый является не только противофильтрационным средством, но и обеспечивает повышенную устойчивость на скольжение в виду того, что это скольжение возможно



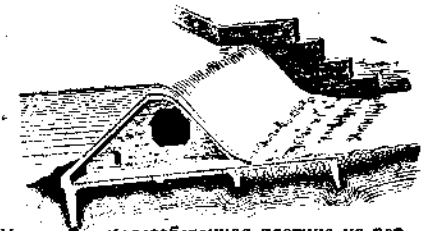
Черт. 24. Плотина Скайлервиль.



Черт. 25. Плотина Дуглас (вид с низовой стороны).

лишь при скалывании армированного зуба или прочной скалы, в к-рую он упирается. Неудивительно, что здесь принимают фактор скольжения $\frac{E}{Q}$ до 0,9 и даже в единицу и более, если скала

отличного качества и зуб хорошо с ней связан. К зубу, идущему с берега до берега, примыкает напорная плита, имеющая угол наклона обычно $\sim 45°$. Напорная плита опирается на контрфорсы. Черт. 25 изображает контрфорсы плотины Douglas; контрфорсы расперты ребрами жесткости (черт. 24—25) для уменьшения выпучивания контрфорсов при работе на сжатие.

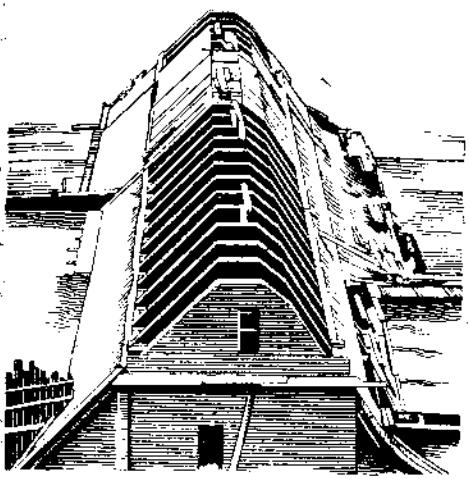


Черт. Железобетонная плотина на размываемом основании.

Контрфорсы прорезаются одной или несколькими инспекционными галлереями, одновременно служащими для сообщения между берегами, если гребень плотины иногда затапливается.

С низовой стороны или вовсе не имеем плиты (черт. 25), или имеем ее для сброса паводковой воды (черт. 24, 26). При высоком сооружении ($H \geqq 10$ м) или при устройстве плотины на пластичном или сыпучем грунте эта плита заведомо необходима при сбросе воды через гребень плотины (черт. 27).

Зуб в этом последнем случае опускается на значительную глубину, являясь сильным противофильтрационным средством. Однако чаще прибегают в этом случае к устройству глубокого шпунтового ряда (черт. 28).



Черт. 27.

Кроме того песок в основании требует применения свай, выдерживающих также горизонтальную нагрузку (рис. 28). При гравелистом грунте основания целесообразно устройство дыр в нижней горизонтальной плите плотины (эта плита обычна при пластичных и сыпучих грунтах: она создает большой путь фильтрации, столь необходимый здесь); эти дыры выпускают профильтровавшуюся воду через фильтр, не размывая основания (черт. 29).

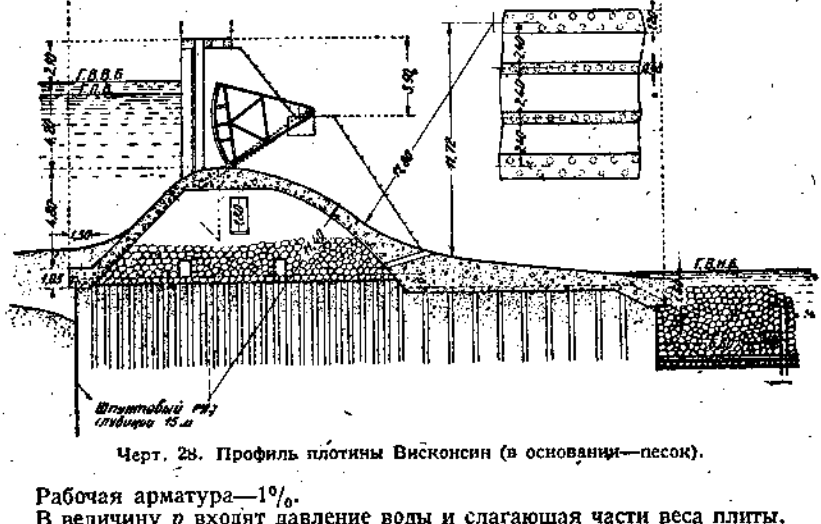
Конечно нельзя применять эту меру при мелком песке в основании, т. к. песок подвергнется вымыванию из-под плиты. Необходимо помнить, что расчет на работу этих дыр может иметь место лишь в случае невозможности замерзания дыр зимой.

Прочность напорной плиты и контрфорсов поверяется одинаково во всех железобетонных плотинах полого типа; однако вопрос об устойчивости сооружений на скалистом грунте трактуется значительно проще, нежели на пластичных и сыпучих грунтах.

Расчет плиты производят как балки, лежащей на опорах.

Толщина плиты $\delta = \delta_1 + (0{,}02$ до $0{,}04$ м), где:

$$\delta_1 = 0{,}00375\sqrt{M}\begin{cases} = 0{,}00375 \cdot l\sqrt{\frac{p}{8}} \text{ —опоры свободные;} \\ = 0{,}00375 \cdot l\sqrt{\frac{p}{10}} \text{ —полузаделанные;} \\ = 0{,}00375 \cdot l\sqrt{\frac{p}{12}} \text{ —заделанные.} \end{cases}$$

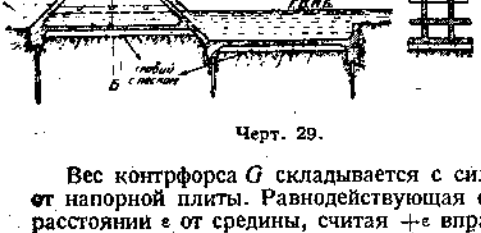


Черт. 28. Профиль плотины Висконсин (в основании—песок).

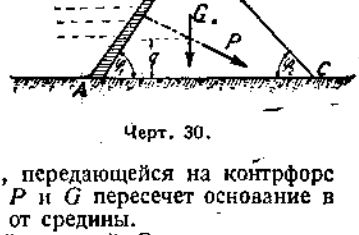
Рабочая арматура—1%.

В величину p входят давление воды и слагающая части веса плиты.

На бычки передаются давление воды и слагающая части веса напорной плиты (черт. 30), перпендикулярная AB.



Черт. 29.



Черт. 30.

Вес контрфорса G складывается с силой, передающейся на контрфорс от напорной плиты. Равнодействующая сил P и G пересечет основание в расстоянии ε от средины, считая $+\varepsilon$ вправо от средины.

Пусть вертикальная слагающая равнодействующей Q, а горизонтальная E с плечом q относительно подошвы основания. Найдя момент M сил Q и E относительно центра основания, получаем напряжения на сжатие в контрфорсе при наполненном водохранилище. На задней грани:

$$\sigma_2 = \frac{Q}{\omega} + \frac{6M}{W},$$

где ω и W—площадь основания и момент сопротивления прямоугольника площадью ω. На передней грани: $\sigma_1 = \frac{Q}{\omega} + \frac{6M}{W}$. Главные напряжения равны:

$$\sigma_2' = \frac{\sigma_2}{\sin^2 \varphi_2} - p \cdot \operatorname{ctg}^2 \varphi_2;$$

$$\sigma_1' = \frac{\sigma_1}{\sin^2 \varphi_1} - p \cdot \operatorname{ctg}^2 \varphi_1,$$

где: $p = \gamma_0 \cdot y \frac{L}{d}$, d—толщина контрфорса, y—глубина воды, L—расстояние между контрфорсами, γ_0—вес 1 $м^3$ воды.

Этот метод можно применить на любой глубине y при данной величине в рассматриваемом сечении.

Состав тела плиты—бетон 1 : 2 : 4 с торкретированием с напорной стороны по тонкой металлической сетке; контрфорсы бетонные состава 1 : $2^1/_2$: 5 с легкой арматурой. Расстояние между контрфорсами берется от 2 до 7 $м$ и более в зависимости от высоты плотины.

Основание под верховым зубом подвергается цементации (скалистый грунт).

В случае грунтов пластичных или сыпучих необходимо:

а) забить шпунт с верховой стороны на глубину не менее величины подпора;

б) принять путь фильтрации воды $L = c \cdot H$, где не менее $\frac{c \cdot H}{2}$ должно быть взято на вертикальные пути фильтрации (см. «Водоподъемные плотины»);

в) для крупного песка с гравием принять $\frac{E}{Q} = 0{,}4$; при мелком песке ввести свайное основание при $\frac{E}{Q} = 0{,}30—0{,}35$ с обязательным дополнительным устройством низового шпунта глубиной на 2—4 $м$ менее верхового шпунта; забивку свай под основание вести лишь после забивки шпунтов;

г) расстояние между сваями—2,5d—3d, где d—диам сваи.

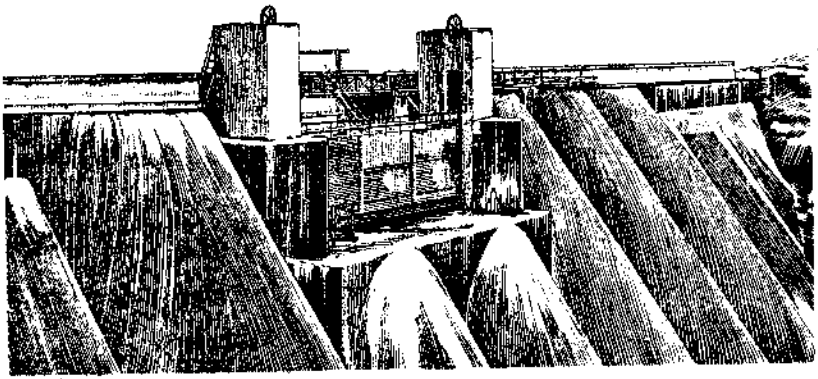
Допустимая глубина верхового шпунта (а следовательно, допустимый подпор плотины на пластичном или сыпучем грунте) по условиям забивки равна при хорошем качестве шпунта:

Грунт	Шпунт		Примечание
	деревянный в $м$	металлический в $м$	
Песок с галькой . .	2,0—3	15	Лучшая забивка—забором при непрерывном действии силы веса бабы и частых ударах молота
Песок крупный . . .	4—5	20	
Песок средний и мелкий	5—6	20	
Мягкий глинистый грунт	9	25	
Песчано-глинистый .	9	25	

В целях экономии напорные плиты заменяют арками; это особенно уместно при значительном расстоянии между контрфорсами и прочном скалистом основании.

Расчет арок ведется по методу проф. Гвиди (см. «Арочные плотины»).

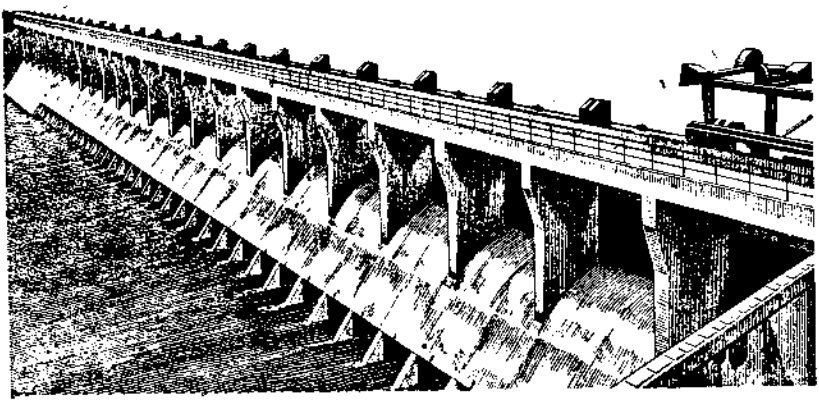
Черт. 31 изображает железобетонную плотину Фонтаналучча (Италия) на горном потоке Доло.



Черт. 31. Итальянская плотина Фонтаналучча.

Черт. 32 изображает железобетонную плотину на р. Вау (Америка).

Во второй пятилетке нас интересуют гл. обр. железобетонные плотины на сыпучих и пластичных грунтах, где они обеспечивают получение макси-



Черт. 32. Водосливная плотина Вау (САСШ).

мальных подпоров, чем другой тип плотины с водосливом. При скалистом грунте предпочтительна бетонная плотина экономического типа (металл—дефицитный материал).

§ 5. Земляные плотины.

Успешно конкурируют по надежности конструкции и исправности службы решительно со всеми типами плотин; лишь при отличном скалистом основании технически не уступает земляной плотине плотина массивная бетонная, уступая обычно земляной плотине по экономическим соображениям в условиях легкого устройства паводковых сбросов.

Проектирование тела земляных плотин определяется высотой сооружения, составом тела и характером основания; последнее зависит от местных грунтов.

При высоте плотины до 9 *м* откосы можно брать не менее двойного при грунтах землистых; ширина плотины по гребню не должна быть менее 2,50 *м;* однако она может потребоваться большая по условиям заполнения тела плотины с использованием строительных машин, кои должны умещаться на гребне.

При высоте сооружения свыше 9 *м* заложение откосов должно постепенно увеличиваться до тройного на напорной стороне и до $2^1/_2 : 1$ на низовой.

Низовой откос укрепляется каменной отсыпью, с валунами, расположенными в хвостовой части, с применением по откосу берм через каждые 8—9 *м* по высоте для воспринятия и отвода ливневых вод во избежание разрушения ими откоса. Наличие каменной отсыпи предохраняет тело плотины от грызунов, избегающих сыпучих грунтов, закрывающих нору.

Верховой откос укрепляется двойной мостовой из крупных камней, лучше—грубого прикола, уложенных на слое гравия толщиной 0,70—1,00 *м*. Такое укрепление прочно и гибко.

Более совершенное укрепление—армированными бетонными плитами, соединенными гибкими медными пластинками, устраняющими проникновение воды в тело плотины. Основание плотины подготовляется с устранением растительного покрова и грунта с норами грызунов, обделывается клиновидными уступами.

Тело плотины укатывается (с поливкой) ребристыми катками при толщине указываемых слоев не более 20 *см;* лишь сильно глинистые материалы приходится укатывать слоями в 12—15 *см*.

Следует при возможности избегать содержания глины в грунте более 30%, однако можно при необходимости допустить и 60%; в этом случае напорный откос следует одеть призмой из полупористого материала во избежание сползания глины в водохранилище.

Тяжелая одежда из кладки может выполнить ту же роль. При проницаемом основании обходятся без дренажа; непроницаемое основание требует устройства дренажа. Сильно проницаемое основание требует устройства зуба из мало водопроницаемого грунта, опущенного на глубину до $^3/_4$ подпора и поднятого выше основания в виде ядра, доходящего почти до гребня плотины (выше горизонта подпорных вод).

Песчаный грунт допустим для устройства тела плотины. Укладка этого грунта должна сопровождаться обильнейшей поливкой; для предварительных соображений следует считать, что объем q тела плотины и объем q_1 потребной воды равны между собой; тогда получим уплотненное тело плотины.

Степень тщательности устройства тела плотины из песчаного грунта определяет и размеры профиля плотины из данного грунта.

Если для лучшего песчано-глинистого тела плотины уклон линии MN к горизонту не превышает $^1/_3$—$^1/_{3,5}$, то для песчаного тела этот уклон может колебаться в пределах от $^1/_5$ до $^1/_{12}$ в зависимости от следующих обстоятельств (черт. 33):

1) при скалистом основании и наличии жел.-бет. диафрагмы, упертой в скалу, при галечно-гравелисто-валунном грунте в хвосте профиля можно принять $^1/_5$ при тщательной поливке песка при укладке;



Черт. 33.

2) при отсутствии ядра, при песчаном основании, при нетщательной поливке (см. выше, $q = q_1$) уклон $^1/_{12}$ не является преуменьшенным для песков средней крупности.

Наличие водонепроницаемого ядра уменьшает размеры профиля во всех случаях. Следовательно, ядро должно быть особо тщательно выполнено. В случае скалистого грунта предпочтительней железобетонная диафрагма; в противном случае предпочтительней ядро из набивки, как более гибкая конструкция.

Состав набивки виден из таблицы.

Материалы	% пустот	Требуемое количество м³ грунта	
		теоретическое	практическое
Просеянный гравий .	28—30	1,00	1,00
Крупный песок . . .	30	0,28	0,35
Песок	33	0,08	0,15
Глина	—	0,03	0,20
Всего материалов .		1,39	1,70
Всего набивки . .		1,00	1,30

Набивка перед употреблением в дело для постройки плотины значительной высоты должна подвергаться испытанию на водонепроницаемость; укладываемые слои набивки не должны иметь толщину более 15 *см*, в особо ответственных случаях—до 8 *см*; уложенная набивка должна предохраняться от быстрого высыхания, для чего ее покрывают рогожами, защищая от солнца; пересохшая, потерявшая пластичность, а также чрезмерно жидко приготовленная набивка должна выбрасываться. Укладка должна итти слоями с освидетельствованием техническим надзором каждого слоя; минимальная толщина ядра—1,50 *м*, а по низу не менее $\frac{h}{5}$, где h—напор плотины, и не более $\frac{h}{3}$; толщина ядра по верху примерно вдвое меньше толщины по низу; ядро должно быть погружено в материк не менее 0,75—1,25 *м* в зависимости от высоты плотины и качества материка; хорошая набивка через 4 дня после ее укладки режется как сыр и не имеет никаких пор.

Упрощение требований возможно при постройке менее значительных сооружений; часто готовят ядро не лучшего состава (см. выше) за отсутствием потребных материалов, утолщая ядро. Применение ядра в средней части профиля способствует большей его сохранности. Применение ядра вблизи напорной грани вполне уместно, если не происходит колебания горизонта воды в водохранилище с обнажением ядра, недостаточно прикрытого прочими грунтами.

Основное требование при постройке земляной плотины—наличие водосливов максимальной пропускной способности, мыслимой в данных условиях. В Америке за расчетный расход берут удвоенный замеренный, если нет многолетних измерений расходов.

Конечно плотины с диафрагмой или ядром более устойчивы при размывающем паводке (недостаточный водослив), чем плотины без ядра, что

установлено практикой плотиностроения. При проходе максимального паводка вода не должна подходить к гребню плотины ближе чем на 1,5 *м*. Сооружения для пропуска воды должны быть отделены от тела плотины. Ядро или диафрагма должны итти непрерывно от берега к берегу, врезаясь в берега.

При наличии бетонной диафрагмы (скалистое основание) допустимо проведение трубопроводов через тело плотины; однако их надо связать зубьями со скалистым основанием и ребрами с телом плотины. Затворы должны помещаться при этом обязательно с верховой стороны, но никак не с низовой.

§ 6. Плотины из каменной наброски.

Проектируются и строятся по следующим эмпирическим указаниям:

а) напорный откос желателен вогнутый при среднем уклоне $1^1/_4 : 1$;

б) ширина плотины по низу равна не менее $2{,}4H$, где H—высота плотины; обычно $2{,}7H$;

в) ширина плотины по гребню равна $\frac{H}{10}$, но не менее 2,40 *м*;

г) при расчете на скольжение фактор скольжения уместно принять $\frac{f}{Q} = 0{,}3$ при учете в наброске пустот в 33%;

д) основание под плотиной должно быть почти несжимаемым; желательна лишь незначительная водопроницаемость основания (потери на фильтрацию);

е) обязательно устройство верхового зуба, упирающегося в основание; цементация основания под зубом—обычная мера;

ж) наброска должна быть из достаточно стойкого камня, практически свободного от землистых примесей и устойчивого против распада; под действием давления в теле плотины камень не должен обламываться; температурные колебания не должны отражаться на прочности камня (мергель);

з) на напорном откосе должна быть устроена железобетонная диафрагма, идущая от верхового зуба до гребня;

и) к диафрагме примыкает призма камня, уложенного вручную (лучше—сухая кладка);

к) в отношении устройства водослива и размера расчетного расхода см. «Земляные плотины»;

л) в максимальный паводок от горизонта воды в водохранилище до гребня должен оставаться минимум 1 *м*;

м) сбрасывание камня из карьера в тело плотины не допускается;

н) в хвостовой части профиля для упора и устойчивости сооружения устраивается отсыпь из валунов.

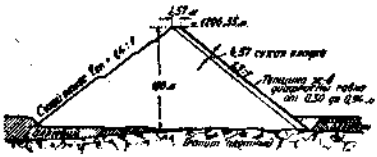
В условиях удаленности от железных дорог и отсутствия достаточного количества грунтов, подходящих для устройства земляной плотины, данный тип плотины является вполне целесообразным. Если для осуществления земляной плотины нужна большая выемка в скалистых берегах для водосбросов, то может стать вопрос о замене земляной плотины плотиной из каменной наброски—при наличии пригодного грунта в основании.

Высочайшее сооружение данного типа—плотина Солт Спрингс (САСШ, Калифорния, 1931 г.), имеющая высоту 100 *м* над основанием и 94,15 *м* над ложем реки Mokelumne (черт. 34—37).

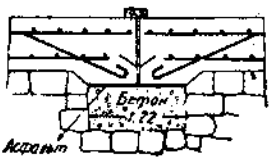
Эта плотина создает водохранилище объемом в 160 млн. $м^3$. Цель—использование водной энергии. Расстояние от железной дороги—80 *км*, от ближайшей линии электропередачи—65 *км*, от автогужевой дороги—48 *км*. На месте—обилие гранита высокого качества. При таких обстоятельствах понятен выбор типа плотины. Объем тела плотины 2 290 000 $м^3$ при месячной

производительности при укладке в 95 400 $м^3$. Кроме того понадобилось 168 000 $м^3$ грубого прикола для сухой кладки, примыкающей к напорной плите (железобетонная диафрагма). Последняя состоит из кв дратов со стороной 18,29 $м$ (черт. 36—37). Объем этой диафрагмы дополнительно равен 22 900 $м^3$.

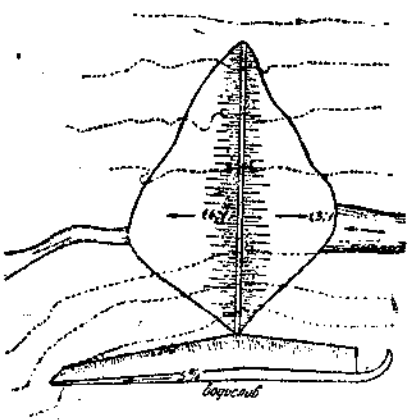
Для осуществления проекта в 1926—27 г. выстроена была шоссейная дорога в скалистом грунте для перевозки по ней 18 200 $т$ потребных мате-



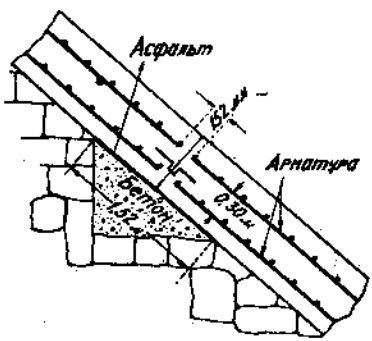
Черт. 34. Профиль плотины Солт Спрингс.



Черт. 36. Вертикальный шов соединения диафрагмы плотины Солт Спрингс.



Черт. 35. План плотины Солт Спрингс.



Черт. 37. Горизонтальный шов соединения диафрагмы плотины Солт Спрингс.

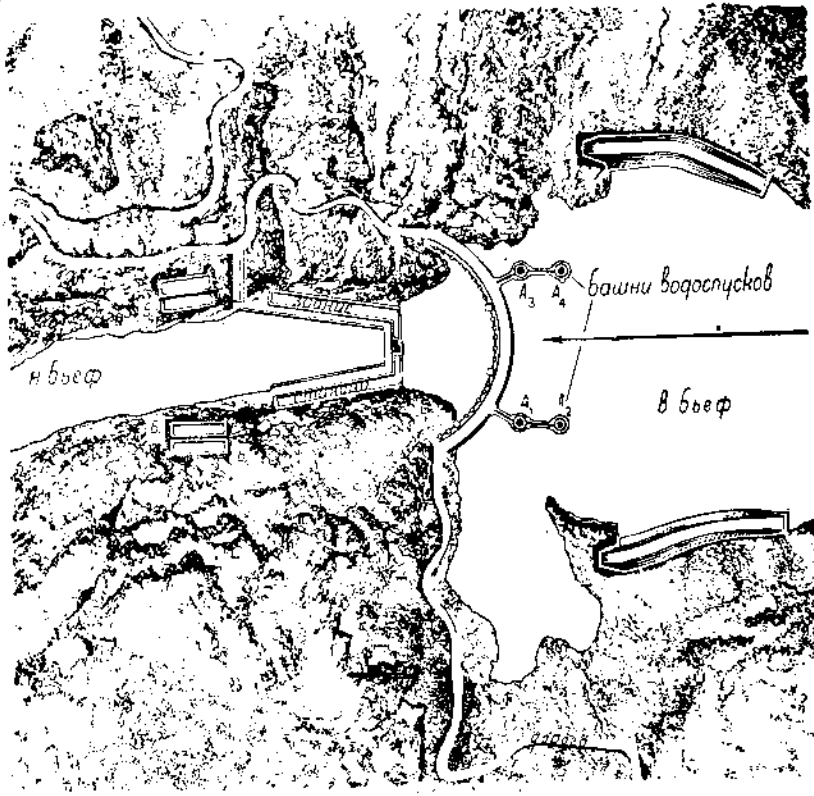
риалов. Уклоны дороги не превосходят 8%; лишь в нескольких местах имеются подъемы до 10%. Бараки выстроены на 500 человек. Все работы были механизированы. Энергия—от линии передачи, проходящей в 65 $км$. Мощность силовой станции на постройке—2 700 kW.

§ 7. Водосливы и водоспуски водохранилищных плотин.

Технически всегда предпочтительно вести в обход тела плотины, что обеспечивает наибольшую сохранность сооружения (черт. 35, 23, 4). Это касается как высоких, так и небольших плотин; в отношении последних в СССР ЦЧО установлено к 1928 г., что земляные плотины, располагающие обходным водосбросом в виде канавы, имеют наибольшую долговечность. Черт. 38 изображает план плотины Гувера (1931—1937 г.). Четыре башни водоспусков (A_1, A_2, A_3, A_4) забирают воду из водохранилища и сбрасывают

ее из помещений $Б_1$, $Б_2$, $Б_3$, $Б_4$, при чем струи воды вылетают под напором и взаимно гасятся. Затворы поставлены в зданиях $Б_1$, $Б_2$, $Б_3$, $Б_4$; при этом затворы в $Б_2$ и $Б_3$ работают под одним напором, а в $Б_1$ и $Б_4$ под другим, большим, напором.

Затворы системы Джонсона (черт. 39). В феврале 1932 г. совет экспертов вынес постановление об упразднении верхних водоспусков, об устройстве взамен их таких же водоспусков на уровне меженних вод не-

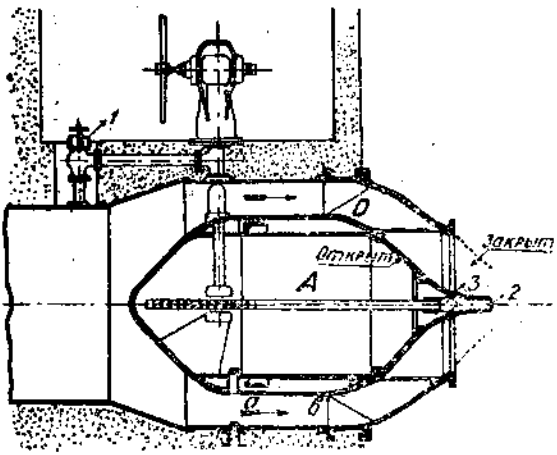


Черт. 38.

сколько выше по течению. Струи воды, выходящей из водоспусков, должны составлять 60° с направлением течения реки. Черт. 40 изображает водоспуск земляной плотины Страшин, служащий для осушения водохранилища.

Затворы водоспусков высоких плотин устраиваются ныне скользящие, катковые, игольчатые и цилиндрические, последние—с принудительным управлением, а также автоматические. Однако вполне исправно работают при частичном открытии лишь игольчатые затворы, выбрасывающие воду в воздух (черт. 38, 39). Прочие затворы предназначены лишь для закрытия водоспусков или полного их открытия, но не для работы при частичном

открытии. Однако следует, правда, оговориться, что и эти последние условия службы не обеспечивают исправной работы прочих затворов без принятия специальных мер, оказавшихся действительными лишь при не слишком больших напорах, если водоспуск предназначен для активной работы в паводок (см. ниже).

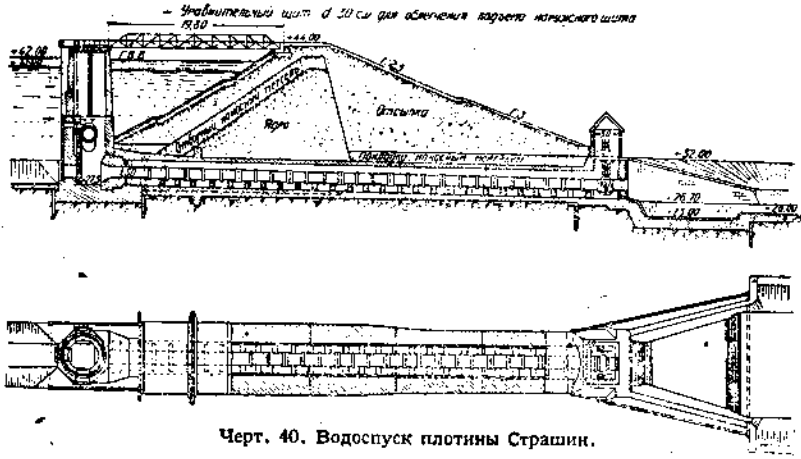


Черт. 39. Затвор Джонсона с выбрасыванием воды в воздух.

Игольчатые затворы не являются пригодными для пропуска наносов *; здесь относительно наиболее уместны плоские щитовые затворы.

Как будет выяснено ниже, вопрос в целом для весьма высоких плотин далек от полного разрешения: до сего времени он представляет широкое поле для технической мысли и изобретений.

Скользящие затворы—выгодно отличаются от прочих своей простотой и меньшей стоимостью, отнесенной на 1 $м^3$ пропускаемой воды. При большом напоре и значительных размерах щита последний требует весьма большого подъемного усилия. Так, подъемное усилие щита водо-



Черт. 40. Водоспуск плотины Страшин.

* Мягкие илистые наносы при 16 *м* напора пропускались игольчатым затвором без вреда сооружению (плотина Belle Fourche); песчаные наносы истирают поверхность затвора, чем способствуют повреждению его при больших напорах, когда требуется гладкая поверхность затвора.

спуска плотины Рузвельт доходит до 155 *m* при размерах отверстия, перекрываемого щитом, 1,5 × 3 *м* при напоре ~ 70 *м*. Все же плоский щит скользящего типа—единственная конструкция, вполне применимая для промывных донных отверстий, как простая и более надежная в указанных условиях работы (см. ниже).

Этот тип затвора применен в водоспусках американских плотин при статическом напоре от 6 *м* до 72 *м*; однако ни в одном случае работа водоспуска фактически не была допущена при напоре свыше 66 *м*.

При этом выяснилось, что вполне исправная служба щита и водоспуска обеспечена при напоре не свыше 25 *м* и то с принятием специальных мер для предотвращения явлений кавитации, вызывающих разрушение поверхности водоспусков, разъедание металла затвора и повреждение склепанных частей.

Эти водоспуски, покрытые изнутри лишь штукатуркой по бетону состава 1 : 1,85 : 4,5, удовлетворительно работают при скоростях течения воды до 21 *м/сек.*, не подвергаясь разрушению или повреждениям. При этом непосредственно ниже затворов при их частичном открытии наблюдается опасное разрушение бетона с выпадением иногда значительных кусков его в водоспуск; последнее—при напоре свыше 25 *м*. Применение покрытия поверхности водоспуска металлом не дает верной защиты даже при напоре 30—35 *м*: опять наблюдается разъедание покрытия вследствие возникновения вакуума, так как площадь сечения отверстия обычно в 1,7—2 раза меньше сечения водоспуска, что влечет за собой образование вакуума непосредственно ниже затвора (по течению). Больше всего страдает водоспуск, но и затвор также теряет болты и заклепки, а иногда и бронзовые части уплотнений.

При этом огромную роль играет интенсивность работы отверстий, выражаемая в днях года. Так, щиты водоспуска плотины Шошонь работали три сезона без крупных повреждений при напоре в 47 *м*; но при осмотре каждый год заменяли болты и заклепки.

Если щиты служат для удаления ила, то при работе в течение 1 месяца в году они могут, очевидно, исправно прослужить 10 и более лет. Для этого необходимо выполнение условия, чтобы щиты были доступны для осмотра, для чего впереди их ставят дополнительные затворы, все время открытые, поднимаемые при выравненном давлении выше и ниже их. Пропуск песка, гравия и камня даже при напоре в 6 *м* в течение 90 дней вызвал износ штукатурки бетонного водоспуска (Шошонь).

Упомянутая выше специальная мера, неизменно и с большой пользой применяемая при напорах свыше 6—10 *м*, заключается в устройстве подвода воздуха непосредственно ниже затвора для устранения опасного вакуума (см. «Игольчатые затворы»). Разъедание металла резко уменьшается, при напоре же до 25 *м* устраняется; при больших напорах все же наблюдается небольшое разъедание выше (по течению) трубки, подводящей воздух; при отсутствии подвода воздуха происходит значительное разъедание металлического покрытия—на толщину до 2 *см* за 120 дней при напоре в 27—30 *м* (Elephante Butte) *.

Щит может состоять из плиты, чугунной или литой стали, с ребрами в обоих направлениях или из балок и стальной обшивки. Расчет в Америке ведется в упрощенном порядке в виду необходимости внести коррективы опытного свойства, играющие здесь большую роль. Плита рассчитывается как пластинка, опирающаяся по всему контуру. Допускаемые напряжения

---

* Илефант Бот.

в скользящих затворах ответственного назначения принимаются в американской практике в *кг/см²* (Reclamation Service).

	Растяжение	Сжатие	Скалывание
Чугун	150	850	140
Сталь твердая литая . .	1 050	1 050	850
» средней твердости .	900	900	700
» мягкая	700	700	570
Бронза листовая марганц.	1 170	1 050	700
» литая	1 170	1 050	700
» фосфористая . . .	525	700	500
» пушечная	525	700	500

Литье тоньше 13 *мм* не применяют в виду незначительности дальнейшей возможной экономии. Щит утолщается к кромкам, но без резкого перехода от нормальной толщины. Учитывая быстрое истирание при движении щита вверх и вниз, Reclamation Service принимает для трущихся частей затвора и закладной рамы:

чугун по чугуну . . . . . 21 *кг/см²*
» » литой стали или бронзе . 28 »
бронза » бронзе . . . . . 35 »

Щиты имеют уплотнение обычно из бронзы. При этом на щите бронза одного класса D, на раме—другого C, что одобрено практикой службы уплотнений. Оба класса бронзы выдерживают 2 100 *кг/см²* при трении бронзы по бронзе со скоростью 9 *м*/мин. без всяких следов разрушения.

Класс C (состав) в %		Класс D (состав) в %
82—83	медь	82—83
7—8	олово	4—5
4—5	свинец	7—8
5—6	цинк	5—6

Опыт показал, что для подъема щитов нужно иметь возможность приложить усилие, отвечающее коэф-ту трения до 0,7 в начальный момент и 0,35—0,40 при движении щита (при открытии в 1915—16 гг. щитов плотины Пасфайндер при напоре в 38 *м* $f =$ от 0,446 до 0,496 в начальный момент; время открытия—15 мин.; размер щита—1,35 × 2,25 *м*, вес щита—4,5 *т*; щит 34 дня находился в закрытом состоянии).

Щит имеет выгодное применение при безупречной работе при напорах не свыше 20 *м* и частом открытии, но при условии подвода воздуха непосредственно ниже затвора; применение при напорах до 50 *м* нельзя считать недозволенным, однако непременными условиями являются:

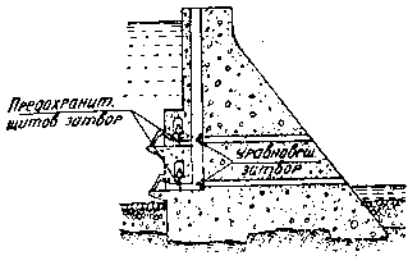
1) кратковременное ежегодное открытие (1—2 месяца);
2) устройство металлической обделки тоннеля;
3) ежегодные осмотр и ремонт, подвод воздуха.

Применение при больших напорах допустимо, если щит предназначен лишь для крайне редкого в эксплоатации опорожнения водохранилища, предусмотренного в проекте, но не являющегося условием осуществления сооружения. При этом должен быть принят значительный запас в подъемной силе механизмов.

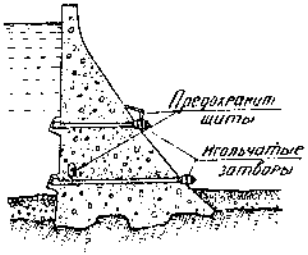
Катковые щиты применяются, как известно, для уменьшения подъемного усилия, при этом катки или прикреплены к щиту, или заключены в

особую раму (щит Стонея). В первом случае имеем более простую, а следовательно, более надежную конструкцию, во втором—меньшее сопротивление трения при подъеме, зато в рассматриваемых условиях и меньшую надежность при больших напорах. Американская практика применения катковых щитов в водоспусках сравнительно редко переходит границу 20—25 *м* напора.

Игольчатые затворы применяются двух основных типов: уравновешенные, применяемые с напорной грани (balanced valve) (черт. 41, 42),



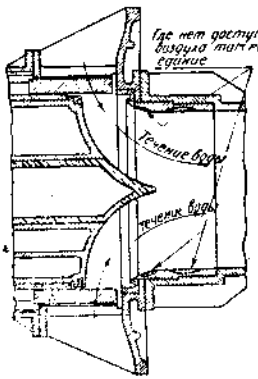
Черт 41.



Черт. 42.

и значительно более совершенные и более дорогие, применяемые в конце водоспуска (needle valve), с выбрасыванием воды в воздух (черт. 42). Однако в последнее время первый тип при напорах свыше 25 *м* полностью заменен вторым. При напорах же до 25 *м* уместнее прибегать к плоским щитам с применением подвода воздуха.

Вследствие изложенного не приводим конструктивных чертежей затвора первого типа. Balanced valve применяется при расходе воды до 50 *м³/сек.* и напоре до 35 *м*. В этом последнем случае его работа сопровождалась примерно теми же дефектами, что и скользящих щитов при напоре до 25 *м* (разъедание отдельных мест металлической обделки водоспуска на толщину от 2 до 20 *мм* при 450 днях непрерывной работы (черт. 43); при частичных же открытиях начинается разъедание поршня и бронзовых направляющих. Затвор закрывается в 3—5 раз быстрее скользящего, т. е. в 5—3 мин.

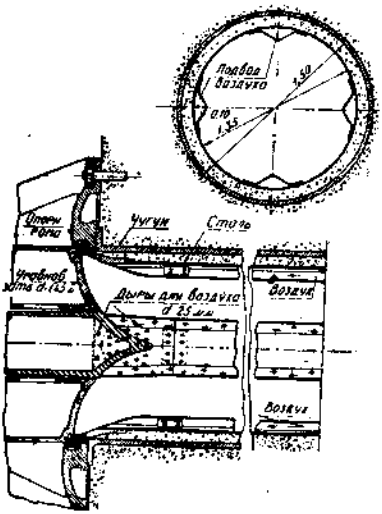


Черт. 43.

Применение подвода воздуха улучшает дело лишь отчасти, так как выше воздушных трубок все же наблюдается коррозия при напоре в 30—35 *м* (черт. 44). Однако, если водоспуск предназначен для работы лишь при полном открытии и при ежегодном открытии в течение 1—2 месяцев, то применение balanced valve имеет смысл и при напорах > 40 *м*, если есть возможность ежегодного ремонта затвора (черт. 41).

Явление коррозии имеет следующее возможное объяснение. При отставании струи воды от металла образуется вакуум, при этом кислород, содержащийся в протекающей воде, окисляет металл, покрывающийся нестойким окислом, который механическим действием воды удаляется по водоспуску,

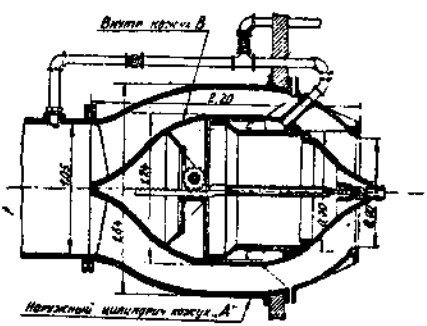
что и вызывает изъязвление металлических частей затвора и в особенности обшивки водоспуска. Лучший способ избежать явления коррозии—это устроить затвор у выходного конца тоннеля, с выбрасыванием воды в воздух. В этом случае затвор принимает особый внешний вид для улучшения условий управления затвором, повышения пропускной способности водоспуска и для сведения к нулю вредных явлений, описанных выше (затвор Джонсон-Ларнера).



Черт. 44.

Схема устройства и управления современным затвором Джонсона, применяемым для водоспусков плотин и расходов до 60 $м^3/сек$. через 1 затвор, заключается в следующем (черт. 45). Затвор представляет собой продолговатое тело округлой формы, состоящее из двух частей: неподвижной и подвижной. Впуская воду под напором в камеры С, выравнивают давление воды на затвор, а затем с помощью мотора и системы зубчатых колес выдвигают подвижную часть в сторону течения воды. Подвижная часть скользит бронзой по бронзе, имея как поршень ход, равный в данном случае 0,62 *м* (черт. 46).

В скользящих частях клепка произведена впотай. Наличие кремальеры, зубчатых колес и мотора (возможна работа вручную) позволяет удерживать затвор в любом промежуточном положении при весьма высоких напорах. Однако этот тип затвора применяется пока лишь при диаметрах до 2 *м*, чаще же всего при $D = 1{,}30-1{,}45$ *м*.

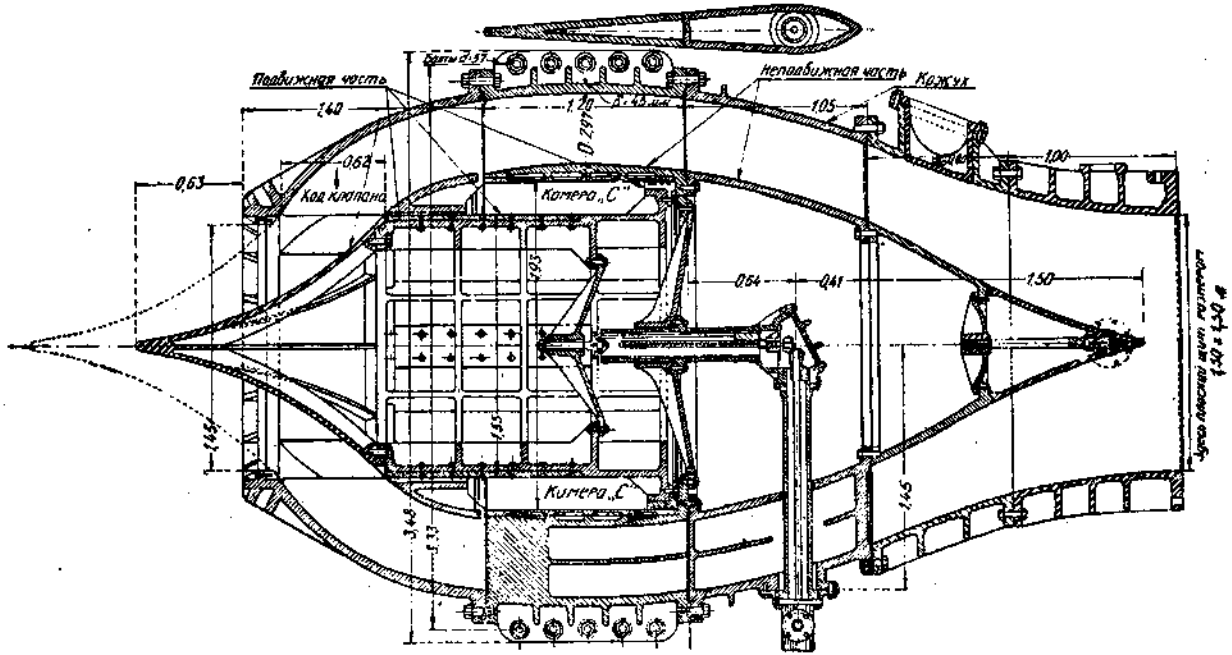


Черт. 45.

Первоначальная конструкция (черт. 46) давала распределение скоростей воды с колебанием скорости по длине затвора до 30%. Современный затвор Джонсона имеет форму, обеспечивающую одну и ту же скорость по длине затвора, что дает возможность точнее управлять им и сводить к нулю дополнительные потери напора в месте устройства затвора.

Поверхность затвора, обтекаемая водой, должна быть совершенно гладкой: наличие на поверхности затвора хотя бы выступающей заклепки вызывает появление кавитации с разъеданием металла в месте отставания струй воды от обтекаемой поверхности.

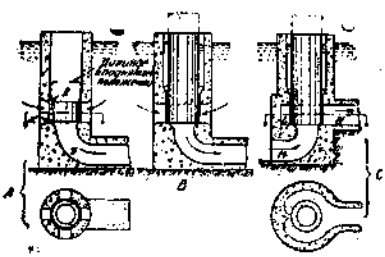
Чем выше напор, тем строже должны быть требования к тщательности отделки поверхности затвора. Современный затвор Джонсона готовится из


Болты Д-37
Подвижная часть
Неподвижная часть
Кожух
140
1,20
0,43 м
0,279
105
100
0,63
0,62
Ход клапана
Камера „С"
0,64
0,41
1,50
1,95
1,35
1,45
1,65
3,44
1,33
Ø 1,30 + 1,50

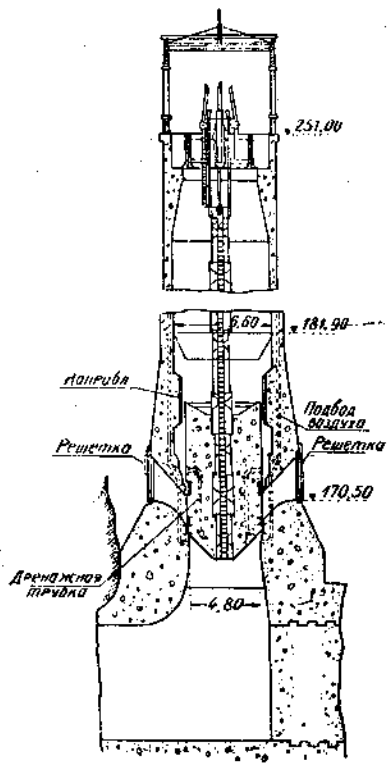
Черт. 46.

литого железа с применением марганцовой бронзы в трущихся частях и фосфористой бронзы для направляющих, поддерживающих неподвижную часть затвора, подверженную нек-рой кавитации, весьма ослабляемой упомянутым металлом, крайне мало поддающимся разъеданию. При малых размерах затвор весь готовится из бронзы. При очень больших напорах и малом диаметре описанная конструкция применяется также для закрытия трубопровода перед входом в турбины. Внутренность полого тела затвора дренируется во избежание замерзания воды в затворе. Современные джонсоны, установленные в водоспусках, отопляются в целях обеспечения исправного действия затвора в любой момент при темп-ре ниже 0° С. Недостаток затворов Джонсона—дороговизна, а также малая пропускная способность. Однако для работы под высоким напором трудно рассчитывать получить недорогую рациональную конструкцию с большой пропускной способностью.

Новейшие цилиндрические затворы водоспусков высоких плотин представляют собой металлический цилиндр с коническим нижним концом, опирающимся на нижнюю часть башни, в которой находится затвор. Цилиндр внутри заполнен бетоном. При поднятии ци-



Черт. 47. Схема действия водоспуска с цилиндрическим затвором.

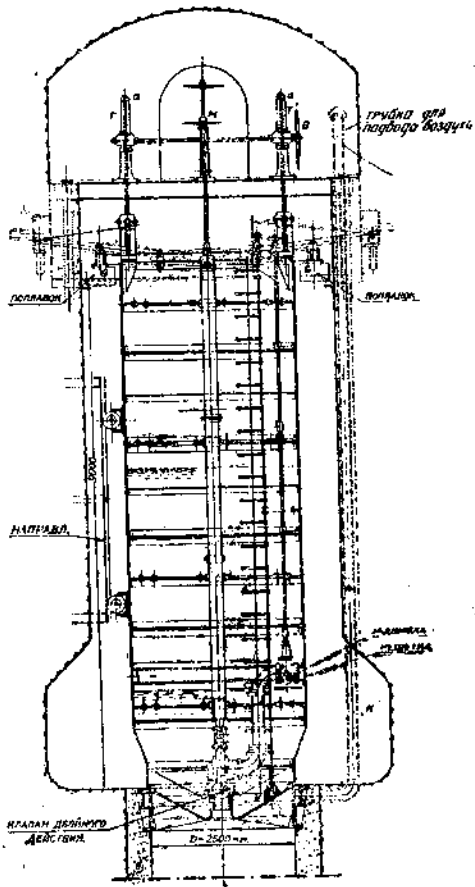


Черт. 48. Цилиндрический затвор плотины Дикс Ривер (из каменной наброски).

линдра, что осуществляется с помощью мотора и механизмов, вода поступает в кольцевой водослив, снабженный на пороге решеткой и отдельными бычками, являющимися опорой для верхней части башни (черт. 47 и 48). Опорное кольцо нижней части башни представляет собой тяжелую отливку, снабженную бронзовым кольцом, соприкасающимся с бронзовым кольцом затвора-цилиндра. Во избежание появления кавитации при работе водоспуска при значительном напоре предусматривается подвод воздуха непосредственно ниже конического конца цилиндра. Однако описанный цилиндр применяется лишь для полного открытия

водоспуска, реже для частичного,—по аналогичным причинам, изложенным выше.

Наполняя предварительно водоспуск посредством специальной трубки, поднимаем цилиндр в облегченных условиях службы сооружения. Отсюда ясно, что наиболее целесообразное применение затвор может получить при впуске воды в тоннель, питающий станцию, когда скорость в трубопроводе и тоннеле зависит лишь от пропускной способности турбины и допущенных скоростей течения воды в трубопроводах, т. е. при скоростях незначительных (3—5 *м/сек.*), когда не возникает никаких опасений за безупречную службу затвора и нижней части башни. В самое последнее время в Италии появился цилиндрический затвор автоматического действия, работающий в установке Кардано (черт. 49). Затвор представляет собой полый металлический цилиндр, расположенный в шахте, открытый сверху и закрытый снизу, с дном, срезанным на конус. В закрытом состоянии затвор опирается на металлическое кольцо меньшего диаметра, чем затвор, обрамляющее колодец водоспуска, имеющий внутренний диаметр 2 250 *мм*. При поднятии затвора образуется на известную высоту ото дна шахты кольцевое отверстие, поглощающее воду, откуда она уносится водоспуском. При этом во избежание опасного действия кавитации отверстие снабжается воздухом по трубке *K*. В закрытом положении затвор опущен на дно шахты, будучи наполнен водой. При опорожнении цилиндра он поднимается благодаря взвешивающему давлению воды на дно цилиндра. Наполнение затвора водой и его опорожнение происходят с помощью клапана *P*, расположенного в нижней части затвора. Клапан *P* в нижнем своем положении закрывает выход воды из цилиндра, одновременно открывая доступ воде в цилиндр по трубопроводу *q* с защитной решеткой при входе в этот последний и задвижкой *S*. В верхнем своем положении клапан закрывает впуск воды в цилиндр и открывает выпускное отверстие для опорожнения цилиндра. Действуя рукояткой *M*, можно ставить клапан *P* в любое доступное для него положение. Однако предусмотрено и автома-



Черт. 49. Цилиндрический затвор установки Кардано.

тическое действие затвора. Для этого установлены поплавки G по круговому кольцу шахты, заполненному водой; с помощью рычажной системы поплавки действуют на осевую тягу цилиндра, управляющую клапаном P. При нормальном подпорном горизонте клапан P опущен. Когда уровень воды в кольцевом пространстве поднимается сверх нормального, то с помощью поплавков клапан P поднимается, чем и вызывает опорожнение цилиндра, что при наличии взвешивающего гидростатического давления, действующего на цилиндр, приводит к поднятию цилиндра. Если горизонт воды в кольцевом пространстве все же не падает при этом, а повышается, то клапан подходит к своему предельному верхнему положению при продолжающемся увеличении открытия кольцевого водоприемного отверстия до предельного. При понижении горизонта воды происходит обратное, т. е. клапан P опускается, вода входит в цилиндр, к-рый погружается, уменьшая водоприемное отверстие в зависимости от величины расхода, потребного к пропуску при сохранении желаемого уровня.

Принудительное опускание затвора предусмотрено устройством механизма с рукояткой B, действуя на к-рую можно привести затвор в любое положение, занимаемое им при автоматическом его действии.

Задвижкой S можно закрыть доступ воды в цилиндр, к-рый не трудно осушить, после чего представляется возможность произвести ремонт во внутренней части цилиндра.

§ 8. Производство работ по постройке водохранилищных плотин.

Основной вопрос—в отводе воды.

Ведущую роль играют ширина тальвега (ущелья) и расходы реки.

I. В случае узкого и глубокого ущелья при небольших расходах отвод воды подземным тоннелем вполне целесообразен (плотина Arrowrock).

II. Если ущелье не слишком узко и имеет склоны неотвесные, то отвод воды происходит одним из следующих способов:

а) лотком из дерева или железобетона, проходящим по месту работ (плотина Elephante Butte);

б) трубами; по возведении тела плотины на нек-рую высоту воду пропускают в отверстие, устроенное в теле плотины; с верховой стороны оно уже, нежели с низовой;

в) при широком тальвеге применяют перемычки с ограждением части реки для постройки (Keokuk, Wilson dam).

Недостаток приема I—дороговизна и неизбежность повреждения склонов ущелья при пробивке тоннелей. Способ II-в неудобен тем, что осуществление последней очереди работ связано со значительным стеснением русла реки. Способы II-а и II-б технически особенно хороши. Однако они применимы при не слишком больших расходах.

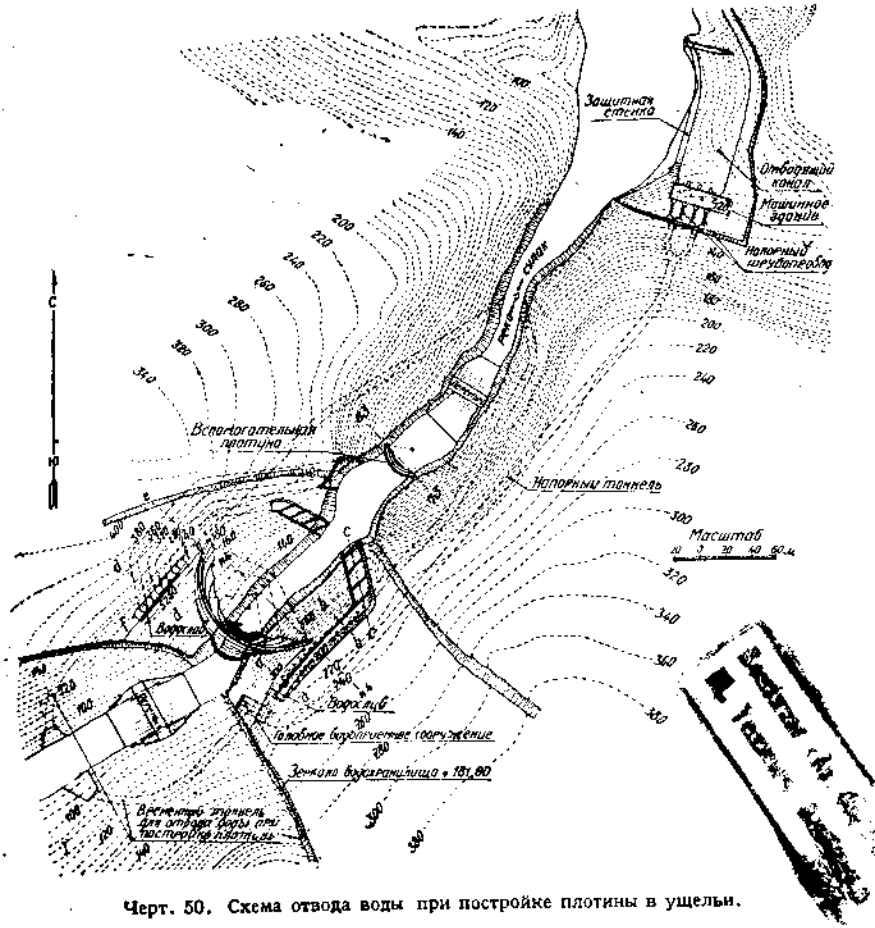
Впрочем, территория постройки неизбежно затопляется паводковыми водами, что более выгодно, чем производить затраты на получение возможности бесперебойного ведения работ в ущелье.

Невзирая на изложенное выше, в современной американской практике при работе в ущельях почти исключительно применяется пробивка тоннелей в склонах для отвода воды, минуя территорию работ, прибегая к помощи перемычек, ограждающих от воды построечную территорию (черт. 50).

Высота перемычек определяется расходом воды, длиной и сечением тоннелей, предназначенных пропускать воду. Для постройки плотины Гувера эти тоннели запроектированы диам. в 15 *м*. Диам тоннеля в 6 *м* уже был применен при постройке новейшей плотины Owyhee (САСШ, 1931 г.). Ве-

личина расхода воды, подлежащей пропуску, в известной мере определяется потребностью иметь гарантированный срок производства работ без риска затопления работ паводком.

Во Франции избегают устраивать перемычки типа САСШ (земляные с каменной отсыпью на котлован), а обычно прибегают к кессонным



Черт. 50. Схема отвода воды при постройке плотины в ущельи.

работам, как устраняющим случай и риск, хотя и удорожающим работы (плотина Fier).

В САСШ нередко имели место случаи, когда перемычки указанного типа столь сильно фильтровали, что пришлось рядом ставить другую перемычку, с заполнением пространства между ними мешками с песком. Это надо учесть как при размещении входа и выхода из тоннеля, так и в смете на вспомогательные работы.

Литература.

1. Анисимов, Н. И., Водохранилищные плотины, изд. 1931 г., Гострансиздат; 2. Анисимов, Н. И., Новейшие конструкции затворов гидроэлектрических силовых установок, 1930, Гостехиздат; 3. Wegmann, The desigh and construction of dams, 1927; 4. Bonnet, Cours de barrages, 1925, 1931; 5. Ziegler, Talsperrenbau, 1927, Bd. I; 6. Schoklitsch, Wasserbau, 1930; 7. Ludin, Die nordischen Wasserkrafte; 8. Ziegler, Talsperrenbau, Bd. 2, 1927, Berlin; 9. Flinn, Weston and Bogert, Waterworks Handbook, 1928, New-York; 10. «Proceedings of the American Society of Civil Engineers», may, 1928, report on arch dam investigation, vol 1. 11. «Western Construction News», Jan. 1931, San Francisko, и sept. 10, 1929; 12. «New Reclamation Era», febr. 1932, Washington; 13. «Bulletin technique de la Suisse Romande», Mai 1931, Lausanne; 14. «Revue générale d'électricité», 1930.—Paris; 15. «Energia Elettrica», Luglio 1930, Roma; 16. «Гидротехническое строительство», 1931, Москва, №№ 1 и 2; 17. «Earth Moover», nov. 1930, New-York; 18. «Civil Engineering», dec. 1930, New-York.

Водоподъемные плотины.

§ 1. Классификация. Исследования перед постройкой плотины. Терминология.

Водоподъемные плотины, обычно имеющие назначение: поднятие горизонта воды в реке для улучшения судоходных условий, для орошения земель, для использования водной энергии и пр., различаются двух основных типов: водосливные и разборчатые.

Водосливные плотины, снабженные затворами на гребне водослива, называются водосливно-разборчатыми плотинами. Разборчатые плотины, допускающие по своей конструкции открытие всего отверстия между береговыми устоями и до дна реки, называются полноразборчатыми плотинами, или судоходными. Их удобство заключается в том, что в паводок они не создают препятствия для свободного прохода судов по реке, минуя шлюз.

Водосливно-разборчатые плотины позволяют в межень с помощью затворов держать ту же отметку горизонта воды, что имеем в паводок при снятых затворах. Указанное ценно при использовании водной энергии, когда в межень повышаем напор, а следовательно, также мощность и годовую выработку станции. Подводное основание водоподъемной плотины называется флютбетом.

Исследования для постройки водоподъемной плотины, входящей в состав группы гидротехнических сооружений [напр., шлюз и плотина (1); шлюз, плотина, станция (2); плотина и водоприемник для ирригации (3) или утилизации водной энергии (4) и пр.], должны предшествовать постройке данной группы гидротехнических сооружений, заключая в себе следующие работы:

а) Топографические—для получения данных о рельефе местности, необходимых для назначения состава сооружений, их типа, размещения их в плане, для определения границ затопления при подпоре, а также для установления количества предстоящих работ.

б) Многолетние гидрологические—для изучения стока в данном бассейне и для выяснения бытового режима реки, включая явления донных и взвешенных наносов и льдообразования, а также способы борьбы с наносами и льдом.

в) Геологические и гидро-геологические—для выяснения рода и характера грунта, отношения грунта к воде (устойчивость грунта в воде, водопроницаемость его, влажность или растворимость его в воде и просадка при действии на него воды), проницаемости грунта для шпунтового ряда, как деревянного, так и металлического, роли грунтовых вод до и после постройки сооружений.

г) Изыскания по выяснению существующих и вновь намеченных или реально возможных условий водопользования на данной реке, а также способов и места переходов реки, как существующих, так и намеченных устройством (судоходство, лесосплав, орошение, использование водной энергии, водоснабжение и пр.).

д) Особое обследование рыбного хозяйства в отношении существующих пород рыб, их быта, зависимости последнего от гидрологических условий данного участка реки, существующего рыбного промысла и роли его в быте местного населения, выяснение влияния проектируемых сооружений на положение рыбного хозяйства, а также выработка мер, ограждающих его интересы. Эта группа исследований должна вестись с участием ихтиолога от Государственного гидрологического института.

е) Строительные изыскания — для выяснения наличия и условий добычи и транспорта к месту работ естественных строительных материалов, условий транспорта привозных материалов, условий получения и размещения рабочей силы, потребного строительного инвентаря, допускающего возведение сооружений в минимальный срок, устанавливаемый жизнью реки, условий наивыгоднейшего снабжения работ энергией при возведении сооружений.

ж) Экономические исследования должны иметь конечной своей целью выяснение роли намеченных к постройке гидротехнических сооружений в хозяйственной жизни района и страны и экономической целесообразности сооружений.

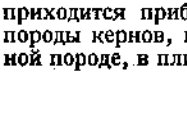
По каждому из пунктов «а» — «ж» надо произвести исследования; однако в каждом данном случае объем исследований по отдельным пунктам, в особенности по пункту «в», может быть различен; в полном объеме пункт «в» подлежит выяснению лишь для суглинков комковатой структуры, вызывающей опасения присутствия растворимых солей.

Чем дальше порода отходит от мягкой, пористой в сторону скалистой, тем сильнее меняется (внешне упрощается) объем исследований по п «в»; в этом последнем случае при значительном подпоре плотины (свыше 8—10 *м*) приходится прибегать к вращательному бурению в целях получения из породы кернов, концы которых указывают, прошла ли скважина в сплошной породе, в плитняковой скале или в породе с кавернами.

§ 2. Гидравлический расчет отверстий плотин. Распространение подпора.

При устройстве плотины на реке создается подпор, т. е. повышение горизонта воды в реке сверх бытового. Если у плотины подпор равен H, то вверх по реке он меньше и равен $h < H$.

В предварительных, ориентировочных, соображениях можно пользоваться следующей ф-лой для нахождения величины подпора h *м* в l *м* выше плотины (вверх по реке):



Черт. 1.

$$h = H - l \cdot I + \frac{p \cdot l^2}{4 \cdot H},$$

где I — бытовой уклон реки. h отсчитывается от бытового горизонта.

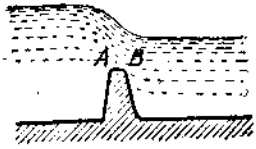
Подпор распространяется на длину, равную около $\frac{2H}{I}$. Однако при составлении проектов следует строить кривую подпора по методам гидравлики. Расход воды через водосливы и плотины нужно знать для определения размеров отверстия плотины при заданном максимальном расходе воды в рассматриваемом живом сечении (см. статью «Использование водной энергии при шлюзовании рек», черт. 9).

Водосливы различаются полные (черт. 1) и затопленные (черт. 2). В последнем случае горизонт воды нижнего бьефа лежит выше порога водослива. Если толщина AB порога водослива мала по сравнению с другими раз-

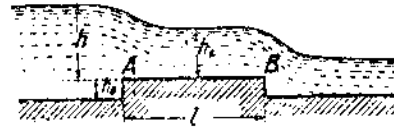
мерами, то имеем случай водослива с тонкой стенкой (черт. 1); если, наоборот, AB весьма велика, то получаем случай водослива с широким порогом (черт. 3).

Каждая плотина, порог к-рой приподнят над дном реки, образует водослив, полный или неполный (затопленный).

Водослив с широким порогом. Работами Boussinesq'a и Bazin'a доказано (рис. 3), что при движении воды устанавливается $h_1 = \frac{2}{3} \cdot h$, что отвечает максимальному расходу воды при данном горизонте перед водосливом.



Черт. 2.



Черт. 3.

Пусть b — ширина водослива. Тогда расход воды через водослив с широким порогом:

$$q = \frac{2}{3} \cdot h \cdot b \cdot \sqrt{2g \cdot \frac{h}{3}} = 0{,}385 \cdot h \cdot b \cdot \sqrt{2gh},$$

где q — в $м^3/сек.$, h и b в $м$ и $g_{(малое)} = 9{,}81\ м/сек^2$.

Опыты показали, что коэф-т 0,385 не всегда отвечает действительности, чаще он равен 0,35.

Испытания плотины Cher (à Rochebut), произведенные M. Morin («Revue, Générale d'Electricité», 23 septembre 1922), дали менее 0,33 (!).

Величина указанного коэф-та меняется в зависимости от степени шероховатости гребня водослива: более шероховатый гребень понижает расход. На это надо обращать внимание. Если ширина водослива b велика по сравнению с величиной h, а края водослива незакруглены, то следует брать не более 0,33 (черт. 3).

При весьма закругленных краях гребня (черт. 4) и при h, весьма большом по сравнению с шириной водослива b, следует брать большее значение коэф-та, напр., 0,40 и более.



Черт. 4.

Водослив с тонкой стенкой. Этот случай истечения более изучен. Ф-ла, данная Bazin'ом, основана на опытах с водосливами при $b \geq 2\ м$ и $h =$ от 5 $см$ до 60 $см$; в указанных пределах она дает ошибку не более 5%.

Bazin применяет для водослива с тонкой стенкой ту же ф-лу, что приведена выше: $q = mbh\sqrt{2gh}$, где m зависит от значения величин h и h_0, а именно:

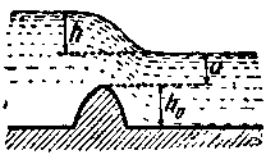
$$m = a'\left[1 + 0{,}55\left(\frac{h}{h+h_0}\right)^2\right], \quad a' = 0{,}405 + \frac{0{,}003}{h}\ \text{(черт. 1)}.$$

Для полного водослива с тонкой стенкой величина m меняется от 0,42 до 0,50. Учитывая скорость v_i воды в русле перед плотиной, получим видоизмененную ф-лу:

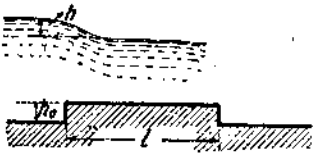
$$q = mbh\sqrt{2gh} \cdot \left(1 + \frac{h_i}{h}\right)^{\frac{3}{2}}, \text{ где } \quad h_i = \frac{v_i^2}{2g}.$$

Т. о., лишь для небольших водосливов с тонкой стенкой вполне обосновано применение ф-лы Bazin'a с его коэф-тами. В практике же приходится применять ту же ф-лу с недостаточно известной заранее степенью точности.

Неполный (затопленный) водослив. Еще менее удовлетворительно обстоит вопрос с исчислением расходов через затопленный водослив (черт. 5). Вместо того, чтобы, остановившись на единой приближенной ф-ле, отыскивать опытами коэф-ты для различных случаев, многочисленные гидравлики различных стран, занятые этими вопросами, выдвинули новые ф-лы, основанные на недостаточном числе опытов.



Черт. 5.



Черт. 6.

Большинство этих ф-л дают расходы явно неверные при $h_0 = 0$ и $a = 0$ (черт. 5). Пока приходится признать лучшей ф-лой данную Weisbach'ом (черт. 5):

$$q = q_1 + q_2;$$

$$q_1 = m_1 b \sqrt{2g}\,[(h + h_l)^{\frac{3}{2}} - h^{\frac{3}{2}}];$$

$$q_2 = m_2 \cdot b \cdot a \sqrt{2g} \cdot \sqrt{h + h_l},$$

где $h_l = \frac{v_l}{2g}$, а v_l—скорость воды в русле перед водосливом (скорость подхода).

Здесь b—ширина водослива (плотины). Часто берут для всех случаев практики $m_1 = 0{,}57$ и $m_2 = 0{,}62$. На самом деле эти коэф-ты имеют весьма различные значения в различных случаях. Т. к. опыты не позволяют установить распределения расхода на q_1 и q_2, то, следовательно, из опытов трудно вывести численные значения величин m_1 и m_2.

Если составить единую общую ф-лу с переменным коэф-том, то она не будет пригодна в предельных случаях. Надо отметить, что:

а) прежде всего при $a = 0$ и $v_l = 0$ получаем ф-лу для полного водослива; при этом $m_1 = m = 0{,}30$—$0{,}40$ для широкого гребня (см. выше) и $m_1 = m = 0{,}40$—$0{,}50$ для тонкой стенки.

б) при больших по сравнению с h_0 значениях a (черт. 5) $m_1 \cong 1$; здесь шероховатость порога менее сказывается, чем при малых по сравнению с h_0 значениях a; в этом последнем случае $m_2 = 0{,}60$; чем больше закруглены углы водослива и чем более плавно очерчен гребень, тем более m_2;

в) для плотин с очень широким гребнем и мало приподнятым над дном реки (черт. 6) $m_2 = 0{,}90$—$0{,}95$, $m_1 = 0$.

Из предыдущего видно, что выбор правильного значения величин m_1 и m_2 требует большой осторожности. Нельзя не пожелать, чтобы на эту тему сделано было исследование с выводами, позволяющими производить выбор значений m_1 и m_2 без больших ошибок.

Сведем данные в табл. 1.

Табл. 1.

	Полный водослив $a = 0$ и $a < 0$		Водослив неполный (затопленный)			
			$\frac{a}{h_0}$ колеблется от 0,10 до 2		$\frac{a}{h_0}$ очень большое	
	m_1	m_2	m_1	m_2	m_1	m_2
Водослив с тонкой стенкой	$m_1 = m = 0{,}40 - 0{,}50$ (см. ф-лу Базена.)					
С резко очерченными углами			0,50	0,60 — 0,80; с увеличением шероховатости порога m_2 приближается к 0,60		
Плотина с широким гребнем	$m_1 = m$		—	—	—	—
Гребень плоский с незакругленными углами	0,30 — 0,385		0,40 — 0,45	0,60 — 0,80	0	$m_2 = 0{,}90$
То же, но с немного закругленными углами	0,40		0,42 — 0,47	0,60 — 0,80	0,10	При очень больших пролетах плотин междубычками
Гребень плоский с весьма округленными углами	0,45		0,45 — 0,50	0,60 — 0,80	0,20	$m_2 = 0{,}95$

§ 3. Основные факторы, определяющие размеры элементов флютбета плотины.

Таковыми факторами являются: а) движение воды под флютбетом; б) движение воды над флютбетом; в) статическая устойчивость и прочность флютбета; г) тип затвора плотины и порядок маневрирования им; д) моменты, вносимые производством работ.

Окончательный рациональный вид конструкция может принять лишь после учета всех приведенных факторов.

Движение воды под флютбетом интересует инженера с точки зрения величины скорости фильтрующей воды, степени опасности ее для грунтов основания в отношении их вымывания из-под флютбета, величины подземного расхода фильтрационной воды и величины взвешивающего давления фильтрационных вод на флютбет по длине последнего.

Скорость фильтрующей воды $v = k \cdot \left(\frac{H}{L}\right)^n = k \cdot i^n$, где H—подпор плотины и L—длина водонепроницаемой части флютбета,

В виду того, что показатель степени n практически установить в данных условиях трудно, ныне руководствуются практическими придержками при назначении величины L; к тому же и опасные скорости фильтрации надо было бы брать не только по грунту, но и по условиям его залегания под флютбетом (плотность, рыхлость и пр.). Дарси эмпирически установил (правда, лишь при движении воды в вертикальных трубках с фильтрованным песком), что для песков с диаметром частиц от 0,10 до 3 *мм* можно принять $v = k \cdot i$, т. е. n равно здесь единице. При диаметре песчинок более 3 *мм* скорость v постепенно переходит к величине $v = k\sqrt{i}$, т. е. здесь $n = \frac{1}{2}$.

Диаметр песчинок имеется в виду «действующий», т. е. такой диаметр, меньше к-рого в грунте имеется частиц 10%.

Дополнительное условие применения ф-лы Дарси: модуль грануляции не должен быть более 5.

Для той же крупности песка (от 0,10 до 3 *мм*) инж. Hazen дает видоизмененную ф-лу, учитывающую величину действующего диаметра и темп-ру:

$$v = c \cdot d^2 \cdot i\,(0{,}70 + 0{,}03\,t),$$

где: v—скорость движения грунтовой воды в *м* в сутки, d—действующий диаметр зерен в *мм* по Hazen'у, $i = \frac{H}{L}$, t—темп-ра воды в °С, $c = 400 \div 1\,200$ для различных песков, при чем $c = 400$ для «старого и грязного песка».

Для глины, сцементированного гравия, земли и др. грунтов Hazen просит не применять его ф-лу; по Hazen'у ошибка в выборе величины d может обесценить ф-лу. Впрочем, при выборе величины c можно допустить также большую ошибку, не имея никаких деловых указаний Hazen'а. При $t = 10°$ и $cd^2 = p$ имеем $v = p \cdot i$, т. е. ф-лу Дарси, для к-рой уместны все изложенные замечания Hazen'а.

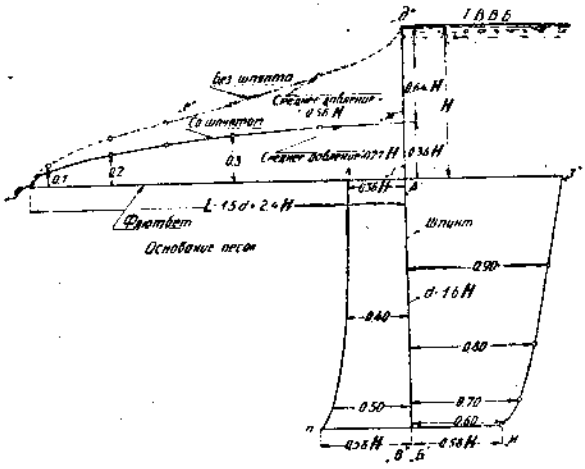
Т. о., в данное время мы не можем найти заведомо обоснованных величин скоростей фильтрующей воды во всех случаях; не имеем пока также вполне обоснованных величин опасных скоростей для различных грунтов, находящихся в состоянии различной компактности. Величину фильтрационного расхода по приведенным данным также нельзя обоснованно установить: возможна весьма грубая ошибка (см. выше).

Т. к. на практике величина фильтрационного расхода приобретает интерес лишь при крупном песке, гравии и гальке под флютбетом, то таблица скоростей фильтрации (табл. 2), полученная по данным опытов с подобными грунтами (Massachusetts Statt of Board of Health, 1892 г.), представляет практический интерес (скорости указаны в *м* в сутки). Порозность грунтов при опытах равна 40%.

Табл. 2. Скорости фильтрации.

Уклон	Действующий диаметр в *мм*										Примечания
	3	5	8	10	15	20	25	30	35	40	
0,0005	8,40	24,6	49,2	73,8	123	196,8	270,6	369	492	615	Скорости меняются от 0,097 *мм/сек.* до 40 *мм/сек.* или от 8,4 *м*/сутки до 3 540 *м*/сутки
0,001	17,10	51,6	100,5	141,5	246	363	504	675	909	1 107	
0,002	34,50	98,4	191,7	270,6	465	675	909	1 179	1 449	1 746	
0,004	66,3	189,3	369	510	861	1 179	1 500	1 818	2 139	2 460	
0,006	100,8	275,4	507	675	1 107	1 524	1 917	2 286	2 679	3 030	
0,008	132,9	348	618	834	1 302	1 770	2 214	2 679	3 120	3 540	
0,01	164,7	423	738	945	1 500	2 040	2 532	3 000	3 450		

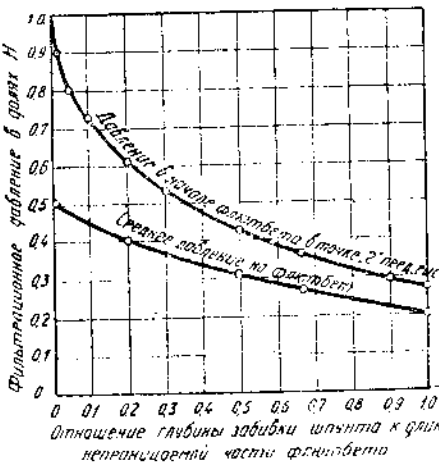
Самая величина взвешивающего давления под флютбетом плотины в данное время не м. б. во всех случаях найдена вполне обоснованно, так как



Черт. 7.

гидродинамика, используя математику, наталкивается на пока непреодолимые в математике затруднения для целого ряда случаев (напр., при трех шпунтах).

Лишь теоретику проф. Вольфу удалось дать законченные выводы для случая бесшпунтового флютбета (грунт не допускает забивки шпунта) и для случая одного верхового шпунта (крупнопесчаный грунт, гравелистый и пр., когда нет нужды заключать основание в коробку, огражденную шпунтами, из опасения вымывания грунта из-под флютбета). Эти выводы проф Вольфа (черт. 7 и 8), полностью подтвердившиеся показаниями приборов, заложенных при постройке плотины Шерман Айленд подпором $H = 15$ м, ныне используются в современной американской проектной практике.



Черт. 8.

В случае мелкопесчаных или песчано-илистых грунтов представляется необходимым иметь низовой шпунт; целесообразно и здесь пользоваться черт. 7 и 8, увеличив взвешивающее давление воды на 20 и 25% лишь при поверке устойчивости сооружения на скольжение в нижний бьеф.

Потребный минимальный путь фильтрации L берем по след. таблице, пригодной лишь при условии наличия не менее 50% вертикальных путей фильтрации, сильнее погашающих напор, нежели горизонтальные пути фильтрации (меньшая роль вертикальных путей—дефективное решение):

	Длина L в ф-ии подпора H	
1. Песчано-илистый грунт или мелкопесчаный	$12 \cdot H$	При невозможности забить шпунт надо применить верховой и низовой бетонные зубья глубиной соответственно не менее $\frac{3}{4}H$ и H.
2. Крупный песок	$8 \cdot H$	
3. Плотный песчано-глинистый грунт	$7 \cdot H$	
4. Плотный щебенисто-глинистый грунт, трудно разрабатываемый лопатой и не допускающий забивки шпунта	$6 \cdot H$	
5. Галечник с валунами	$5 \cdot H$	

Для понимания происходящих явлений надо помнить, что:

а) верховой шпунтовый ряд резко погашает величину взвешивающего давления;



Черт. 9.

б) низовой шпунтовый ряд уменьшает расход фильтрационных вод под флютбетом, но зато повышает взвешивающее давление воды в основании.

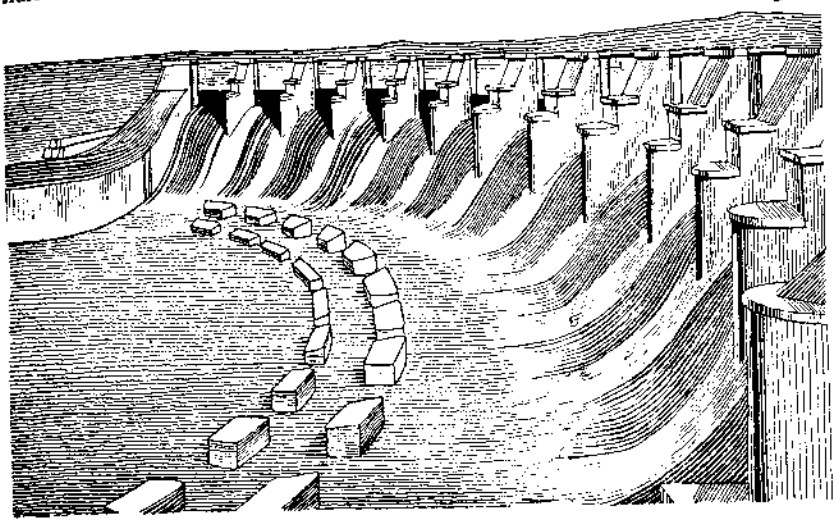


Черт. 10.

Следовательно, глубокий низовой зуб особо уместен при галечно-гравелистых грунтах, когда при коротком флютбете $[L = (5—6) \cdot H]$ имеем большой расход воды в сильно пористом грунте.

При разбивке длины водонепроницаемой части флютбета на понур не следует брать более $1{,}5H$, т. к. при отсутствии удовлетворительных конструктивных форм сопряжения понура с водобоем возможно выключение понура из работы, и скорость фильтрационных вод возрастает вследствие увеличения пьезометрического уклона i. В результате с течением времени может произойти вымывание грунта из-под флютбета при неосторожно большой (в %-м отношении) длине водонепроницаемого понура. Глубина верхового шпунтового ряда не должна быть меньше H.

Движение воды над флютбетом интересует инженера с точки зрения потребной длины водобоя и укрепленной рисбермы, кои д. б. достаточны для перехода скоростей течения воды до размеров бытовых в пределах нашего сооружения, что обеспечивает отсутствие размыва ниже пло-



Черт. 11.

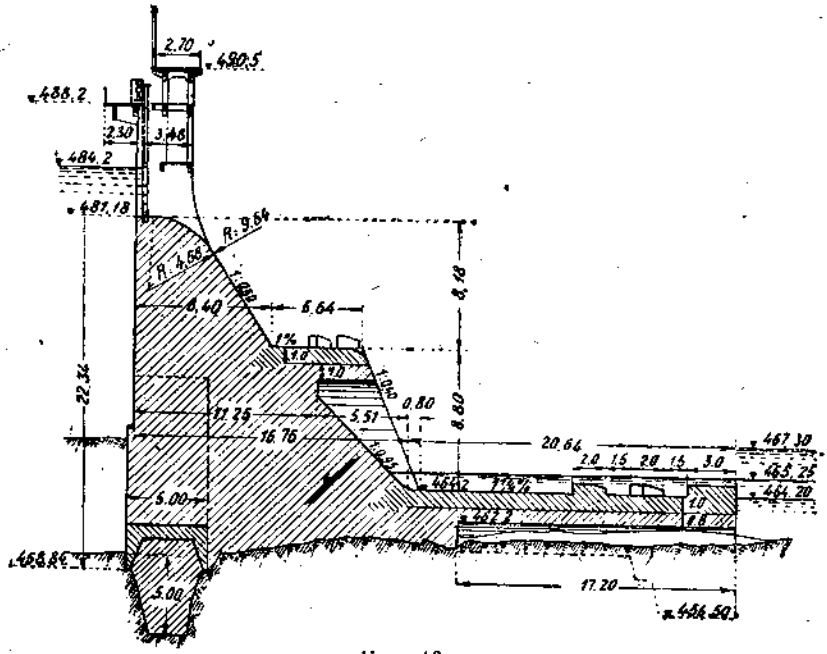
тины. Водяная подушка—обычно лучшее решение при малых подпорах, потребных при шлюзовании рек.

Толщина подушки в $^1/_5$ высоты падения воды при длине подушки, равной семи толщинам переливающегося слоя воды, нередко дает правильное решение, к-рое однако д. б. проверено в лаборатории.

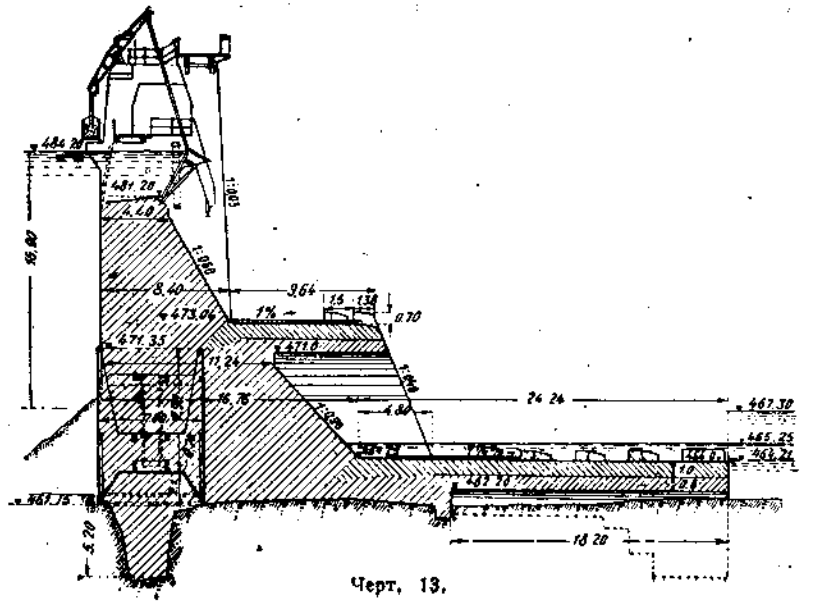
Стремление сократить длину водобоя привело к изобретению гасителей энергии падающей воды, напр., зубья Ребока (черт. 9 и 10) или американские шашки (черт. 11), примененные при постройке плотин Гатунской и Мюлеберг (черт. 12 и 13). В последнем случае шашки расположены в два яруса. Эти гасители всякий раз проверяются в лаборатории: теория отстает в этом вопросе, как и в прочих главнейших вопросах, связанных с устройством флютбетов на сыпучих и пластичных грунтах.

Особенное распространение получили гасители Ребока, что видно из табл. 3, где указан расход воды на 1 *п. м* флютбета, играющий не малую роль при гашении энергии падающей воды.

В судоходных (т. е. полноразборчатых) плотинах подпором до 4—5 *м* длину водобоя берут обычно от $3{,}5H$ до $4H$ в случае сыпучих или пластичных грунтов.



Черт. 12.



Черт. 13.

Табл. 3. Данные о выстроенных гасителях Ребока.

Река, название сооружения, высота подпора h над порогом	Год постройки	q макс. $м^3/сек.$	Длина L гасителя в $м$	$q' = \frac{q}{L}$ $м^3/сек.$
А. В Германии				
Alle: Kraftwerk Friedland Entlastungsanlage, $h = 14{,}25$ м (ostpreusenwerk A—O)	1923	400	43,0	9,3
Alle: Wehr Kraftwerk Gross-Wohnsdorff	1923	400	35,0	11,4
Altmühl: Wehranlage Krafzmühle	1928	60	15,8	4,0
Altmühl: Wehranlage Aumühle	1928	60	18,0	3,3
Altmühl: Wehranlage Walting	1928	60	11,0	5,4
Altmühl: Wehranlage Wasserwerk Eichstadt, $h = 3{,}44$ м	1928	60	12,0	5,0
Altmühl: Wehranlage Solnhofen	1928—29	60	8,0	7,5
Elbe — Kraftkanal: Dampf-Kraftwerk Schulau b. Altona	1927	6	25,5	1,2
Elster: weisse: Wehr der Regulierung bei Oisnitz	1928	215	24,0	9,0
Hundsbach: Wehr des Murgwerkes, $h = 4{,}3$ м	1926	35	10,7	3,4
Kallbach: Flusswehr, $h = 6{,}7$ м	1926	33	12,7	2,6
Neumühl: Wehranlage	1929	240	31,2	7,7
Oder: Entwässerungsschbusen Crieort	1928	150	49,6	3,0
Oder: Entwasserungsschbusen «Schneller Graben»	1928	150	56,0	2,7
Oder: Mehrere Entwässerungsschleusen in den Oderdeichen	1929	—	179,1	—
Rednitz: Bughofer Wehr b. Bamberg	1930	250	25,4	9,9
Rench: Flutkanal mit Stausschleuse	1925	25	8,0	3,1
Rench: Wehranlage	1927	30	8,0	3,7
Rench: Hochwasser — Entlastungskanal	1927	40	34,0	1,2
Rhein: Schützenwehr mit 4 Öffnungen, $h = 14{,}0$ м (Ryburg-Schwörstadt A. — O)	1927—29	5 500	96,0	57,3
Rur: 2 Stauschwellen bei Düren, $h = 0{,}3$ м	1928	270	40,0	6,8
Tauber: Wehr bei Reicholzheim	1925	120	17,5	6,9
Tauber: Wehranlage bei Wertheim	1928	120	20,0	6,0
Wolnzach: Wehranlage der Wolnzach Regulierung	1928	—	7,5	—
Б. В Европе (кроме Германии)				
Bistritz (Rümänien): Wehranlage	1929	100	17,1	5,8
Drance (Schuriz): Wehr bei Tionnay, Stahlgusszahnschwelle, $h = 2{,}55$ м	1928	70	16,8	4,2
Görtschitzbech (Österreich): Wehranlage bei Kirtschdorf	1929	60	10,5	5,7
Isere (Frankreich): Wehr bei Pisangon, Stahlgusszanschwelle $h = 15{,}25$ м	1928	1 500	90,0	16,9
Laibach (Jugoslavien): Wehr Fuzine	1930	300	18,0	16,7
Liri bei Rom (Italien): Wehranlage Fontapa Liri. Eisenbetonzahnschwelle; $h = 10{,}5$ м	1926	425	28,0	15,2
Ljubljana (Jugoslavien): Maas (Niederlande): Shützenwehr mit 4 Öffnungen	1926—28	800	99,0	8,1
Pescara (Italien): Wehranlage mit 2 Zahnschwellen	1929	925	а) 53,0 б) 43,0	17,4 21,5
Segre (Spanien): Wehranlage San Lorenzo im Ebrogebiet; $h = 19{,}5$ м	1930	2 800	110,0	25,4
Siguer (Frankr.): Usine Sabort im Garonne-Gebiet	1930	—	13,0	—

Табл. 3. (*Продолжение.*)

Река, название сооружения, высота подпора h над порогом	Год постройки	g макс. $м^3/сек.$	Длина L гасителя в $м$	$q' = \frac{q}{L}$ $м^3/сек.$
Tulln grosse (Österreich): Wehr bei Asperhofen, $h = 4{,}10$ $м$	1928	125	28,0	4,4
Vienne (Frankreich): Wehranlage Saint Marc, $h = 36{,}0$ $м$	1930	175	23,5 7,5	7,5
В. Вне Европы				
Djragoeng (Iava): Wasserfassung . . .	1930	—	33,0	—
Iordan (Palästina): Iordan-Kraftwerk I.	1930	100	36,0	2,8
Kali Serang (Niederl. Indien): Wehranlage	1927	—	—	—
Kali Woelan (Niederl. Indien): Wehrahlage	1929	—	—	—
Piura (Peru): Mehrere kbine Stauwerke	1927	—	—	—
Weber-River (U. S. A.): Weber-Peous Diversion Canal bei Saltlake (Utah)	1930	350	49,5	7,0

Статический расчет устойчивости и прочности флютбета должен прежде всего иметь в виду поверку на скольжение в нижний бьеф, а также нахождение величин напряжения в грунте под флютбетом для сравнения их с допускаемыми. Если назвать E горизонтальную сдвигающую силу в $т$, а Q—вертикальное давление на основание в $т$, то для хорошей скалы можно взять $\frac{E}{Q} \geqslant 0{,}80$, для удовлетворительной скалы $\frac{E}{Q} \geqslant 0{,}70$, для плохой, но зацементированной скалы $\frac{E}{Q} \geqslant 0{,}60$, для галечно-гравелистого грунта $\frac{E}{Q} \geqslant 0{,}45$, для крупнопесчаного грунта 0,40, для мелкопесчаного и илистопесчаного при свайном основании 0,30—0,35. Для глины, пропитанной водой $\frac{E}{Q}$ падает до 0,2.

Эта величина $\frac{E}{Q}$ обозначает коэф-т трения в основании при коэф-те устойчивости, условно принятом за единицу $\left(\frac{E}{Q}\right.$—sliding factor, фактор скольжения$\left.\right)$.

При устройстве свайного основания число свай определится возможностью их забивки в данный грунт (расстояние между центрами свай равно от $2{,}5d$ до $3d$, где d—диам. сваи).

При слабом грунте глубину верхового шпунтового ряда целесообразно брать несколько больше H, но никак не меньше H. Низовой шпунтовый ряд заведомо обязателен при слабом грунте. В этом случае этот последний шпунт не должен быть значительно короче верхового шпунта.

Тип затвора и порядок маневрирования затворов могут задать длину водобоя, напр., в случае плотины Шаноана, управляемой с мостика, или плотины бертреп, где длина водобоя определяется размерами затворов и наличием служебного мостика при щитах Шаноана.

Моменты, вносимые производством работ:

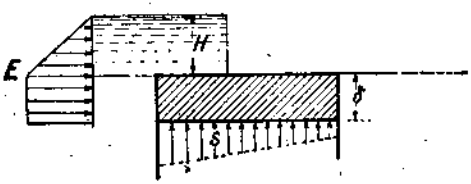
а) Не в каждый грунт можно забить сваю на потребную глубину; деревянный шпунт толщиной 18 $см$ можно удовлетворительно забить на глубину не свыше 5 $м$ в крупный песок; не свыше 6 $м$ в песок средний и мелкий, не свыше 9 $м$ в мягкий глинистый грунт, не свыше 8 $м$ в песчано-глинистый грунт. С этими данными приходится считаться при назначении глубины шпунтового ряда. Металлический шпунт при отсутствии гальки и

Табл. 4. Основные факторы, определяющие размеры элементов флютбета на сыпучем грунте.

Движение воды под флютбетом	Движение воды над флютбетом	Прочность и устойчивость флютбета	Производство работ
Что останавливает на себе внимание? 1) Скорость течения воды под флютбетом и опасность размыва грунта под ним. 2) Взвешивающее давление воды на флютбет. 3) Расход воды под флютбетом.	**Чего опасаться?** 1) Размыв ложа реки при недостаточной длине рисбермы. 2) Отогнанный прыжок и его последствия (огромные скорости воды и размыв укрепл., понижение устойчивости на скольжение).	**На что здесь обратить внимание?** 1) Поверка на сдвиг с f=0,25—0,40, т. е. при $\frac{E}{Q}$ = 0,30—0,45. 2) Боковой изгиб свай при слабых грунтах.	**Что нового вносит этот фактор?** 1) Шпунт может оказаться щелистым. 2) Под флютбетом могут быть пустоты, вызванные поверхностным водоотливом при бетонировании. 3) Глубина шпунта хорошего качества д. б. установлена по грунту, а не по желанию.
Чего придерживаться? 1) Надо помнить, что низовой зуб (шпунт) повышает взвешивающее давление на флютбет, зато уменьшает расход воды под флютбетом, увеличивает устойчивость сооружения на сдвиг в нижний бьеф, часто устраняет надобность в рисберме; применение (наиболее частое) при галечно-гравелистом грунте. 2) При песках, песчано-глинистом грунте и пр. центр внимания д. б. в глубине и качестве верхового шпунта (не менее H— величины подпора); при этом длина пути фильтрации д. б. равна от $8H$ до $12H$, при условии, что на шпунты идет не менее 50% длины пути; при галечно-глинистом грунта—$4H$. 3) Величину взвешивающего давления можно брать по Вольфу с надбавкой к макс. давлению под флютбетом 25 % и с принятием этого давления подо всей подошвой. 4) на понур брать не более $1{,}5H$. 5) Расход опасен лишь при рыхлых галечно-гравелистых грунтах, цементир. лишь песком.	**Как учитывать этот фактор?** Водобой должен быть порядка $4H$ при подпоре $H \leqslant 4$—5 *м*; при больших подпорах нужен гидравлический расчет с поверкой в лаборатории; зубья Ребока—хорошие гасители, резко уменьшающие длину водобоя. Предварительный расчет возможен, исходя из объема цилиндра воды, вращающегося обратно течению.	**На что обратить внимание?** При свайном основании (мелкий песок + песок средней крупности) лучше отказаться от учета среза свай, а перейти к учету бокового изгиба свай, приняв до 1 *м* на сваю d = 32 *см* при глубине забивки 9 *м* и глубине 4—5 *м*, не брать более. Особенное внимание д. б. обращено на боковой изгиб свай в деревянных плотинах, где прогиб вызывает расстройство конструкций, при этом трение по грунту учесть при f = 0,17, остальное передать на сваи. Расстояние между сваями, по качеству грунта,—от $2{,}5d$ до $3{,}5d$.	**Что надо помнить при производстве работ?** Верховой шпунт должен быть забит особо тщательно. Глубины забивки должны быть взяты реальные с учетом также материала шпунта. Низовой шпунт особенно необходим при свайном основании; забивка обоих шпунтов должна предшествовать забивке свай, что диктуется необходимостью уплотнения грунта в коробке, образованной шпунтами.

валунов можно удовлетворительно забить на глубину 20—25 *м*. Коль скоро верховой шпунт должен быть забит на величину подпора (минимум), то приведенные данные приобретают большой интерес.

Из предыдущего видно, что на сыпучих и пластичных грунтах можно устраивать плотины подпором не свыше 20—22 *м*, при чем при деревянном шпунте предел резко понижается. В данное время наибольший подпор ($H = 15{,}15$ *м*) достигнут в плотине Шерман Айленд на валунно-галечном грунте, ниже к-рого залегает песок на громадную толщу. В этой плотине сдвоенный верховой шпунт забит на глубину 15 *м*, т. е. на величину подпора, что надо строго выполнять всюду (см. выше).



Черт. 14.

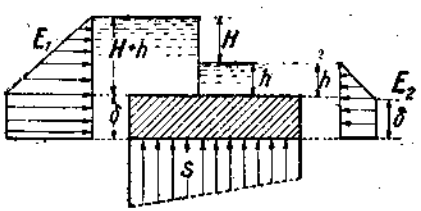
Необходимость иметь небольшую нагрузку на 1 $см^2$ грунта основания вынуждает при значительных подпорах переходить к железобетонной плотине с широким основанием.

Лишь по учете всех указанных выше факторов флютбет плотины примет рациональные размеры, необходимые и достаточные с точки зрения упомянутых факторов.

Остается отметить, что при слабом грунте в основании особенно опасно вакуумное очертание водослива, как порождающее вибрацию и новую сдвигающую силу в дополнение к горизонтальному давлению воды. Следовательно, при слабом грунте нужно строго обеспечить безвакуумный профиль водослива бетонной или железобетонной плотины, приняв профиль по проф. Н. П. Пузыревскому, **но не по Крегеру**: последний профиль иногда дает частичный вакуум, что установлено Свирьстроем (см. Н. И. **Анисимов**, Водоподъемные плотины, изд. 1931 г.).

Изложенное выше в главнейшем сведено в табл. 4. При наличии гасителя размеры рисбермы определяются в лаборатории.

При подпорах до 4 *м*, когда обычно имеем дело на водных путях с полноразборчатыми плотинами, освобождающими реку до дна и имеющими на пороге судоходную глубину, рисберма из сухой кладки, уложенной по легким фашинам или хворостяной выстилке, достаточна при длине ее, равной 6—7 подпорам.



Черт. 15.

В заключение приведем расчетные схемы с указанием главнейших сил, определяющих устойчивость сооружения на скольжение в нижний бьеф при поднятом подпоре (черт. 14 и 15).

Отсутствие горизонта воды в нижнем бьефе определяет сдвигающую силу E, по величине равную в m не более $E = \frac{H^2}{2} + H\delta$, где δ—толщина флютбета и H—подпор.

Искомое $\frac{E}{Q} = \frac{E}{P - S}$, где P—вес флютбета и воды на нем и S—взвешивающее давление воды под флютбетом.

При наличии воды в нижнем бьефе расчетная схема видоизменится за счет изменения эпюры S, а также за счет изменения величины горизонтальной силы, давящей на флютбет со стороны нижнего бьефа.

Со стороны верхнего бьефа давит сила:

$$E_1 = \frac{1}{2}(H+h)^2 + (H+h)\delta;$$

со стороны нижнего бьефа давит сила:

$$E_2 = \frac{h^2}{2} + h \cdot \delta$$

где h—глубина воды на водобое в нижнем бьефе.

Сдвигающая сила E равна:

$$\frac{(H+h)^2}{2} + (H+h)\cdot\delta - \frac{h^2}{2} - h\cdot\delta = \frac{H^2}{2} + Hh + \frac{h^2}{2} + H\delta + h\delta - \frac{h^2}{2} - h\delta =$$
$$= \frac{H^2}{2} + Hh + H\delta = \frac{H^2}{2} + H(h+\delta).$$

Эпюра силы S заметно возрастает (черт. 15).

§ 4. Водосливные плотины.

Водосливные плотины рассчитываются при следующих комбинациях сил:

а) в межень при максимальном подпоре;

б) в паводок при максимальном взвешивающем давлении;

в) при наполнении водохранилища, когда в нижнем бьефе может установиться минимальный горизонт при максимальном горизонте воды верхнего бьефа.

При большой высоте плотины, устроенной на скале, или в случае сыпучих или пластичных грунтов основания (малая величина $\frac{E}{Q}$, см. выше) приобретает большой интерес безвакуумный профиль низовой грани водослива, нужный во избежание появления новой силы, сдвигающей сооружение в нижний бьеф (вакуум под ниспадающей струей).

Безвакуумное очертание низовой грани водослива дано проф. Н. П. Пузыревским в 1928 г. (распространенный способ Крегера не избавляет от вакуума, как это установлено в 1930—1931 гг. Свирьстроем; о том, что способ Крегера не гарантирует отсутствия вакуума, проф. Пузыревский печатно сообщал еще в 1928 г. (см. Казанская, Водосливные плотины, 1928 г.).

Для построения очертания внутренней поверхности струи, найденного по методу проф. Н. П. Пузыревского, надо данные нижеприведенной таблицы умножить на $+\frac{h_{гр.}}{0{,}888}$, где $h_{гр.}$—толщина слоя переливающейся струи в $м$.

Начало координат—в верхней точке вертикальной напорной грани водослива (при $x=0$, $y=0$).

x	0,1014	0,200	0,300	0,400	0,500	0,600	0,700	0,800	0,900
y	0,0850	−0,109	−0,113	−0,105	−0,085	−0,052	0,00	0,050	0,115
x	0,1028	1,100	1,200	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800
y	0,2050	0,292	0,389	0,490	0,607	0,710	0,830	0,960	1,098
x	2,0000	2,100	2,200	2,300	2,400	2,500	2,600	2,700	2,800
y	1,3800	1,535	1,700	1,880	2,065	2,262	2,465	2,670	2,895
x	2,9000	3,000	3,100	3,200	3,300	3,400	—	—	—
y	3,1050	3,365	3,600	3,858	4,120	4,900	—	—	—

Для наружной поверхности имеем таблицу:

x	0,1014	0,200	0,300	0,400	0,500	0,600	0,700	0,800	0,900
y	—0,8260	—0,795	—0,768	—0,728	—0,689	—0,640	—0,581	—0,525	—0,455
x	1,0280	1,100	1,200	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800
y	—0,3550	—0,300	—0,205	—0,105	0,050	0,130	0,260	0,390	0,530
x	2,0000	2,100	2,200	2,300	2,400	2,500	2,600	2,700	2,800
y	0,8280	0,990	1,148	1,320	1,510	1,705	1,915	2,125	2,335
x	2,9000	3,000	3,100	3,200	3,300	3,400	—	—	—
y	2,5450	2,790	3,030	3,295	3,572	3,840	—	—	—

При $x=0$ $y=-0,851$.

Вибрация плотины при наличии вакуума и новая горизонтальная сила (вакуум) особенно опасны в плотинах на свайном основании или на глине, т. к. в обоих этих случаях особо затруднительно погасить горизонтальную силу давления воды, всякое же новое ухудшение устойчивости сооружения на скольжение является здесь крайне неблагоприятным обстоятельством.

Большая высота плотины является обстоятельством, усиливающим вакуум, что может быть опасно и при скалистом основании, когда $\frac{E}{Q}$ принимаем для бетонных плотин от 0,6 до 0,8, смотря по качеству скалы.

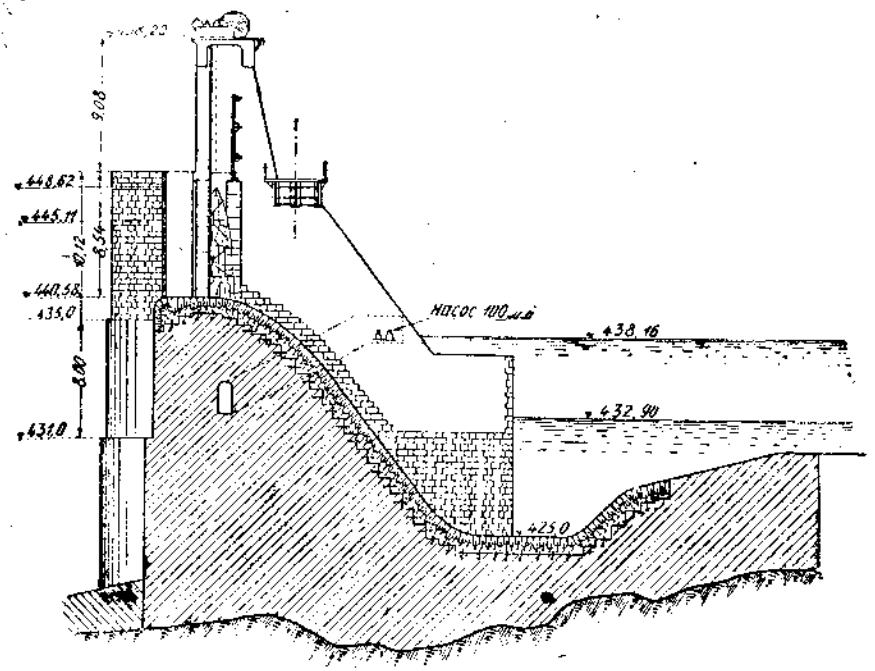
След., для плотин, устраиваемых на хорошем скалистом грунте, когда $\frac{E}{Q}=$ $=0,75$—$0,8$, что приобретается путем ослабления профиля плотины, нет нужды резко усилять профиль для получения безвакуумного очертания, если подпор не превышает 25—30 *м*; лучше пойти на более солидную врезку плотины в скалистое основание и на повышение величины $\frac{E}{Q}$, сохранив более экономный профиль плотины.

В задачу инженера входит найти наиболее удачную комбинацию средств для удержания подпора, сброса с гребня воды и погашения энергии падающей воды на кратчайшем участке, что диктуется доводами экономии. Охватывая вопрос в целом, можно притти к удачному решению (см. черт. 12 и 13, где изображена водосливная плотина Мюлеберг с шашками-гасителями, поставленными в два яруса).

Удачное решение вопроса имеем в Земо-Авчальской плотине (черт. 16), отличающейся коротким флютбетом при удовлетворительно работающей водяной подушке-гасителе. Применение шашек-гасителей имеет значительную давность. Так, черт. 11 изображает Гатунскую плотину с шашками, поставленными в два ряда в шахмат. Шашки обычно сильно армируются и скрепляются арматурой с флютбетом. Бетонные водосливы устраиваются на скалистом основании с применением перемычек (черт. 16) или кессонов (черт. 12 и 13) и на плотном материке (черт. 17 изображает плотину в Авиньоне на р. Драк, благополучно работающую 32-й год и устроенную на весьма плотном гравие, сцементированном песком, отличающемся малой водопроницаемостью); на таком же грунте, глубоко залегающем и требующем применения опускных колодцев (черт. 18 и 19); при весьма малом подпоре—на всевозможных пластичных и сыпучих грунтах (черт. 20). При подпоре в 10,5 *м* предназначена работать Свирьская плотина, где в основание принят коэф-т трения по подошве $f=0,2$ (глина мокрая).

Плотина Корпус Кристи (САСШ, Texas) подпором 12,50 *м* (черт. 21), законченная постройкой в 1930 г., выстроена на следующем основании: 3 *м* слой ила, далее 9 *м* песка с гравием и линзами глины, ниже—плотная глина на неопределенно большую глубину.

Водослив в расчетный паводок имеет толщину переливающегося слоя 6,65 *м*. Сооружение выстроено на свайном основании (сваи забиты до глины) при расстоянии между центрами свай от 2,5 до 3 диам. свай (в верховой части 2,5, в хвосте—3). Верховой шпунтовый ряд имеет глубину 9 *м*, низовой—от 4,80 до 9 *м*. Каждая шпунтовая свая весит 53 *кг/п. м*. Смелый прием—устройство дренажных труб $d = 20$ *см*, отводящих фильтрационную воду



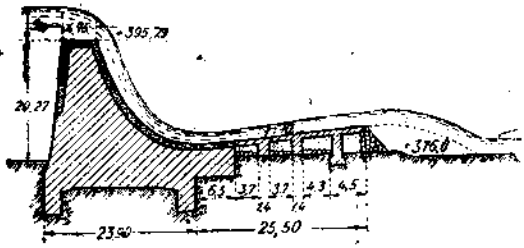
Черт. 16.

в нижний бьеф. Расстояние между трубами—30 *м*. Расчетный расход на водосливе принят в 3 раза больше зарегистрированного. В конце 1930 г. разрушилась земляная дамба, сопрягающая водослив с берегом. Разрушение началось в месте сопряжения.

Обделка поверхностей и цементация скалистого основания происходят во всем в соответствии с изложенным в «Водохранилищных плотинах». Вопрос о взвешивающем давлении в основании каменных водосливных плотин см. там же.

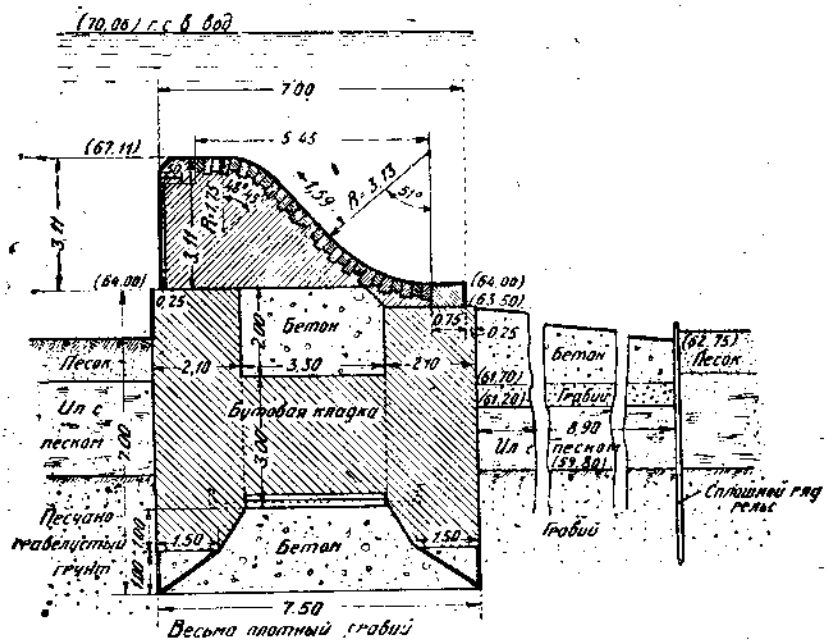
При необходимости иметь водосливную плотину значительного подпора на сыпучем или пластичном грунте единственное решение дает железобетонная конструкция, позволяющая получить широкую подошву основания при относительно малом весе сооружения.

Весьма благоприятно при этом наличие гальки и валунов в поверхностных породах, что обеспечивает большую устойчивость сооружения на скольжение и не препятствует производству свайных работ (толщина указанного слоя 1,5—3 *м*). Наличие такого обстоятельства позволило построить плотину Шерман Айленд подпором $H = 15$ *м*. Песок в основании дал возможность построить плотину Висконсин подпором до 10 *м*. Для устойчивости сооружения на скольжение здесь забиты



Черт. 17.

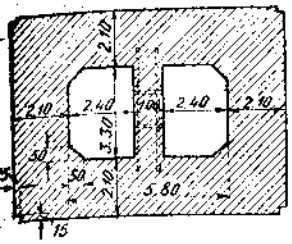
сваи под каждый контрфорс; в тех же целях, а также для защиты сооружения от подмыва поставлен глубокий ряж; с напорной стороны забит шпунтовый ряд на глубину 15 $м = \sim 1{,}7 \cdot H$; низовой шпунтовый ряд забит на глубину H.



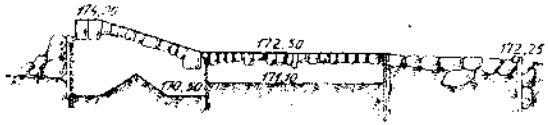
Черт. 18.

Впереди сооружения устроен глинисто-гравелистый понур. Плотина Висконсин—отличный пример плотины на песке. В 1931 г. Волгострой был поставлен в необходимость дать решение для случая мелкого песка при подпоре не менее 17 *м*.

Проф. Н. Анисимовым даны указания, по к-рым составлена схема профиля («Гидротехническое строительство» № 2, 1931 г.) по следующим принципам: сплошная железобетонная плита, опирающаяся на сваи, забитые подо всей плитой; горизонтальная нагрузка на сваю не более 1 *т*; глубина верхового шпунта не менее 20 *м* (не менее подпора *H*), низового—немного короче; длина вертикальных

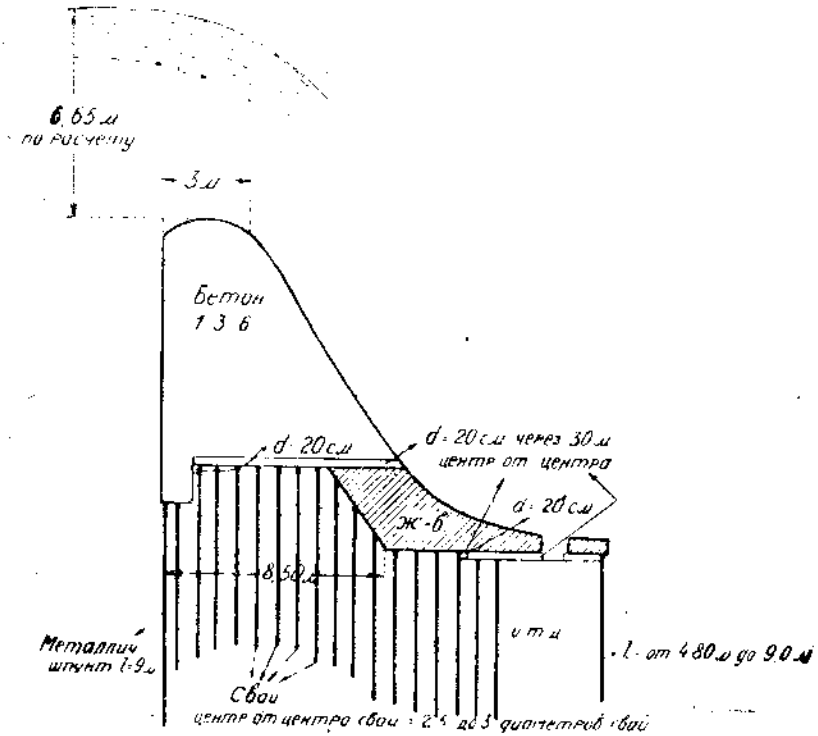


Черт. 19



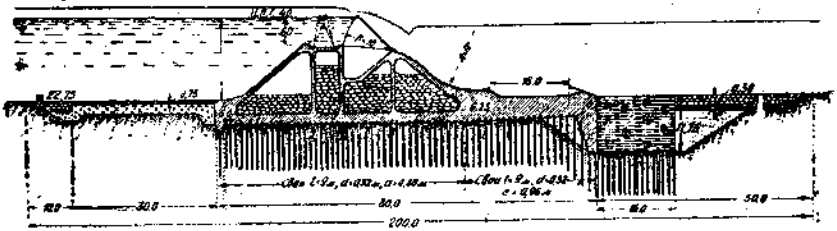
Черт. 20

путей фильтрации не менее 50% всего потребного пути фильтрации, равного 12*H*; понадобился срединный шпунт; плотина упирается в глубокий ряж, служащий упором и одновременно защитой от подмыва (черт. 22).



Черт. 21.

Эта схема подлежит обсуждению с участием крупнейших инженеров САСШ, единственно имеющих практический опыт в условиях не идентичных, но все же отчасти сходных. (Конструктивные вопросы по бетонным и железобетонным плотинам см. в «Водохранилищных плотинах»).



Черт. 22.

В заключение укажем, что рациональный угол α наклона к горизонту напорной плиты ж.-б. плотины находят из условия устойчивости на скольжение.

§ 5. Судоходные плотины.

Использование конструкций плотин, полностью освобождающих живое сечение реки в высокие воды и не создающих в реке нового переката в виде флютбета плотины, дает огромные выгоды судоходству, когда суда в высокие воды свободно идут по реке, минуя шлюз. При подпорах до 3,50 *м* хорошо проверены плотины Поаре (наибольшая дешевизна) и Шаноана (дешевизна, несколько дороже Поаре; быстрота открытия отверстия, высота щитов до 5,75 *м*). При больших подпорах в САСШ применяют бертреп (есть примеры до $H = 5{,}15$ *м*), а при подпорах до 6 *м* обычна мостовая плотина. Последняя устраивается и при меньших подпорах при галечных наносах, препятствующих применению более дешевых конструкций (Поаре, Шаноана) или при наличии потребности езды по плотине. В САСШ считают, что бертреп в два с лишним раза дороже Поаре; зато она обеспечивает наиболее легкое, безопасное и быстрое маневрирование, чем какая-либо другая судоходная плотина, что является безоговорочно твердо установленным по данным богатой практики эксплоатации плотин на водных путях САСШ. В целях удешевления плотины обычно одновременное применение Шаноана и бертреп.

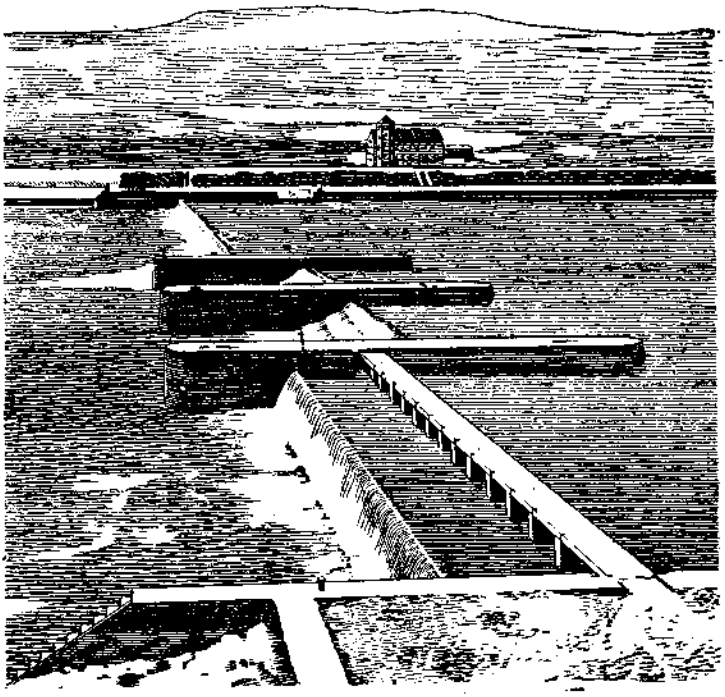
Черт. 23 изображает шлюз и плотину № 11 на р. Огайо: два бертрепа расположены в средине, Шаноан со служебным мостом у левого берега (служебный мост теперь уже больше не применяется в САСШ из-за дороговизны, а происходит маневрирование с судна), судоходное отверстие (с пониженным порогом) и шлюз у правого берега; там же видно судно для обслуживания отверстия со щитами Шаноана (р. Огайо имеет максимальную амплитуду—колебания горизонта воды 16 *м* в устье и 22 *м* в среднем течении).

Плотина № 52 на р. Огайо—одна из величайших судоходных плотин; она имеет три пролета бертреп общим отверстием 100 *м*, 365 *м* судоходное отверстие со щитами Шаноана, 215 *м* водосливное отверстие со щитами Шаноана при общем отверстии до 900 *м*.

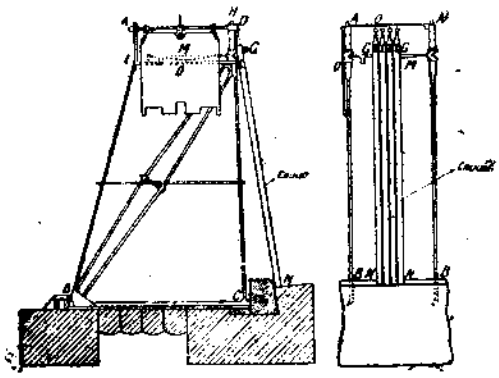
Плотина Поаре в отношении флютбета подчиняется всем тем соображениям, что уже изложены, с небольшими добавлениями, сообщаемыми ниже.

Табл. 5. Данные для проектирования ферм Поаре.

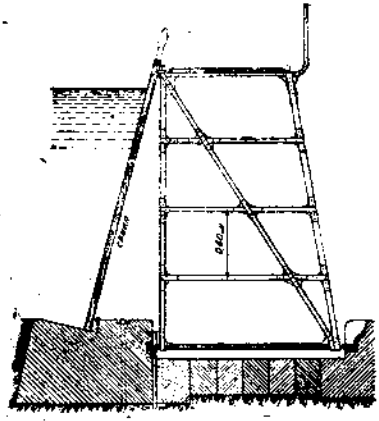
Плотины	Высота H фермы	Подпор	Запас над гориз. воды	Ширина по верху	Ширина по низу	Ширина мостика	Ширина колен	Отношение высоты к шир. по низу	Уклон передней грани	Уклон задней грани	Высота порога	Глубина воды на пороге	Расстояние между фермами
	в метрах										в метрах		
Р. Шексна, проект 1912 г.	6,45	3,24	0,40	2,45	4,15	—	—	1,55	1/50	1/2,5	1,185	1,725	1,28
Р. Дон, проект 1911 г.	6,58	4,27	0,35	1,50	1,40	2,00	1,0	1,50	1/12	1/2,7	0,85	1,07	1,42
Р. Ока	6,20	—	—	1,295	4,10	1,67	—	1,51	1/5	1/4,6	1,07	—	1,42
Р. Сев.-Донец	7,19	3,52	0,58	1,25	4,50	1,50	—	1,60	1/10	1/2,8	1,00	2,24	1,42
Sureshes на Сене	5,90	3,27	0,40	1,10	3,60	2,30	—	1,64	1/2,5	1/3,7	1,00	1,30	1,25
Pot'a l'Anglais	4,80	2,73	0,60	1,20	3,00	2,10	—	1,69	—	—	—	1,37	1,10
Brahe	4,00	2,00	0,50	1,30	2,40	—	—	1,67	—	—	0,40	1,20	—
Konty (Oder)	3,95	2,10	0,40	1,50	2,25	—	—	1,75	—	—	0,45	1,00	—
Tulda	3,00	2,00	—	1,40	2,20	—	—	1,36	—	—	0,50	0,40	—
Liebschitz	5,80	3,90	—	2,36	3,80	2,55	0,5	1,53	1/10	—	1,00	0,60	1,28
Epineau	2,11	1,60	—	1,30	1,50	—	—	1,41	—	—	—	0,40	—
Mosel	2,40	1,80	—	1,10	1,50	—	—	1,50	вертик.	—	—	0,20	—
Ablon	2,97	1,84	—	1,40	2,05	—	—	1,40	—	—	—	0,56	—
Mortof	3,32	3,00	—	1,37	2,48	—	—	1,34	—	—	—	0,60	—
Meuse belge	3,94	2,50	—	1,45	2,55	—	—	1,34	—	—	—	0,60	—
Moulin rouge	2,48	1,00	—	0,85	1,80	1,76	—	1,38	—	—	—	0,80	—
Pat-Villez	5,42	2,33	—	1,80	4,50	2,70	—	1,18	—	—	—	2,35	—
Р. Москва	3,80	2,3—3,1	—	0,60	2,20	—	—	1,73	—	—	—	—	1,28



Черт. 23.



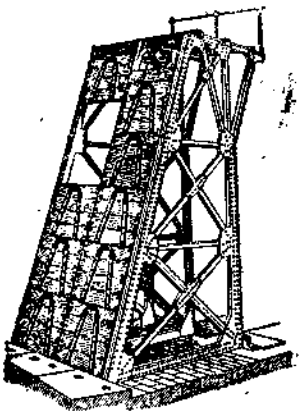
Черт. 24.



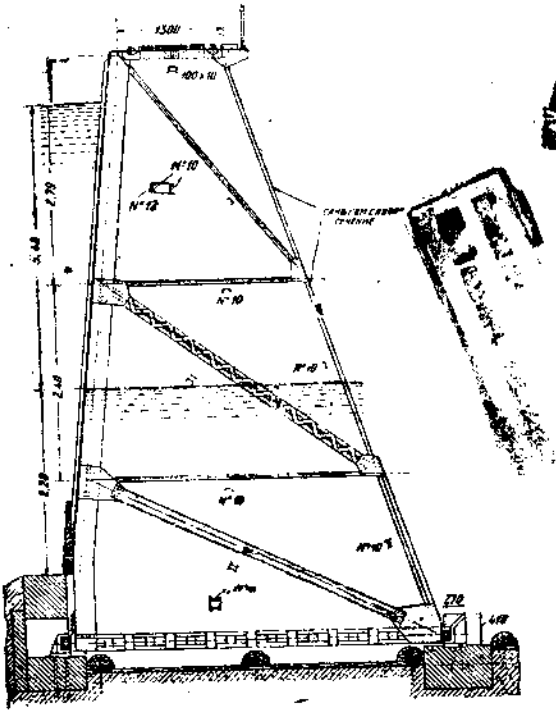
Черт. 25.

Затвор плотины состоит из подвижных опор-ферм и щитов или спиц, опирающихся на фермы (черт. 24—27).

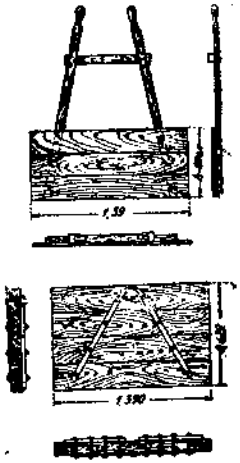
Спицы неплотно прилегают одна к другой, вследствие чего происходит непроизводительная трата воды; к тому же в зимнее время, если бы пожелали использовать подпор для гидроустановки, спицы смерзаются, образуя один щит, недоступный для управления им. В СССР получила широкое применение плотина Поаре со щитами Буле,—гл. обр. вследствие дешевизны этой конструкции и малой потери воды в щелях между щитами.



Черт. 27.



Черт. 26.



Черт. 27-а.

С 1930 г. ферма Поаре начинает работать и в зимнее время (гидроустановка Louisville на р. Огайо).

На р. Москве в 1930—1931 гг. переустроена Бабьегородская плотина; новое сооружение имеет фермы Поаре, предназначенные для работы и в зимнее время.

В условиях быстро наступающих паводков целесообразно иметь пролет со щитами Шаноана или бертреп; Поаре с берега до берега здесь не годится вследствие медленности разборки и сборки ее (плотина Либшиц при подпоре в 3,56 *м* и пролете в 65 *м* требует $4^3/_4$ часа для уборки всех 260 щитов при работе двух кранов).

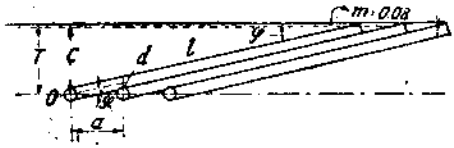
Ферма Поаре имеет от 2 до 4 панелей в зависимости от высоты ее (при высоте фермы более 4,5 *м* переходят к трем панелям).

Высочайшая ферма Поаре работает в СССР на Сев. Донце (7,19 *м*). Расстояние между фермами—1,20—1,45 *м*, что определяется размерами щитов Буле. Табл. 2 позволяет назначить соотношения длин элементов фермы и углы наклона передней стойки.

Для поверки полученного веса запроектированной фермы может служить след. таблица:

Наименование сооружений	Высота фермы в *м*	Вес одной фермы в *т*	Расстояние между фермами в *м*	Вес фермы на 1 *п. м* плотины в *т*
Р. Сев. Донец	7,19	1,500	1,423	1,054
» Дон	5,67	1,510	1,450	1,041
» Молдава	6,00	1,700	1,250	1,360
» Ока	6,30	1,294	1,420	0,911
» »	6,65	1,490	1,420	1,049

Расчет фермы начинают с определения высоты при заданной отметке порога флютбета (см. гидравлический расчет плотины); порог этот служит прикрытием для уложенных ферм (черт. 28).



Черт. 28.

Подбирая по существующим сооружениям толщину фермы d и приняв запас над фермами $m = 0{,}06—0{,}08$ *м*, находим при расстоянии a между фермами:

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{d}{a}\,;\quad \sin\varphi = \frac{d}{\sqrt{a^2 + d^2}}\,.$$

Если глубина воды на порогах равна k, запас над подпорным горизонтом 0,5—0,6 *м*, то:

$$OC = (OC + m + k + 0{,}5)\cdot\sin\varphi;$$

или:

$$OC = (OC + k + 0{,}58)\cdot\sin\varphi;$$

откуда:

$$OC = \left(\frac{k + 0{,}58}{1 - \sin\varphi}\right)\cdot\sin\varphi.$$

Величина T равна:

$$m = OC = m + \left(\frac{k + 0{,}58}{1 - \sin\varphi}\right)\cdot\sin\varphi.$$

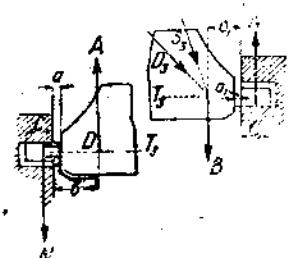
Ширина B фермы по низу имеет значение, равное от $0{,}6L$ (фермы небольшой высоты) до $0{,}83L$ (фермы высокие), где L—высота фермы. Среднее значение величины $B = \frac{2}{3}L$. Ширина фермы по верху определяется расположением крана и тележки.

Подпорный горизонт воды надо принять при расчете на 0,10—0,20 *м* выше в целях учета волнения. В нижнем бьефе надо брать минимальный горизонт,

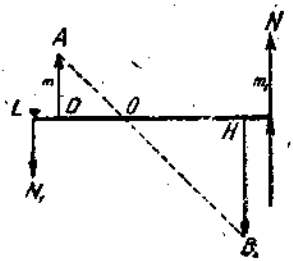
возможный при эксплоатации сооружения. Основное допускаемое напряжение для литого железа и для стальных щитов фермы берем по существующим нормам. В сжато-вытянутых частях $R_2 = \left(1 - \frac{1}{3}\frac{S_{min}}{S_{max}}\right) \cdot R$ по Вейрауху. Т. к. знаки усилий меняются лишь несколько раз в году (вертикальная нагрузка при маневрировании со щитами), то уменьшения величины R можно не вводить.

Задняя стойка д. б. взята всюду одного и того же сечения, что получено по расчету ее в нижней панели, если наносы играют заметную роль. Напряжение в передней ноге д. б. найдено от совместного действия изгиба и осевого усилия. Влияние собственного веса фермы на напряжение в стержнях незначительно, в силу чего им можно пренебрегать при наших допущениях (см. выше).

При расчете нижней распорки необходимо иметь в виду дополнительные изгибающие моменты, вызываемые приложением опорных реакций не в теоретических нижних узлах, а в средней части шипов, соприкасающейся с поверхностью соответственного подшипника (черт. 29 и 30).



Черт. 29.



Черт. 30.

Назовем $b + \frac{c}{2}$ через m, а $b_1 + \frac{c}{2}$ через m_1; $Dk = t$ равно теоретической (расчетной) длине распорки.

Тогда:

$$N(m_1 + m + t) = B(t + m) - A \cdot m;$$
$$N_1(m + m_1 + t) = A(t + m) - B \cdot m_1.$$

Наибольший момент в точке H равен $M_H = N \cdot m_1$ и наибольший отрицательный момент в точке D равен $M_D = N_1 \cdot m$, при чем N_1 и N должны быть найдены из вышенаписанных уравнений, где A и B—силы, вырывающая передний и придавливающая задний подшипники.

По величине сила A равна реакции опоры A, а B—вертикальной реакции опоры B. Расчет начинают с определения реакций фермы при давлении воды на щиты. Очевидно, что $A \cdot t = P \cdot f$, откуда $A = \frac{P \cdot f}{t}$ (черт. 31). Первые два ур-ия статики $\Sigma X = 0$ и $\Sigma Y = 0$ дадут величины горизонтальной и вертикальной проекций реакции B, а именно:

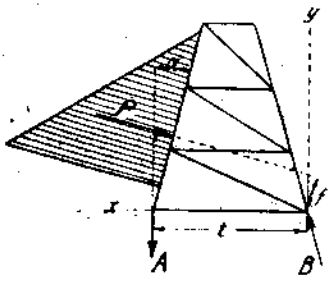
$$P \cdot \cos\alpha = B_x \text{ и } A + P \cdot \sin\alpha = B_y;\ B = \sqrt{B_x^2 + B_y^2}.$$

Заменив сплошную силу давления воды сосредоточенными силами в узлах передней стойки и зная реакции опор, легко построить диаграмму Максвелла и найти напряжения в частях фермы. При расстоянии между фер-

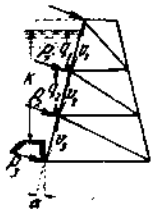
мзди, равном a *м* (черт. 32), находим узловые давления по след. схемам черт. 33—35.

По этим же схемам находим и максимальные изгибающие моменты в каждом пролете v_1, v_2 и v_3 передней стойки.

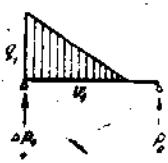
Вертикальная нагрузка д. б. учтена отдельно. Таковой являются вес фермы, служебного мостика, крана для подъема и опускания щитов, тележек со щитами и толпы людей. Нагрузка краном рассматривается в двух предположениях: при подъеме щитов и во время движения. Вес служебного мостика, перил и цепи можно считать при больших фермах около 200 *кг* на ферму; вес крана для подъема щитов в тех же условиях—1 500—2 000 *кг* на ферму. Вес щитов с тележкой также должен быть учтен. Толпа людей—500 *кг* на 1 *м*², что дает 800—1 000 *кг* на ферму. Вес фермы распределяем поровну на все узлы; остальная нагрузка распределяется лишь на два верхних узла фермы.

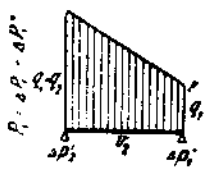


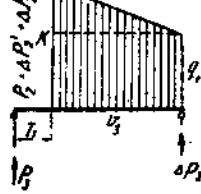
Черт. 31.


Черт. 32.

Выше было упомянуто, что собственный вес фермы оказывает малое влияние на увеличение прочных размеров стержней фермы. Т. к. расчет часто производится в крайне невыгодных условиях, — без учета давления воды нижнего бьефа, то в этом случае весом фермы можно пренебречь. Однако целесообразнее не задаваться условиями расчета, не отражающими действительность. Построив диаграмму Максвелла для вертикальной нагрузки, получим усилия в стержнях фермы. Полученные усилия в стержнях от обеих диаграмм Максвелла и изгибающие моменты в частях передней стойки д. б. занесены в общую таблицу. Необходимо обратить внимание


Черт. 33.


Черт. 34.


Черт. 35.

на особые условия работы верхней распорки фермы. Эта распорка находится в самых невыгодных условиях работы при подъеме ферм.

Черт. 36 изображает распределение усилий в цепи при подъеме ферм при известной принятой длине цепи между фермами *.

На основании приведенного графика можно определить максимальную силу, дающую изгибающий момент в верхней распорке фермы. В зависимости от веса ферм за раз поднимают от 4 до 6 ферм. Диам. цепного железа

* Для точного определения этого усилия надо найти центр тяжести фермы.

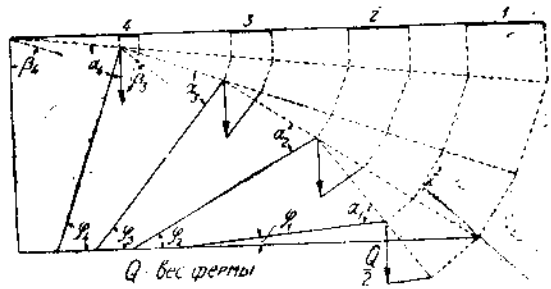
в цепи для подъема ферм высотой до 6,4 *м* равен не свыше 20—22 *мм*. Подобрав сечения для всех стержней фермы, определим напряжения в передней стойке при подъеме фермы с флютбета.

В момент поднятия ферму можно рассматривать как брус, лежащий на двух опорах и подверженный действию собственного веса.

Опорами при этом являются, с одной стороны, подшипник, а с другой — цепь, прикрепленная к верхней части фермы.

Приняв равномерное распределение веса фермы по передней стойке, получим: $M_{max}=\frac{Q \cdot L_1}{8}$, где Q—вес фермы и L_1—длина стойки. Максимальное напряжение в передней стойке: $\sigma=\frac{M_{max} \cdot z}{I}$, где I—момент инерции стойки и z—наиболее удаленная от оси инерции кромка.

Передняя стойка должна иметь размеры, при коих приведенный расчет не должен вызывать нового усиления фермы, а служить лишь поверочным, доказывающим правильность принятых ранее размеров сечения передней стойки. Самая высокая ферма Поаре, до сего времени осуществленная, имеет высоту 7,19 *м* (р. Сев. Донец). Сечения задних стоек при значительных наносах Сев. Донца взяты слишком слабые, вследствие чего фермы при подъеме весной искривляются *.



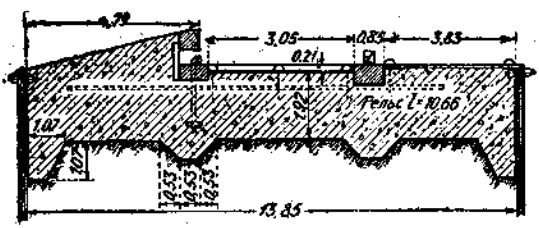
Черт. 36.

Флютбет плотины Поаре. На флютбетах плотин Поаре остановимся подробнее, чтобы не повторяться при описании плотин др. конструкций; принципы останутся прежними, а учет особенностей конструкции плотины не трудно произвести при проектировании флютбета всякой др. разборчатой плотины. Средняя часть флютбета (водобой) устраивается деревянная, из каменной кладки (бетона, бута) и из железобетона. Понур и рисберма при этом могут иметь разнообразную конструкцию, с применением мятой глины, мостовой, сухой кладки, фашины, бетона и железобетона, при чем при деревянной средней части флютбета бетон и железобетон отсутствуют и в понуре и в рисберме. Поэтому при рассмотрении разделим все существующие типы флютбетов в зависимости от конструкции средней части флютбета, т. е. рассмотрим флютбеты деревянные, из каменной кладки и железобетонные. При этом полагаем, что подпоры плотин Поаре достигают не свыше 4,25 *м*, что отвечает существующей практике.

Флютбеты из каменной кладки. Основной вопрос, возникающий при конструировании, это—выбор материала: бутовая кладка или бетон. Бетону в настоящее время отдается явное предпочтение в виду монолитности его, большей водонепроницаемости и большего сопротивления на изгиб и скалывание, что может понадобиться при неравномерных грунтовых условиях в основании, на коем возведен флютбет, а также в случае частичного подмыва основания под флютбетом. Конечно при таких условиях работы не м. б. колебаний при выборе материала (черт. 37 и 38). Верхнюю

* Речь идет лишь о двух верхних панелях.

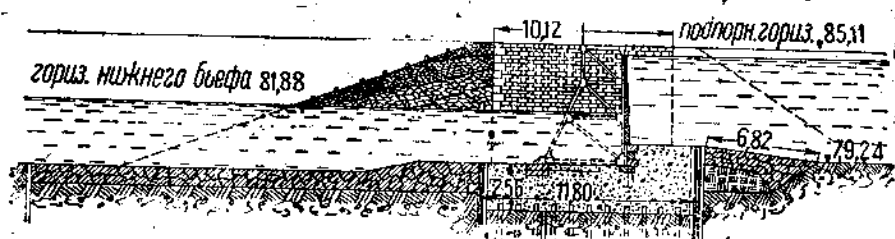
часть флютбета на водобойном участке покрывают облицовкой грубой тески или досчатым настилом толщиной 7,6 *см*. Черт. 37 изображает профиль флютбета плотин на Сев. Донце. Все шесть плотин на Сев. Донце имеют одну и ту же конструкцию и благополучно существуют 16 лет.



Черт. 37.

Понур донецких плотин состоит из двойной мостовой из рваного камня на протяжении 10,5 *м*. Препятствуя размыву грунта выше водобоя, этот понур вовсе не погашает напора фильтрационных вод. Устраивая же понур из глины с двойной по ней мостовой, можем немного уменьшить толщину водобоя (черт. 39); длина понура $= 1{,}5H$.

Средняя часть флютбета плотин на Сев. Донце устроена из бетона с облицовкой его между подшипниками фермы и на следующем участке 7,5-*см*-ми досками. Досчатое покрытие хорошо сохраняется под водой и стоит гораздо



Черт. 38.

дешевле облицовки из камня. Толщина флютбета в средней части принята в 1,92 *м* при подпоре (разности горизонтов) плотины в 3,52 *м*.

Если принимать линейное падение напора по длине фильтрационной линии, то толщина в средней части флютбета по Bligh'у должна бы равняться:

$$t \leqslant m \frac{H-h}{\rho-1},$$

где: H—подпор, ρ—удельный вес бетона, h—потерянный напор фильтрационной воды на пути до рассматриваемого сечения и m—коэф-т запаса.



Черт. 39.

При $H = 3{,}52$, $h = 2{,}2$ *м* и 6,4-метровой длине шпунта:

$$h = \frac{L}{c} = 1{,}04 \text{ м}$$

при $c = 15$ для песка средней крупности. Влиянием понура пренебрегаем в виду принятой конструкции его (лишь двойная мостовая):

$$t \leqslant m \cdot \frac{3{,}52 - 1{,}04}{1{,}2} = \frac{2{,}48}{1{,}2} = 2{,}07 \text{ м}.$$

Принято: $t = 1{,}92$ *м*, т. е. при $m < 1$. К тому же шпунты фактически забиты не на 6,4, а на 5—4,75 *м*.

Тем не менее флютбеты благополучно работают 16 лет *1. По сравнению с др. существующими плотинами, работающими в аналогичных условиях, в данном случае t взято небольшое, т. к., напр., плотина на р. Одере при подпоре в 2,6 $м$ имеет толщину средней части флютбета 1,9 $м$ при песке. Глубина погружения верхового брусчатого шпунта ниже подошвы флютбета д. б. равна подпору плотины, что надо считать минимальной длиной шпунта.

Понурный участок средней части флютбета имеет большую толщину в виду необходимости устройства порога, прикрывающего фермы. Ширина упомянутого участка флютбета колеблется в практике от 1,8 до 4,8 $м$. Роль его—дополняющая работу понура. В данном случае ширина эта взята в 4,80 $м$ (Сев. Донец).

В прилагаемой табл. показаны размеры отдельных частей флютбета в зависимости от общей его ширины в различных существующих плотинах.

Сооружение плотины Поаре	Подпор H в $м$	Общая ширина подошвенной части флютбета γH в $м$	Верховая часть флютбета		Низовая часть флютбета		Ширина фермы по низу		Толщина флютбета в средней части в $м$
			ширина ее m в $м$	$\frac{m}{k}$	ширина ее n в $м$	$\frac{n}{k}$	ширина ее a в $м$	$\frac{a}{k}$	
	1		3	4	5	6	7	8	9
Шлюзов. р. Дона . . .	—	11,50	3,20	0,28	3,62	0,32	4,69	0,40	1,60
» » » Сев. Донца	3,47	13,85	4,69	0,34	4,26	0,31	4,69	0,34	1,92
» » Шексны . .	3,24	12,00	4,00	0,33	3,80	0,32	4,20	0,35	2,25
Дортмунд-Эмский канал	2,20	8,20	2,60	0,32	3,40	0,41	2,20	0,27	2,60
Плотина на р. Одере . .	2,60	6,00	2,00	0,33	1,60	0,27	2,40	0,40	1,90
» » » Молдаве .	5,36	11,30	3,50	0,31	3,80	0,34	4,00	0,35	2,50
Сюренская плотина . .	3,27	15,00	5,10	0,34	6,20	0,41	3,70	0,25	4,42
Плотина на р. Оке . . .	3,56	13,85	3,83	0,28	5,33	0,38	4,26	0,30	1,60

Дальше на протяжении $4{,}15 + 0{,}85 + 3{,}84\ м = 8{,}84\ м$ толщина флютбета донецких плотин не уменьшается, как это следовало бы делать по Bligh'у, т. к. фильтрационное давление слабо изменяется по подошве водобоя. Крайние кюветы флютбета неизбежно образуются при отводе воды при открытии котлованов.

Наличие дополнительных кюветов посреди флютбета способствует большему удлинению фильтрационной линии и небольшому увеличению коэф-та устойчивости флютбета на скольжение, но вызывает промедление в производстве работ с водоотливом, т. к. выбирание последних сантиметров выемки под плотину происходит с затруднением и обходится дорого при учете происшедшего промедления. Значит, лучше предусматривать большую длину шпунтовых линий и небольшое равномерное утолщение флютбета, если есть в этом надобность, или уширять крайние кюветы, нужные для отвода воды, от средних же кюветов следует отказаться.

Переходим к третьей части флютбета—рисберме.

Рисберма на донецких плотинах устроена на протяжении 21,3 $м$ ниже шпунтового ряда, ограничивающего бетонную часть флютбета со стороны

*1 Отсюда видно, что употребление данных Bligh'a заставляет отказаться от экономии, твердо обоснованной опытом. Следовательно, надлежит отказаться от необоснованных рецептов Bligh'a.

*2 $K = a + n + m$.

нижнего бьефа. Рисберма имеет толщину 1,07 *м* и сделана из каменной наброски из рваного камня с мощением по верху из того же камня с расщебенкой. Под наброской приготовлена хворостяная подстилка толщиной 0,32 *м*, в к-рую забиты на 1,07 *м* колья толщиной 9 *см* в расстоянии 1,07 *м* один от другого. По кольям устроены плетневые клетки, к-рые и забрасывались камнем с последующим мощением поверху. При галечном грунте от хворостяной выстилки и клеток отказывались, оставляя лишь каменную наброску с мощением. Рисберма нужна для погашения живой силы воды, падающей со щитов Буле и стремящейся размыть ложе реки ниже плотины.

При спицевом закрытии вода не падает вся на водяную подушку, а под напором течет вниз по флютбету с большой скоростью, еще более угрожая рисберме, нежели при щитах Буле, где водяная подушка на бетонной части флютбета значительно ослабляет живую силу падающей воды. Рисберма донецкого типа хороша для песчаных грунтов при условии тщательной работы по заполнению клеток, т. е. при замене наброски сухой кладкой с тщательным заполнением пустот мелочью и с тщательным мощением поверху с расщебенкой.

Неаккуратная работа по устройству рисбермы описанной конструкции или недостаточные ее размеры вызывают в последующем большие издержки. Хорошим примером служит рисберма сооружения № 1 на р. Дону, к-рая сразу по возведении своем потребовала ремонта: понадобилась новая наброска на месте вымоин и ниже рисбермы. Избежать этого можно было бы увеличением отверстия плотины и своевременной тщательной работой и удлинением рисбермы, что обошлось бы в конечном итоге дешевле, нежели немедленный ремонт при поднятом подпоре. Повидимому, выгоднее было бы заменить сухую кладку поверху хотя бы на протяжении первых 10—11 *м* массивами-плитами размерами в плане 1×1 *м* при толщине 45—50 *см*.

Хворостяную выстилку можно оставить, т. к. она препятствовала бы зарыванию массивов в песок. Щели между массивами следует заполнить гравием. Сплошной ряд свай $d = 9$ *см*, забитых на глубину 1,6 *м*, должен служить упором для массивов. Массивы д. б. приготовлены на растворе 1 : 3. Следующие 10—11 *м* рисбермы можно было бы оставить прежней конструкции. При всяких обстоятельствах рисберму следует начать с утолщения в виде кювета, сэкономив столько же, если это необходимо, на длине рисбермы. В случае слабых грунтов имеем свайное основание.

Для получения равномерного давления на все сваи необходимо, чтобы ц. т. всех сечений свай, рассматриваемых как одна прерывная площадь, совпал с ц. давления. При этом минимальное расстояние между сваями— $2^1/_2$ диам. свай.

Давление на сваю:

$$P = \frac{\Sigma p_i}{n} \pm \frac{Mz}{J},$$

где n—число свай,

$$M = \varepsilon \cdot \Sigma p_i;$$

ε—расстояние центра тяжести свайного основания от центра давления. $J = z_1^2 + z_2^2 + \ldots + z_n^2$ (z_i—расстояние сваи от центра тяжести), т. к. площадь сечения сваи считаем за 1.

При $\varepsilon = 0$ имеем:

$$P = \frac{\Sigma p_i}{n}.$$

Положение центра тяжести свайного основания, намеченного предварительно, легко найдем, взяв статический момент S сечений свай относительно края флютбета:

$$S = z'_1 + z'_2 \ldots + z'_n$$

и расстояние центра тяжести от края флютбета равно $\frac{S}{n}$, где n—число свай.

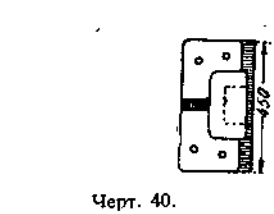
Отказ сваи e_1 находим по ф-ле Брикса при коэф-те запаса $n = 6$:

$$P = \frac{H \cdot q \cdot Q^2}{n \cdot e_1 (Q + q)^2},$$

где e_1—погружение сваи от последнего удара бабы, Q—вес бабы и q—вес сваи.

Равнодействующая R при разложении ее в основании флютбета дала две силы: Σp_i, только что учтенную нами, и p_2—горизонтальную силу; число свай должно отвечать допускаемой нагрузке на сваю (см. выше о флютбетах). Рассмотренный нами флютбет донецких плотин с добавлением для слабых грунтов свай под основание, забитых через 1—1,3 *м* центр от центра на глубину 4,25 *м* (на Донце имеются три таких флютбета), вполне исправно работает по настоящее время.

Порог средней части флютбета у шпунтового ряда иногда окаймляется рядом грубой облицовки шириной 32 *см* (донецкий тип), а часто обходятся без облицовки, справедливо полагая, что бетон вполне достаточен для этой части флютбета, не выдерживающей никаких усилий, кроме трения наносов по поверхности, как и вся верховая бетонная часть флютбета.



Черт. 40.

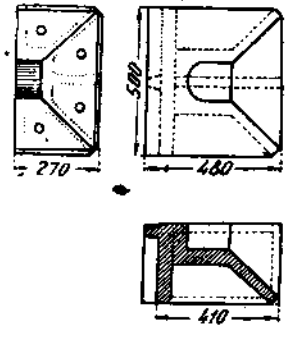
Покрытие поверхности бетона смазкой состава 1 : $1^1/_2$, 1 : 2 с затиркой вполне обеспечивает исправную работу поверхности флютбета до порога плотины, где помещается верхний шип фермы, входящий в подшипник, прикрепленный к каменному подферменнику (из песчаника или гранита) посредством двух или четырех болтов, проходящих в бетон на 1—1,7 *м* и соединенных внизу тарелкой, по к-рой продолжен продольный рельс для полной связи системы в одно целое (донецкий тип). Можно обойтись без рельса, т. к. прочность заделки болтов гарантируется их длиной; к тому же имеется тарелка. Гнезда для подшипников образуются перерывами в укладке между подферменными камнями и перекрывающими камнями и плитами, укладываемыми сверху и с тыльной части.

Такое устройство очень надежно, но зато дорого, так как требует дорогих, часто привозных штучных камней. Поэтому иногда применяют бетонный порог. Конструкция ясна из черт. 37. Черт. 40 изображает передний подшипник при четырех болтах (донецкий тип). Устраивают передний подшипник и при двух болтах.

Болты рассчитываются по реакции фермы у переднего подшипника, с каковой силой (обратный знак) выдергиваются болты. При двух болтах каждый из них рассчитывается на полную выдергивающую силу, а при четырех болтах каждый считается на половину всей выдергивающей силы; болты устанавливаются на все время существования плотины. Задний шип фермы входит в задний подшипник (черт. 41), к-рый не вырывается, а, наоборот, придавливается к флютбету, стремясь сдвинуться по течению: сила направлена вниз наклонно в сторону течения.

Достаточно применить заершенные болты, заделав их на 22—25 *см* в подферменник, обратив особое внимание на заливку дыр по установке бол-

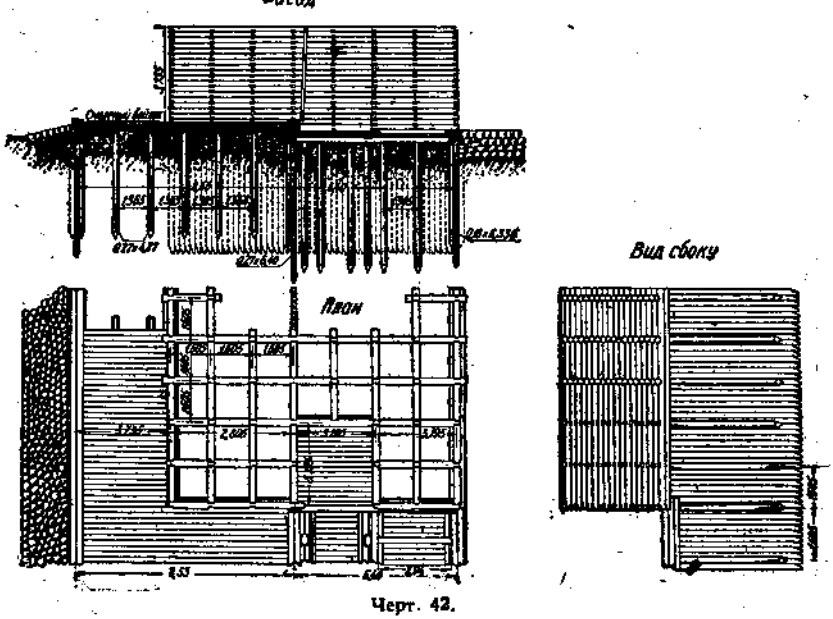
тов, отказавшись от практикуемой иногда свинцовой заливки: свинец формуется и болты расшатываются,—надо заливать цементом. Для упора задних подферменников с тыльной стороны иногда устанавливается швеллер (донецкий тип), способствующий большей связанности в работе подферменников.



Черт. 41.

Поверхность флютбета между передними и задними подферменниками выстилается каменной облицовкой. В виду экономии часто заменяют облицовку досчатым настилом толщиной 7,5 *см*, перекрытым пластинами. Промежутки между задними подферменниками выстилаются мелкой облицовкой. За подферменниками (задними) устраивается также деревянный настил, если отказываются от облицовки, более надежной, но зато и более дорогой.

В случае опасений вымывания грунта под флютбетом плотины бетонную часть последнего снабжают железной арматурой, к-рая будет вызвана в этом случае к работе, т. к. нек-рые части флютбета могут оказаться подвешенными на соседних. Осторожные строители вообще снабжают флютбет легкой арматурой вверху и внизу,

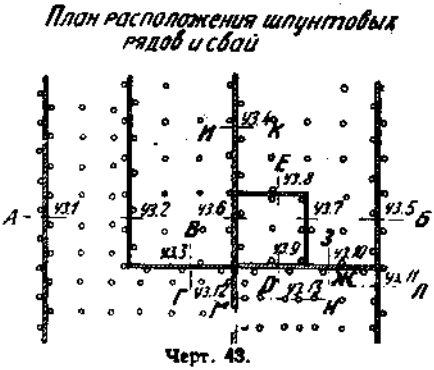


Черт. 42.

исключающей возможность повреждений от явлений, не учтенных в облегченной схеме расчета бетонного флютбета.

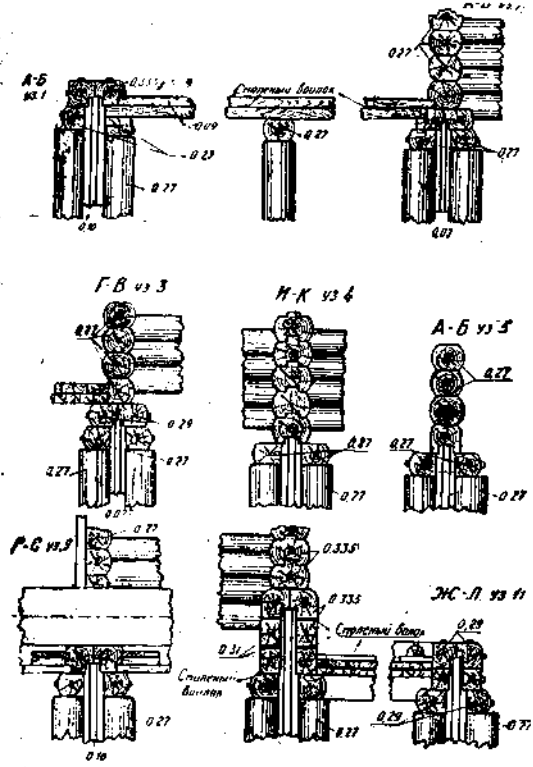
Деревянные флютбеты. Деревянные флютбеты в плотинах Поаре применяются с целью понизить строительную стоимость плотины при имею-

щемся дешевом лесе и дорогих камне и цементе. Однако необходимо располагать кадром плотников, опытных в постройке деревянных гидротехнических сооружений, чтобы экономия оказалась действительной, а не теоретической. Флютбет состоит из понура, водобоя и слива при трех шпунтовых рядах: понурном, королевом и водобойном. Все шпунтовые ряды брусчатые (18 *см*). Понурный пол двойной, из двух рядов досок толщиной 8—9 *см* (черт. 42 и 43). Водобойный пол имеет два ряда досок толщиной 8—9 *см* и верхний, третий, ряд—толщиной 4,4—6,7 *см*.



Черт. 43.

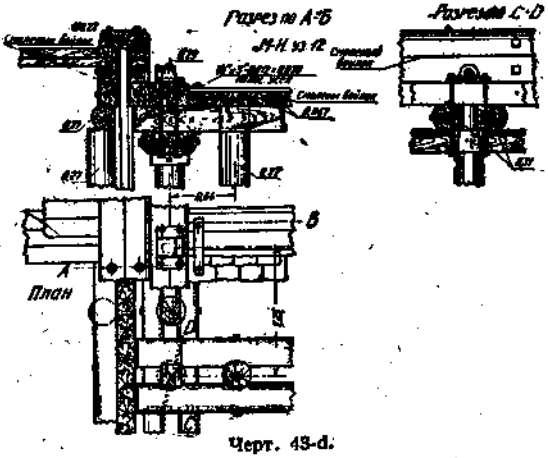
Последний предохраняет от износа нижние ряды. Поэтому он делается съемным: прижимается брусьями на болтах, а не прибивается гвоздями. Настил понурного пола лежит на насадках грунтовых свай. Водобойный пол основывается на парных схватках, обхватывающих концы свай, воспринимающих усилия от фермы. Нижние два ряда настила водобойного пола уложены перпендикулярно к схваткам, а верхний—параллельно.



Черт. 43-а, b и с.

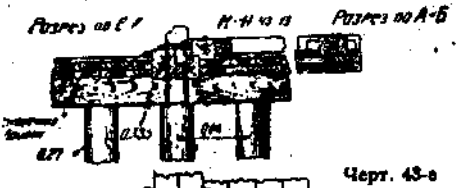
Для достижения полной водонепроницаемости полов они осмаливаются, и между верхним и нижним рядами прокладывается смоленый войлок. Под полами уложена загрузка из мятой глины с песком. Сливная часть устраивается в виде рисбермы из сухой кладки, ограниченной снизу (по течению) сплошным рядом свай (забивка частоком). Передние подшипники фермы устанавливаются на четырех продольных брусьях, примыкающих к королю. Эти брусья укладываются в свою очередь на концах главных парных схваток. Сваи, несущие главные схватки, расположены т. о., что под передним и задним подшипниками при-

ходится по свае. В непосредственной близости к этим главным сваям имеются в том же ряду одна свая для переднего подшипника и две для заднего. Ниже главных парных схваток идут вторые нижние схватки, перпендикулярно главным и параллельно брусьям, на коих лежат передние подшипники. Вырывающее усилие от переднего подшипника передается этим схваткам.

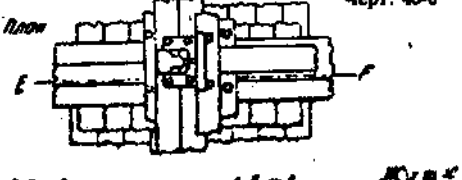


Черт. 43-d.

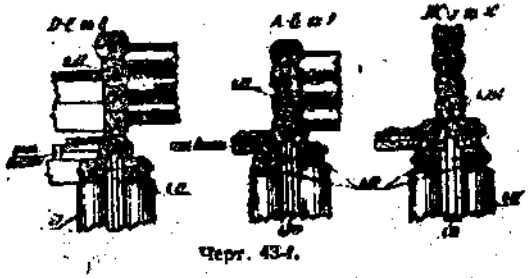
Такая конструкция обеспечивает полную связь в работе ферм; перегрузка одной фермы (удар плавающего тела) немедленно вызывает работу основания соседних ферм. При устройстве основания для заднего подшипника необходимо обратить внимание на передачу горизонтальной составляющей давления на подшипник. Для этой цели против каждого подшипника укрепляются упорные брусья, передающие горизонтальное усилие на шапочный брус водобойного шпунтового ряда.



Черт. 43-e

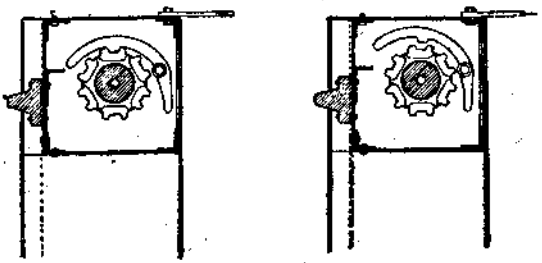


Теоретического подсчета прочности пола в понуре и водобое обычно не делают: его всегда устраивают по опыту службы плотин солиднее, нежели показывают теоретические подсчеты. С этим связан тот относительно большой срок службы деревянной плотины, что нередко заставляет отдать ей предпочтение (35—40 лет).


Черт. 43-f.

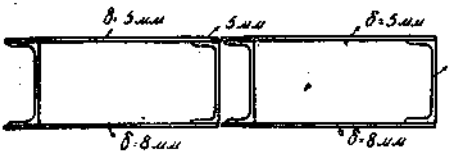
Плотина Томаса. Американский инж. Томас, решив избавиться от хлопотливых эксплоатационных операций со щитами Буле, применил ла р. Огайо своеобразную конструкцию разборчатой части плотины. Фермы, перекрывающие пролет плотины, сами служат щитами, образуя между собою небольшие зазоры или входя одна в другую на 0,5 *см* (черт. 44—54).

Ферма Томаса обладает значительной жесткостью в направлении, перпендикулярном ее плоскости, чем не обладает ферма Поаре. Это достоинство фермы приобретает особенную цену для рек с большим количеством наносов. Щиты отсутствуют, путь для лебедки и тележек—также, не требуется сарая для щитов, маневрирование производится весьма просто при помощи двух человек. Быстрота уборки плотины весьма значительна. Массивность ферм служит гарантией против каких-либо случайных повреждений.

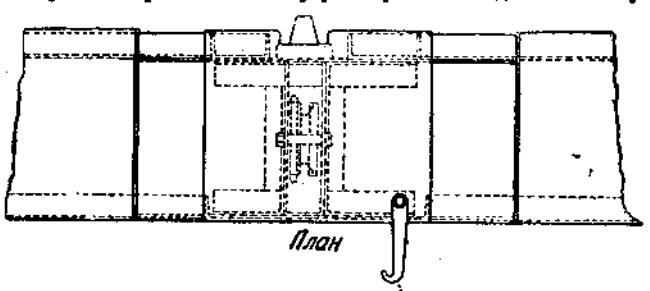


Черт. 44.

К недостаткам фермы Томаса следует отнести дороговизну и затруднительность регулировки. Если не доводить обшивку до верха ферм и закрывать полученные отверстия щитами, то вместе со щитами явится необходимость в устройстве пути, подвижном составе, сарае для щитов, т. е. появились бы снова недостатки, к-рых Томас старался избежать в своем затворе. Применение фермы Томаса на отдельном участке плотины, работающей на остальной длине с фермами Поаре, также может оказаться выгодным на реках с сильными паводками. Особенности устройства механизмов фермы состоят в следующем (черт. 44—46). Стальное цепное колесо отлито вместе с храповиком и прикреплено к верхней распорке фермы. Собачка храповика имеет рычаг. При поднятых фермах рычаг каждой из них упирается



Черт. 45.

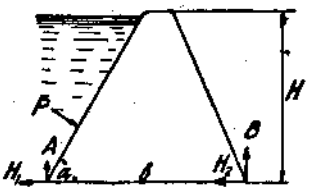


Черт. 46.

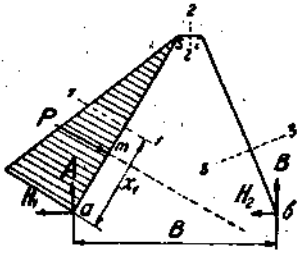
в особый шип, приклепанный к соседней ферме, вследствие чего собачка храповика приподнята и храповик с колесом свободно вращается при проходе цепи, идущей сквозь все фермы.

При всех других положениях фермы собачка зажимает храповик и зубчатое колесо, а с ним и фермы оказываются скрепленными с цепью. Подня-

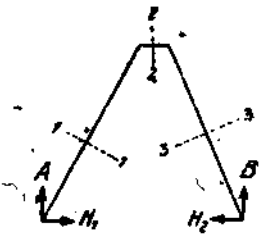
тые фермы образуют сплошное заграждение реки, а опущенные—массивный порог, ложась одна в другую, при чем вместо устройства порога оказалось достаточным уложить продольные деревянные брусья. Установленные фермы соединяются между собой крючками. Подъем и опускание произво-



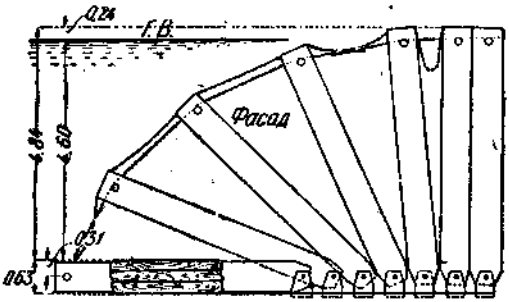
Черт. 47.



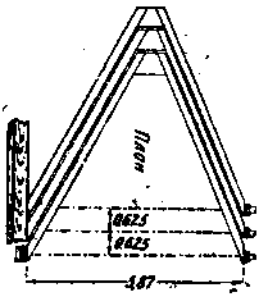
Черт. 48.



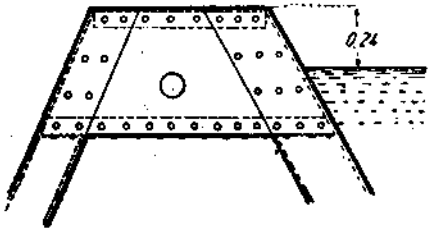
Черт. 49.



Черт. 50.



Черт. 51.



Черт. 52.

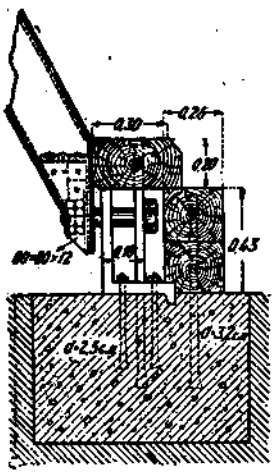
дятся с помощью лебедки и цепи (указанной выше); другая цепь, соединяющая отдельно каждую пару ферм, служит запасной.

По своим техническим свойствам ферма Томаса является одной из самых удачных конструкций для рек с быстрым повышением горизонта воды, когда вода грозит затопить площадки сооружений и препятствует разборке

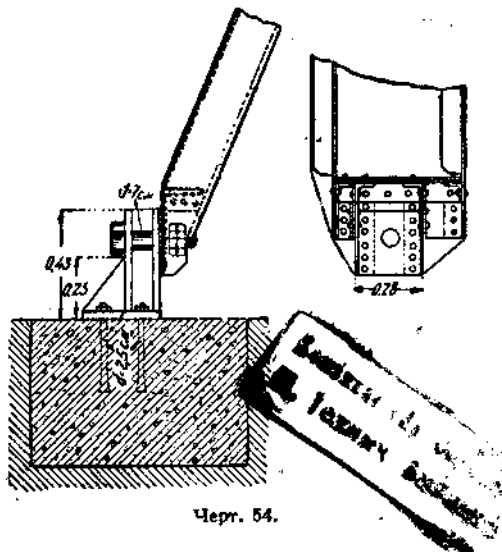
плотины, вследствие чего при продолжительных паводках нельзя уже пользоваться рекой в ее естественном состоянии.

С увеличением подпора и высоты фермы ее вес и, следовательно, стоимость быстро возрастают. Так, при высоте фермы 5,16 *м* вес фермы равен 1640 *кг*, а при высоте 7,14 *м* ферма Томаса весит уже 4310 *кг*. Подпор принят равным высоте фермы при толщине ее в 0,63 *м*. Черт. 44—54 изображают конструкцию фермы Томаса для подпора в 4,27 *м*.

Расчет фермы Томаса не представляет затруднений. Составив выражения для моментов сил, действующих в сечениях *1—1*, *2—2* и *3—3* (черт. 49), и найдя выражение для величины потенциальной энергии всей системы, находим лишнюю неизвестную H_1. При составлении выражения потенциальной энергии продольными силами пренебрегаем, т. к. это мало



Черт. 53.



Черт. 54.

влияет на конечный результат. Опорными моментами также пренебрегаем, что идет в запас прочности (очень небольшой в виду принятой конструкции опор). Кроме моментов сил при определении напряжений принимаем также во внимание продольные силы для тех же сечений. Влияние собственного веса учитываем отдельно, аналогичным образом найдя моменты сил в тех же сечениях, а также величины продольных сил.

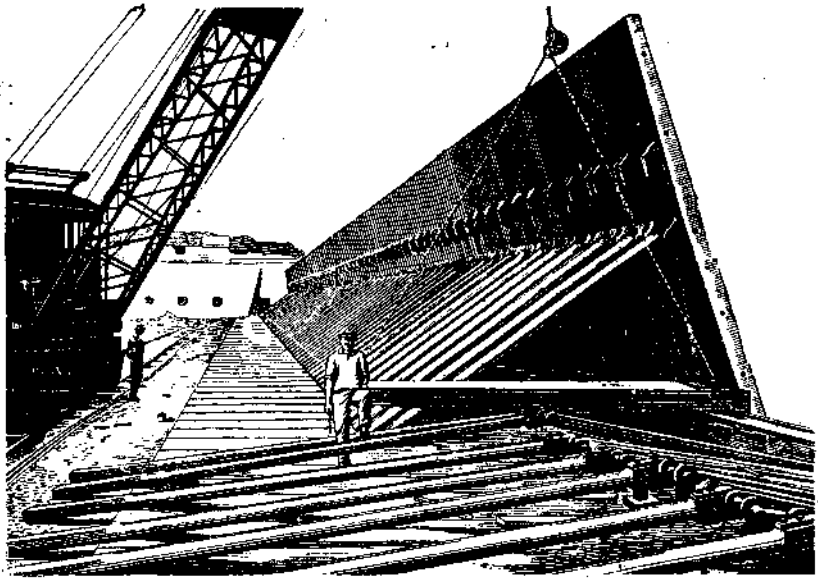
Складывая моменты и силы первой и второй групп, найдем полные моменты и силы для любого произвольного сечения в каждом стержне: M_1, M_2, M_3 и T_1, T_2, T_3 в функции величины x—расстояния сечения от соответственного узла фермы.

Выражение для потенциальной энергии имеет вид:

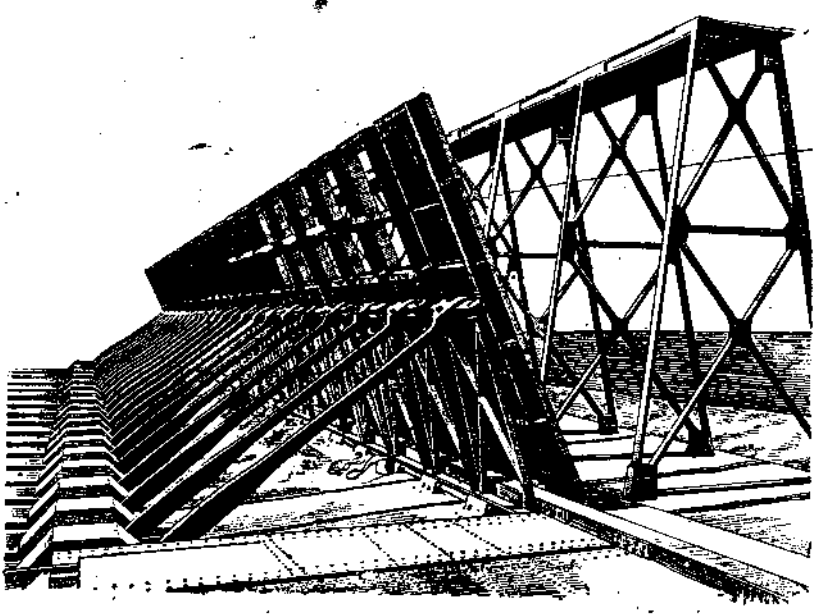
$$v = \sum \frac{1}{2E \cdot I_0} \int_0^l M^2 dx$$

и

$$\frac{dv}{dH_1} = 0 = \frac{1}{I_1} \int_0^{l_1} M_1 \frac{dM'}{dH} dx_1 + \frac{1}{I_2} \int_0^{l_2} M_2 \frac{dM_2}{dH_1} dx_2 + \frac{1}{I_3} \int_0^{l_3} M_3 \frac{dM_3}{dH_1} dx_3.$$



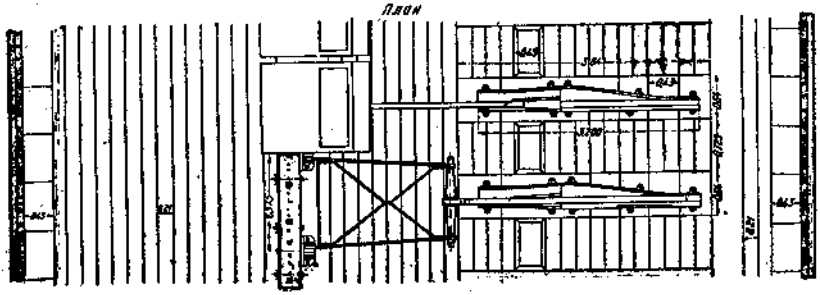
Черт. 55.



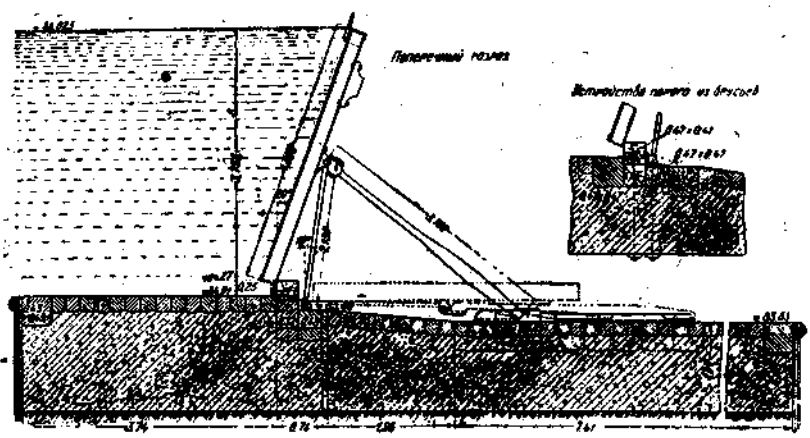
Черт. 56.

Значения $\frac{dM_1}{dH_1}$, $\frac{dM_2}{dH_1}$ и $\frac{dM_3}{dH_1}$ легко найти, взяв частные производные от выражений моментов по H_1. Остается найти одно неизвестное H_1. Реакции A и B д. б. направлены вверх при рабочем положении фермы.

Плотина Шаноана, предпочтительная при быстро наступающих паводках, обычно обслуживается специальным судном, что удешевляет сооружение и позволяет без особого удорожания плотины перейти от фермы Поаре к щитам Шаноана (черт. 55). Обслуживание со специального



Черт. 57.



Черт. 58.

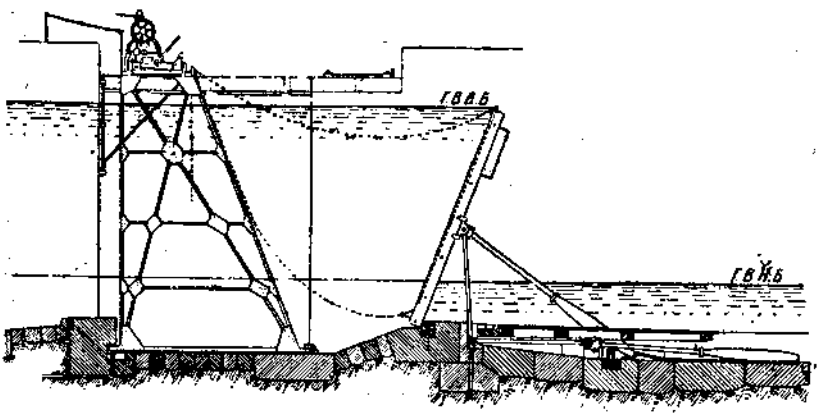
мостика вызывает уширение флютбета для устройства мостика и затраты на этот последний, вследствие чего плотина получается дорогой (черт. 56).

При опытном персонале, обслуживающем щиты, данный тип плотины прекрасно работает, перекрывая отверстия до 365 *м*. Лишь САСШ насчитывают у себя 52 плотины Шаноана; распространены они также во Франции (рр. Сена, Сона, Ионна), где также перешли на обслуживание щитов со служебных судов.

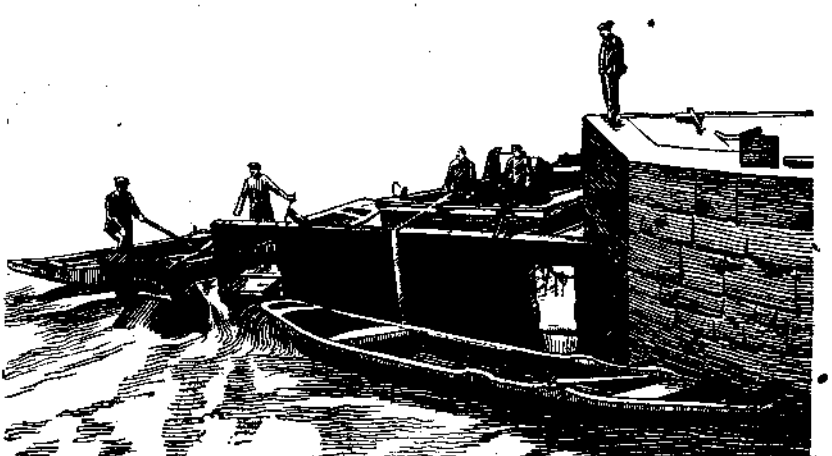
В СССР до сих пор нет ни одной плотины Шаноана, хотя для р. Оки она была запроектирована инж. Рейхманом (черт. 57 и 58). В Техническом

совещании при управл. внутр. водных путей (1910—11 гг.) предпочли старое и испытанное (ферму Поаре), опасаясь «новшеств» и относясь к ним вообще опасливо.

Щиты Шаноана готовятся из дерева, а также из металла, последние — при более значительных высотах щита. Современные щиты Шаноана на



Черт. 59.



Черт. 60. Подъем щитов Шаноана на р. Сене.

р. Огайо делаются для подпоров до 3,60 *м* при высоте щита до 6,10 *м* (САСШ). Проверенный и надежный тип плотины Шаноана в судоходных отверстиях имеем, применяя лишь щиты с принудительным управлением, а не автоматическим, с применением коробки Паско (Pasqueau). Черт. 59 и 60 изображают подъем щитов Шаноана с мостика и с судна.

Попытки избавиться от эксплоатационных недостатков щитов Шаноана,— потребности в весьма опытном штате при маневрировании с судна и др.,—

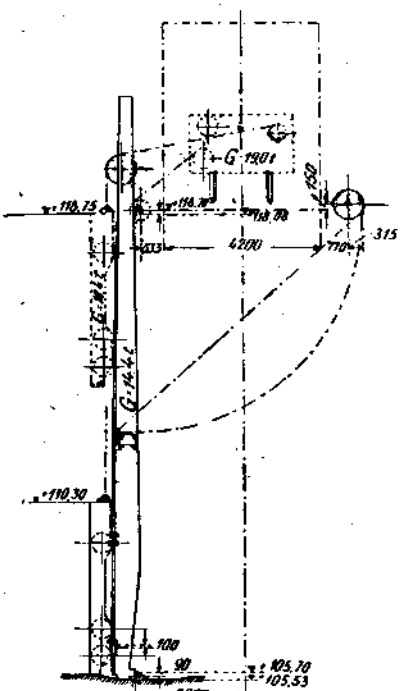


Черт. 61.

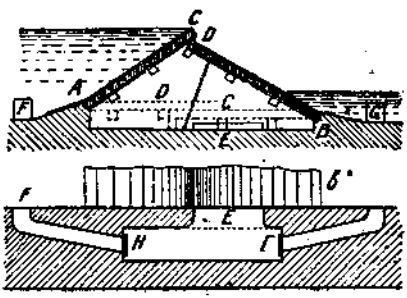
привели к видоизменению конструкции с заменой ее щитами Бебу, Гейнинга и Обéра. Эти усовершенствования недостаточно испытаны практикой; во всяком случае новейший тип (затвор Aubert) щита Шаноана приводит к большим затратам на служебный мостик.

Бесспорно выгодной конструкцией является поднимаемый с судна щит Шаноана с коробкой Паско. При расчете щитов Шаноана допускаемое напряжение железа на изгиб берется в 750 *кг/см*² по условиям службы затвора («Annales des travaux publics de Belgique», 1930, t. XXXI).

Мостовая плотина дает хорошее решение для судоходной реки при подпорах до 5—6 *м*, в особенности, если одновременно требуется устроить автогужевое сообщение между берегами.



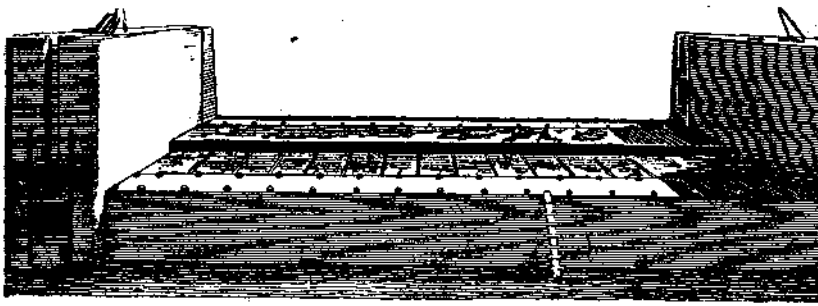
Черт. 62.



Черт. 63.

При этом в случае значительной ширины реки в целях экономии часто устраивают лишь судоходный пролет с применением мостовой плотины, остальные пролеты перекрывают более дешевыми затворами, перекрывающими большие отверстия (черт. 61). Данная конструкция уместна

не только в целях создания подпора, недоступного для прочих судоходных плотин, но также,—при меньших подпорах,—при обильных гравелистых наносах, препятствующих применению плотин Поаре и Шаноана. Эти последние условия в СССР не имеют места на водных путях.



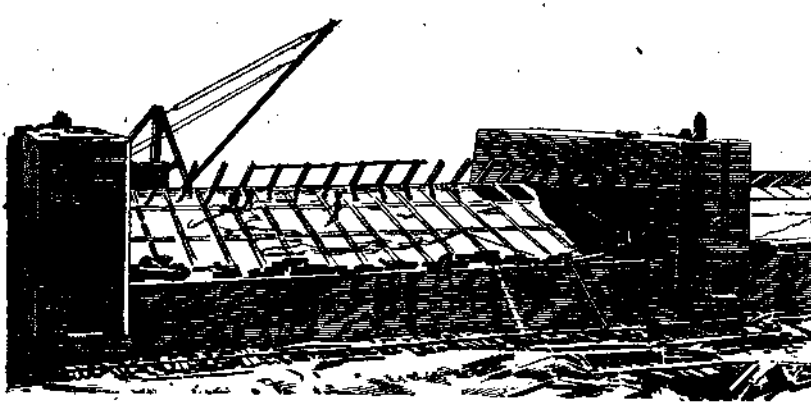
Черт. 64. Готовая плотина бертреп. Щиты уложены.

Для освобождения пролета, перекрытого мостовой плотиной, можно поступить трояким образом (черт. 62):

а) поднять щиты и подвесить их вверху;

б) поднять щиты, а затем вместе с ними стойки;

в) отклонить стойки со щитами вниз по течению на случай внезапного паводка.



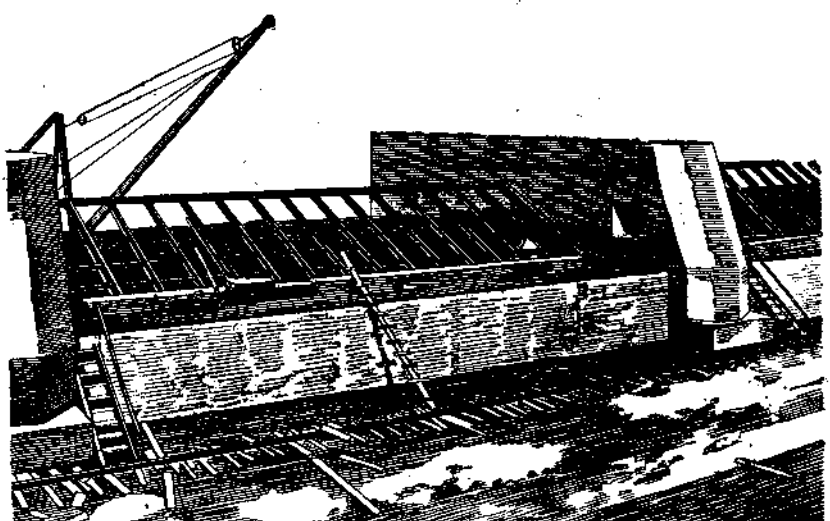
Черт. 65. Постройка плотины бертреп. Вид с низовой стороны.

Каждая опора щита доходит в своем весе до 15 *т* при высоте стойки до 16 *м*.

Несмотря на встречающиеся отрицательные отзывы о выгоде ее применения, конструкция получила в последнее время особенное распространение на судоходных реках, что видно из следующей табл.

Название места постройки плотины	Высота щита в *м*	Пролет в *м*
Scotia	5,80	64 + 2 · 45,6
Rotterdam	6,10	64 + 2 · 45,6
Cranes Village	6,10	54,8 + 2 · 45,6
Amsterdam	4,10	64 + 2 · 54,8
Tribes	6,86	2 · 73
Josts	5,48	2 · 54,8
Conojoharie	4,88	2 · 64
Fort Plain	5,48	2 · 64
Ransern	4,60	53,40
Grave (Maas)	4,80	63,86 + 2 · 51,76

Плотина бертреп не имеет конкурентов на судоходных реках с быстро наступающими паводками: устроенная на большой реке на протяжении 20—35 *м* (современный максимум 37 *м*), она прекрасно выполняет роль регулятора горизонта воды в верхнем бьефе, вызывая минимум забот

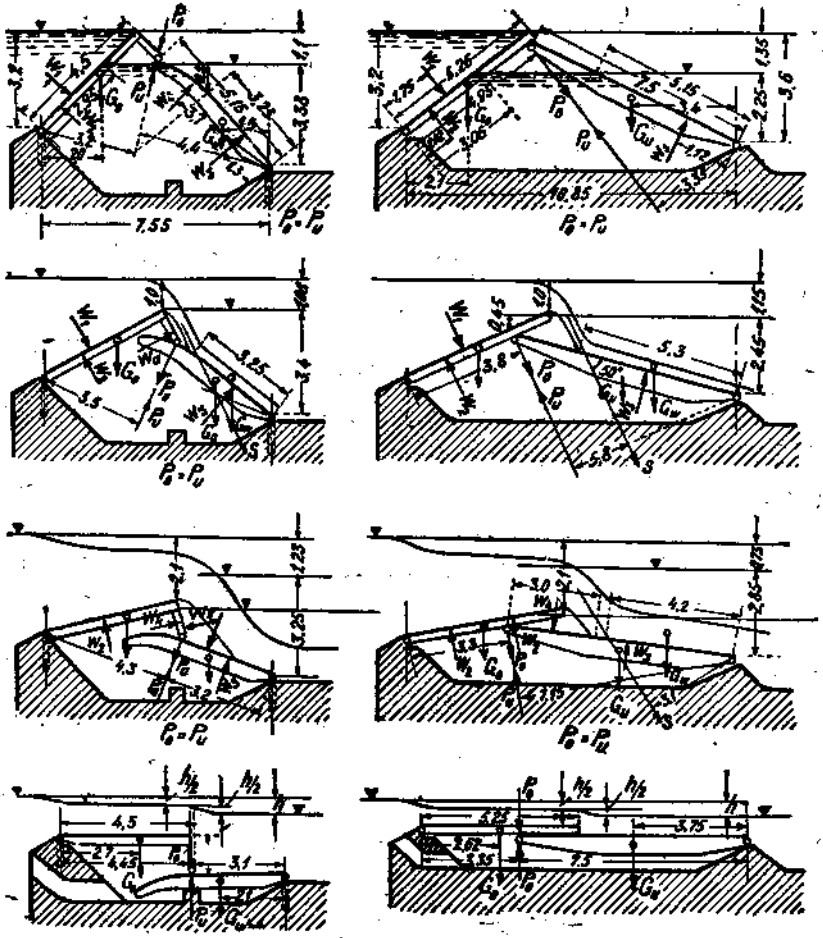


Черт. 66 Постройка плотины бертреп. Вид с верховой стороны.

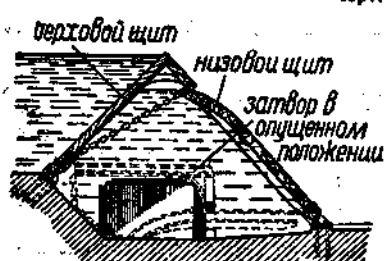
обслуживающего персонала. Современные плотины бертреп имеют подпор до 5,15 *м*. Попытки заменить эту плотину иной (бертреп дороже Поаре и Шаноана более чем вдвое), напр., щитами Шаноана, не дали нужных результатов, вследствие чего бертреп крепко удерживает положение, твердо и бесспорно завоеванное им на водных путях САСШ.

Тип Уайта—излюбленная конструкция в САСШ (черт. 63, 64, 65, 66). Угол в вершине гребня берется равным 110°.

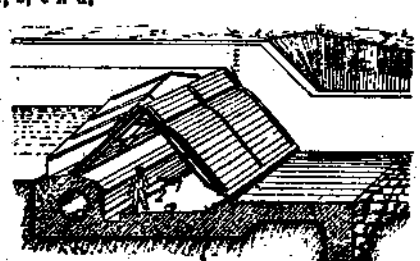
Швейцарская фирма Губер-Лютц внесла значительное усовершенствование в конструкцию затвора, вследствие чего флютбет плотины уменьшился по длине, а легкость маневрирования увеличилась (черт. 67).



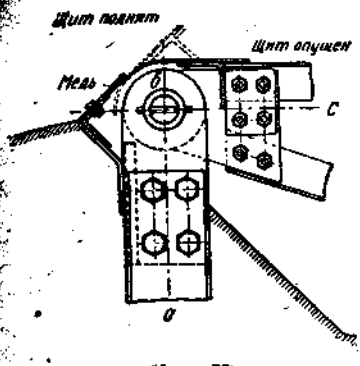
Черт. 67-a, b, c и d.



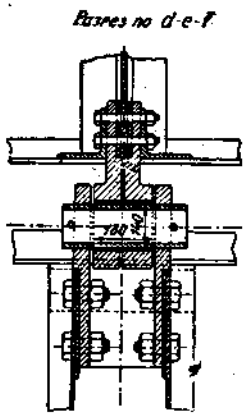
Черт. 68.



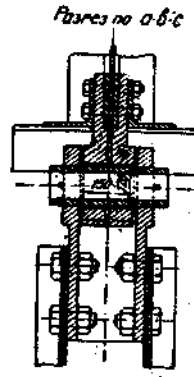
Черт. 69. *1*—закрыт; *2*—промывной канал открыт.



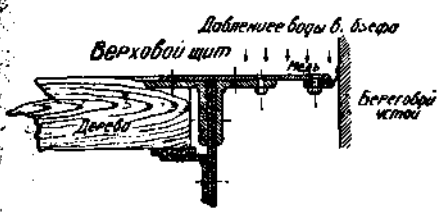
Черт. 70.



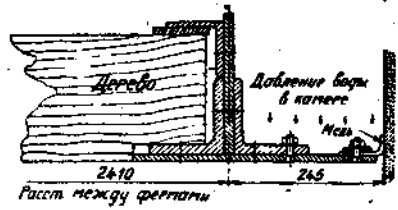
Черт. 71.



Черт. 72.



Черт. 73.



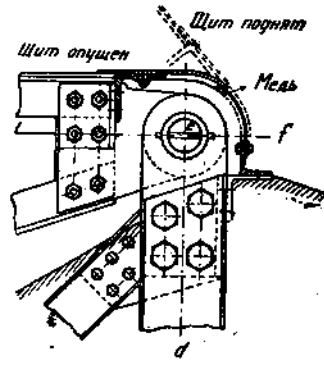
Черт. 74.

Конструкция Губер-Лютца известна в Европе под названием дахвер (черт. 68—75).

В СССР до сего времени не построено ни одной плотины данного типа, но была запроектирована дахвер для р. Десенки в 1924 г.

§ 6. Плотины промышленного типа.

Сюда относятся плотины, устраиваемые на реке, используемой в гидроустановке одновременно с улучшением судоходных условий. Суда идут при этом в шлюз в течение всего навигационного периода. Таковыми плотинами являются: щитовые, сегментные, вальцовые, секторные, дахвер (см. выше).



Черт. 75.

Щитовые плотины устраиваются деревянные, металлические, а также смешанные (дерево с металлом), при чем при движении щита он или скользит в пазах (скользящий щит), или катится на колесах, насаженных на оси и наглухо прикрепленных к щиту, или наконец катится по особой катковой раме, занимающей положение между щитом и пазом (щит Стоней).

При шлюзовании рек щитовые плотины уместны в особенности при значительных для водных путей подпорах, достигающих в пределе 12—13 *м* (1931 г.); максимальный пролет—25 *м*.

Плотины с деревянными щитовыми затворами ныне устраиваются при высоте щита до 6 *м;* максимальный пролет—8 *м* (Кинзау на р. Лех, 8 × 3,15 *м*). При деревянном флютбете щиты изготовляются из дерева и сажаются один на другой. Наличие электрической энергии на плотине позволяет мало считаться с подъемной силой, потребной при маневрировании затвором; больше внимания уделяется ныне надежности действия. В этом отношении предпочтительны скользящие щиты; максимальные размеры—20 *м* × 3,60 *м* (установка Альц, в Баварии). Лишь с увеличением высоты затвора переходят к каткам и наконец к катковым рамам.

Макс. отверстие, перекрываемое в 1931 г. щитом, равно 12 × 25 = 300 $м^2$ (плотина Пассау).

Деревянные щиты, имеющие предпочтение при обилии леса и в условиях суровой зимы (меньше подвержены обмерзанию), имеют толщину $\delta = 27{,}4 \cdot L \cdot \sqrt{\frac{H}{\sigma}}$, где H—напор на щит в данной точке, L—пролет, σ—допускаемое напряжение дерева на изгиб (от 60 до 80 *кг/см²*); $d = (3{,}1$ до $3{,}5) \cdot L \cdot \sqrt{H}$ в *см* (L и H—в *м*).

При подъеме деревянного скользящего щита надо принять $\mu = 0{,}7$, а механизмы сделать с запасом в предположении $\mu = 1$.

Металлические щиты (или деревянные щиты с металлическими главными балками) состоят из обшивки (в суровом климате следует обшивать щиты с двух сторон досками толщиной до 2 *см* в целях уменьшения обмерзания) и скелета из балок. Эпюра давления воды делится на n равновеликих частей, по числу n балок; каждая балка помещается в центре давления данного отрезка эпюры (черт. 76).



A-B – Диам круга

Черт. 76.

При выборе допускаемого напряжения железа на изгиб надо помнить об условиях эксплоатации затворов (лед и его действие на щиты, ржавчина). В Европе балки считают обычно с допускаемым напряжением от 700 до 1000 *кг/см²* (Schoklitsch, Wasserbau, II, стр. 586, «Annales des travaux publiques de Belgique», 1930, t. XXXI). На ржавчину при расчете обшивки добавляют 2 *мм;* тоньше 8 *мм* обшивку и прокатное железо не применяют; при больших щитах эту толщину доводят до 10 *мм* при допускаемом напряжении в 1000 *кг/см²*.

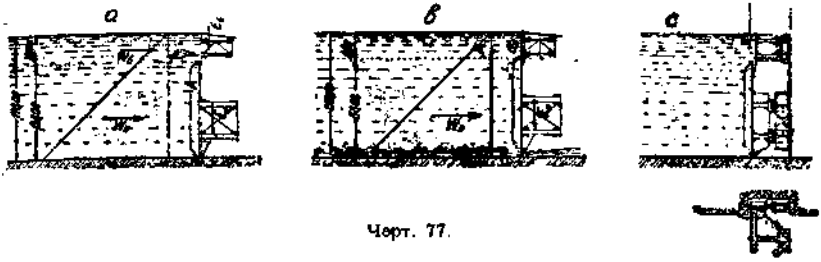
Вес большого щита равен по ф-ле базельского инж. Bucher:

$$G = 4 + 0{,}0375 L^{\frac{4}{3}} H^{\frac{3}{2}},$$ где G—в *т*, L и H—в *м*.

Не следует назначать усилие для подъема щитов, исходя из теоретически подсчитанного усилия: механизмы должны иметь запас в подъемной силе (цепи и тяги также) порядка 35—50% по местным условиям. При этом в расчетах коэф-т трения в цапфах принимаем $\mu = 0{,}35$ для стали и 0,50 для железа.

Современные щиты больших пролетов и напоров устраиваются сдвоенные, при чем верхний щит служит регулятором горизонта воды в верхнем бьефе, а нижний щит поднимается лишь в солидный паводок. Оба щита в

значительной мере независимы в своей работе (черт. 77). В современных щитовых затворах сильное стремление к статической определимости, к



Черт. 77.

уменьшению числа главных балок (чаще две), к уменьшению числа роликов. В совокупности получается уменьшение веса затвора, увеличение его жесткости и улучшение условий клепки и эксплоатации.

Табл. 6. Примеры новейших щитов.

№№ по порядку	Название плотины	L	H	$L^{4/3}$	$H^{3/2}$	$L^{4/3} H^{3/2}$	Вес по формуле	Вес действит.	Вес щита в кг, деленный на $L \cdot H$ (на 1 м²)
1	Chancy-Pougny	12	11,25	27,45	37,7	1027	94	75	560
2	Olten-Gösgen	15,6	6,10	38,62	15,0	579	55	65	580
3	Olten-Gösgen	15,6	6,60	38,62	16,9	653	61	74	740
4	Augst	17,5	9,00	45,0	27,0	1215	110	100	630
5	Isar	17,0	5,65	43,30	13,4	580	55	60	625
6	Simme	7,0	7,0	13,36	18,5	246	26	21,5	440
7	Chèvres	10,0	8,5	21,53	24,8	533	51	55	650
8	Laufenburg	17,3	15,0	44,32	58,1	2575	229	230	940
9	Laufenburg	17,3	12,5	44,32	44,2	1959	176	200	925
10	Кичкас (Днепр)	24,0	9,0	69,2	27,0	1869	167	160	740
11	Eberbach	10,0	3,25	21,53	5,86	126	15	18	555
12	Albula	8,0	9,0	15,89	27,0	429	42	43,2	600
13	Albula	15,0	5,0	36,66	11,2	410	40,0	32,5	430
14	Kachlet	25,0	11,8	72,32	40,5	2929	260	260	900
15	Portenstein	8,0	9,2	15,89	27,7	440	42	47	640

Примечание. В вес входит лишь движущая часть щитового затвора без цепей и закладных частей.

Для вполне исправной службы щитов в зимнее время надо обогревать щиты электрическим током, затрачивая до 0,7 kW на 1 м² перекрываемого отверстия.

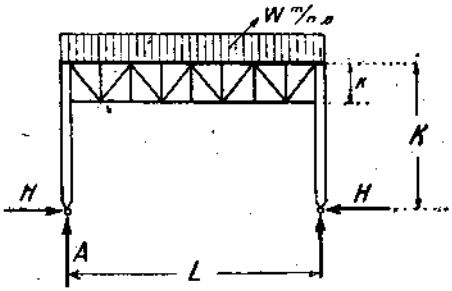
Сегментные затворы при пролетах до 15 м и напорах до 7 м отлично работают в суровых условиях Швеции, где с ними конкурируют лишь секторные затворы. Однако затвор Ляденбурга в Германии имеет пролет 36 м.

Современный сегментный затвор значительного пролета имеет портальный тип (черт. 78). Рамы-поперечины должны иметь достаточный момент инерции I для сопротивления продольному изгибу и не меньше:

$$I_{min}\,(см^4) = \frac{5\,(K-k)^2}{\pi^2 \cdot E} \cdot \frac{w \cdot L}{2} = 1{,}18\,(K-k)^2 \cdot L \cdot w$$

(пятикратный запас прочности).

Вес сегментного затвора получаем минимальный на 1 $м^2$ отверстия при малом пролете и значительном напоре. Однако даже при $L = 15$ $м$ и $H = 2{,}75$ $м$ имеем 475 $кг/м^2$ перекрываемого отверстия (минимум до 300 $кг/м^2$).



Черт. 78.

Вальцовые затворы еще удерживают свое положение, хотя наступление секторных и сегментных затворов сильно ослабило их позицию к 1931 г., когда отчетливо обрисовалось отрицательное качество затвора,—дороговизна,—при отсутствии положительных качеств, присущих лишь этому затвору. Применение имеет место при $L =$ до 45 $м$ и $H =$ до 10 $м$. Нижеприводимая табл. м. б. использована для оценки жесткости запроектированного затвора и правильности принятых весов.

Табл. 7. Вес вальцовых затворов; зубчатых реек и подъемников.

По Hugo Kulka.

№№ по п. р.	Наименование плотины	Отверстие в свету в м	Глубина на пороге в м	Вес в тоннах				Вес вальца в кг, деленный на площадь отверстия
				вальцы	зубчатые рейки, колеса и тормоза	лебедки и цепи	станина лебедки и пр.	
1	Швейнфурт	18,00	4,13	61,0	39,0		16,70	800
2	Швейнфурт	35,00	2,00	81,6	29,0		6,90	1160
3	Ландверканал (Берл.)	5,56	1,58	5,0	1,1	0,80	—	600
4	Кольб моор	30,00	1,70	36,0	6,9	6,10	2,30	700
5	Бранау	22,00	2,50	34,0	8,4	6,60	12,50	620
6	Киссинген	10,00	2,65	9,0	2,5	1,20	1,50	340
7	Нинбург	10,00	2,65	10,1	1,9	0,75	2,40	400
8	Нейтаттерслебен	17,50	2,95	21,0	2,8	1,50	1,50	400
9	Попенвейлер	28,00	3,60	56,0	14,0	12,40	6,00	560
10	Трубек	10,00	1,75	16,0	4,9	2,40	2,50	900
11	Шененверд	17,00	2,00	18,0	3,0	2,20	1,80	530
12	Сан-Мишель	30,00	3,00	55,0	13,0	3,90	3,50	610
13	Верона	12,00	3,40	22,0	9,0	2,30	4,00	550
14	Энсокоски	18,00	3,50	38,0	6,0	5,57	4,40	600
15	Трольгетан	20,00	3,60	49,0	6,0	6,25	0,50	680
16	Деефорс	32,00	3,50	81,0	8,0	11,00	10,00	720
17	Форшхювуд	17,00	8,85	140,0	—	—	—	930
18	»	17,00	3,75	40,0	—	—	—	625

Сравнение данных последней графы этой табл. с данными последней графы табл. веса щитовых затворов показывает, что, чем больше отверстие (H и L значительны), тем ближе вес щитового затвора к весу вальцового (см. затвор Форшхювуд).

Секторные затворы проверены в работе при пролетах в 54 $м$; это—лучший затвор в суровых климатических условиях (опыт Швеции, плотина Ranaasfors—пролеты по 50 $м$).

Если затвор опущен и через него идет вода при создавшемся на пороге подпоре h, то для поднятия затвора в этом положении необходимо иметь

$A > \frac{M}{r \cdot r \cdot \gamma}$, где M—момент силы веса затвора относительно оси вращения; r—радиус сектора, γ—вес единицы объема воды.

Каждые 1,5—2 *м* по длине своей сектор имеет раму. Вес сектора на 1 *м²* отверстия равен 550 *кг* при $L=54$ и $H=4{,}60$ *м* (Везерская плотина).

§ 7. Выбор типа плотины при шлюзовании рек.

При постройке плотины на судоходной реке приходится во главу угла ставить вопрос о полном освобождении отверстия плотины в паводок, когда река допускает судоходство в ее естественном состоянии.

Если плотина строится лишь для судоходных целей, то естественнее избрать тип чисто судоходной плотины, а именно: Поаре, Томаса, Шаноана, мостовую плотину, так как при этом можем открыть русло реки от берега до берега и до дна реки.

Однако при подпоре свыше 4 *м* применение плотин Поаре, Томаса и Шаноана не может быть рекомендовано в виду недостаточной пригодности этих типов затворов при указанных подпорах: маневрирование такими большими затворами лишено той легкости, простоты и надежности, к-рые присущи упомянутым конструкциям при подпорах до 3,5—4 *м*. При подпорах от 4 до 5—6 *м* целесообразно перейти к мостовой плотине или бертрепу.

Точно так же при подпорах свыше 5—6 *м* мостовая плотина может получить применение лишь при не слишком большой амплитуде колебания горизонта воды в реке, а при дальнейшем повышении подпора применение мостовой плотины, вообще говоря, становится нерациональным в виду чрезмерной громоздкости конструкции и дороговизны. Во всяком случае при подпорах порядка 7—8 *м* и выше никогда и нигде пока еще не поднимался вопрос об устройстве мостовой плотины.

В случае, если плотина строится на судоходной реке с одновременной целью использования водной энергии, то отпадает вопрос о необходимости полного освобождения реки в паводок, если в паводок все же происходит использование водной энергии (наиболее частый случай). Тогда выбор типа плотины диктуется вопросом использования водной энергии. Однако бывают случаи, когда использование водной энергии реки прекращается в весенний паводок в виду того, что разность горизонтов воды в берегах становится ничтожной (напр., несколько *см*). Тогда переходим к вопросу о выборе типа судоходной плотины, с п о с о б н о й р а б о т а т ь т а к ж е з и м о й. Такие примеры имеются (см. ниже).

По совокупности изложенного в данной главе надлежит рассмотреть вопрос о выборе типа чисто судоходной плотины, предназначенной работать лишь в судоходное время (первый случай), а также плотины, работающей круглый год, кроме весеннего паводка, т. е. также и зимой.

Первый случай.

П л о т и н а Ш а н о а н а, являясь несколько более дорогой конструкцией, чем плотина Поаре, предпочтительна применением, если река имеет столь быстро наступающие паводки, что фермы Поаре не удается своевременно убрать со щитами: автоматическое открытие щитов Шаноана является весьма важным их преимуществом в этом отношении (см. выше, в соответствующей главе, время уборки щитов Буле и спиц).

П л о т и н а П о а р е предпочтительна по дешевизне и большей надежности эксплоатации, если нет указанных быстро наступающих паводков и сбильных наносов. При этом спицевые плотины предпочтительны при малых подпорах, если в реке избыточное количество воды, достаточ-

ное и на пропуск судов и на фильтрацию между спицами. Щиты Буле, наоборот, применяются при больших подпорах, в особенности, когда надо сберечь воду для шлюзования. При большой ширине реки возможна комбинация плотины Поаре с плотиной Шаноана или дахвером, если это вызывается паводками.

При обилии мелких наносов и плавающих тел может выдвинуться ферма Томаса, а при обильных галечно-гравелистых наносах или подпорах свыше 4 *м* внимание останавливается на мостовой плотине, в особенности, если налицо также задача устроить сообщение между берегами. При большой ширине реки достаточно иметь одно судоходное отверстие при других отверстиях, перекрытых иным затвором (пример—р. Одер, где судоходное отверстие шириной 53,4 *м* перекрыто мостовой плотиной, а береговые—по 30,8 *м* шириной—сегментными затворами при толщине бычков 4,24 *м*).

Второй случай.

Судоходная плотина с работой в зимнее время. Опыт службы щитов Шаноана в Америке, где эксплоатируется свыше 50 плотин Шаноана, показал вполне удовлетворительную их службу в зимнее время. Новая гидроустановка Louisville, на р. Огайо, имеет щиты Шаноана, статически работающие в условиях суровой зимы и динамически—в весенний паводок.

При большой ширине р. Огайо пролеты распределены след. обр.:

2 бертрепа по 28 *м* пролетом каждый;

1100 *п. м* плотины тип Поаре со щитами Буле;

260 *п. м* плотина Шаноана.

Бертрепы служат для регулирования горизонта воды *, Шаноан—для пропуска значительных паводков. Фермы Поаре при наличии щитов Шаноана могут быть уложены в спокойном порядке. Судоходное отверстие перекрыто щитами Шаноана.

В заключение отметим, что мостовые плотины для зимнего времени вполне приспособлены.

Заключение.

Если при небольшой ширине реки приходится выбирать один тип плотины, чтобы не стеснять сечения реки бычками, то при большой ширине реки вполне целесообразно применение основного типа, исходя из экономических соображений (напр., ферма Поаре), пропуская большие паводки плотиной Шаноана и регулируя при надобности горизонт наиболее современной в этом отношении плотиной—дахвером; наличие достаточного судоходного отверстия не препятствует одновременному применению и несудоходного типа плотины, если это дает выгоды в эксплоатации.

Допустим теперь, что при устройстве плотины на водном пути главнейшим фактором является энергетический, возможно, позволяющий также думать о получении значительного подпора, необычного для водного пути. Тогда выбор типа плотины д. б. произведен с точки зрения условий эксплоатации гидроустановки.

Выбор типа затвора в настоящее время решается эксплоатационными требованиями. Наидешевейший затвор, удовлетворяющий последним, и является наиболее правильно выбранным в данных условиях. По отношению к затворам водоподъемных плотин м. б. след. требования:

1. Надо иметь возможность открытия затвора за время, выбранное в соответствии с быстротой наступления паводка.

---

* Они пропускают до 485 *м*³/*сек.* при общем расходе реки до 3 000 *м*³/*сек.*

2. Возможность промыва русла реки в месте плотины в целях освобождения от наносов.

3. Регулирование уровня подпертой воды должно происходить быстро и просто.

4. Удаление льда и др. плавающих тел не д. б. сопряжено с затруднениями.

5. Пригодность затвора по климатическим условиям, а также при обилии наносов.

6. Первоначальные издержки и эксплоатационные затраты на затвор д. б. по возможности минимальные при соблюдении требований пп. 1—5.

В отношении быстроты открытия затвора худшее положение занимают щитовые плотины, зато сегментные затворы удовлетворяют этому требованию в наивысшей мере из всех основных типов плотин.

При промыве русла реки путем поднятия затвора над дном порога происходит вибрация щитовых затворов; однако, т. к. теперь найден способ борьбы с нею, то не будем отмечать особо этот дефект щитовых затворов, где направление подъема совпадает с направлением взвешивающего давления воды на щит, обеспечивая наиболее сильную вибрацию, чем в прочих затворах. При таких обстоятельствах с нек-рым приближением примем, что все основные типы затворов одинаково равноценны с точки зрения требования п. 2.

Регулирование уровня подпертой воды может происходить поднятием затвора или его опусканием. Поднятие затвора не дает однако точного регулирования, к тому же способствует быстрому изнашиванию поверхности флютбета. Поэтому всегда предпочтительно опускание затвора, если подпор — до 2—3 *м*. При больших подпорах лучшее решение—устройство верхнего регулирующего клапана, наличие к-рого не мешает запроектировать основной щит с рациональным использованием металла, т. е. при достаточной величине отношения высоты затвора к его пролету. При этом основной, нижний, затвор вовсе не работает при регулировании.

Т. о., при напорах свыше 3 *м* в отношении требования п. 3 все основные типы затворов более или менее равноценны, коль скоро имеется возможность любой из них снабдить вверху регулирующим клапаном (а щитовой затвор—верхним, опускным, щитом). Однако несколько различная быстрота подъема все же может играть роль. При меньших напорах, когда устройство клапана или верхнего щитка нерационально по конструктивным соображениям, сегментный затвор, как имеющий более легкое управление, предпочтителен.

В отношении удаления льда и др. плавающих тел приходится повторить то же, что сказано о регулирующей способности затворов. Необходимо только добавить, что плавающие тела менее всего препятствуют исправной работе сегментного затвора и вальцового благодаря их форме и направлению подъема. Климатические условия являются обстоятельством, нередко диктующим выбор типа. Так, суровый климат с тяжелыми явлениями льдообразования прямо указывает на необходимость применения вальцового затвора *. При этом щит Стонея вовсе не следует применять, если имеется в виду подъем его в зимнее время, т. к. катки и пазы сильно обмерзают, сводя на-нет преимущества затвора. Простой катковый затвор здесь более уместен, но также нежелателен.

Обильные наносы, в особенности при резком колебании горизонта воды в паводок, указывают на полную предпочтительность применения сегментного затвора с повышенной осью вращения; щиты Стонея и катковые идут

* Шведский опыт выдвигает и здесь конкурентов в виде сегментного и секторного затворов.

следом за сегментным затвором, уступая ему в надежности действия в данных условиях при расчетной подъемной силе (катки и пазы засоряются). Вальцовые затворы в этих условиях нет нужды применять, т. к. они значительно дороже предыдущих и не дают дополнительных выгод в этих условиях.

В отношении первоначальных издержек лучшее место занимают щитовые затворы, к-рые могут оказаться на 10—15% дешевле сегментных при малых подпорах и больших пролетах; при лучшем использовании металла разница в значительной мере сглаживается. Самые дорогие затворы—вальцовые.

Зато эксплоатационные издержки на сегментный затвор, несомненно, меньше, заботы о трущихся частях—минимальные, эксплоатация крайне проста; осмотр, ремонт, окраска приурочиваются к подъему затвора, не требуя никаких особых приспособлений. Однако при напорах в 8—10 *м* и выше катковый щитовой затвор,— несомненно, наивыгоднейшая, проверенная конструкция, отходить от к-рой пока нет никаких оснований. Лишь в суровом климате имеется возможность перейти к более спокойному решению—вальцовому затвору.

Опускные конструкции особенно целесообразны применением, когда неконструктивно применение верхних, регулирующих, клапанов. Однако надо помнить, что вопрос о надежном уплотнении по флютбету для данного случая не имеет хорошего решения и по настоящий день. Кроме того в условиях значительных наносов от опускного щита вообще целесообразно отказаться, т. к. наносы заполняют углубленную часть флютбета, препятствуя нормальной эксплоатации.

Этот последний недостаток надо помнить и в отношении нек-рых плотин, дающих при явлениях незначительного льдообразования лучшее решение, когда есть потребность получить затвор с максимальным пролетом. Однако повышенный флютбет плотины не дает возможности пропустить наносы, отложившиеся впереди плотины, вследствие чего при значительных наносах от данного типа затвора надо отказаться.

Если сегментный затвор большого пролета можно поднять за 10 мин., то, снабдив его вверху быстро открывающимся регулирующим клапаном, получаем затвор, отлично работающий при быстро наступающих паводках. Другими словами, сегментный затвор новейшего типа завоевывает новую сферу применения, когда требуется освободить пролет в 5—7 мин. Лишь в случае необходимости открыть пролет в кратчайший мыслимый срок, напр., в 2 мин., целесообразно перейти к дахверу. Это может понадобиться на маленьких горных речках с небольшим бассейном стока, где паводки наступают после ливня почти мгновенно. Однако и здесь необходимо помнить, что после прохода паводка необходим тщательный осмотр внутренней части дахвера и трубопроводов его в целях приведения их в порядок, т. к. подобные речки отличаются обилием наносов, вызывающих указанные заботы. При этом дахвер уступает сегментному затвору в отношении пропуска наносов в виду повышенного положения порога дахвера. В этом отношении сегментный затвор предпочтительнее; если он небольшого пролета и напора порядка 2,5 *м*, то сегментный затвор и здесь конкурирует, т. к. при подъеме такого затвора в 4—5 мин. можем свести это время к меньшему, снабдив затвор верхним клапаном, воспринимающим первую волну паводка, что практически сводится к уменьшению времени освобождения отверстия. Дахвер же берет около 2 мин.

Изложенное указывает, что, несмотря на новейшие усовершенствования основных типов затворов плотин, соотношение между ними сохранилось прежнее; однако зона применения как щитовых, так сегментных и вальцовых затворов ныне расширилась на реки с более быстро наступающими

паводками, притом при бо́льших напорах и пролетах, чем это полагали в Союзе еще 7—10 лет тому назад.

Резкое послевоенное вздорожание металла в Союзе заставляет отдельно упомянуть о целесообразной замене металлических щитов деревянными и смешанной конструкции, хотя бы до пределов, указанных выше. К этому обязывают требование экономии и наличие собственной электрической энергии для подъема щитов. Дальнейшее стремление к экономии привело к мысли освободиться от затрат на обслуживание затворов при их подъеме и опускании.

В настоящее время можно сказать, что на сбросах водохранилищ качающиеся автоматические затворы работают исправно; их построено много больше, чем опускных конструкций затворов и даже щитов с верхними клапанами. При этом максимальное отверстие (340 $м^2$), перекрываемое современными затворами, связано с применением именно автоматического затвора секторного типа.

Однако в применении к водоподъемным плотинам автоматические затворы должны назначаться с большой осторожностью. Если река несет мало наносов или если предполагается устроить затвор в качестве верхнего щита при имеющемся нижнем, то налицо все основания для применения автоматического затвора. Наконец возможно применение в водоподъемных плотинах автоматических затворов особо надежного свойства (качающаяся диафрагма).

§ 8. Расположение сооружений в плане. Укрепление берегов.

При расположении плотины в плане стремятся к возможно меньшему стеснению русла реки, чтобы, с одной стороны, обеспечить в высокие воды судоходство при скоростях не свыше 1,8 *м/сек.*, если река судоходна, а с другой,—для облегчения условий пропуска воды, что создает меньший подпор и вызывает меньшее затопление берегов.

Однако указанные соображения нередко уступают место экономии. Решением является сооружение, по возможности лишенное сколько-нибудь значительных сопрягающих дамб, помещенных в реке, и расположенное в не слишком узкой части реки, но и не в чрезмерно расширенной. Иногда и узкий участок реки является подходящим,—если берега прочны и условия пропуска воды не слишком тяжелы.

Увлечение экономией и стремление свести к возможному минимуму отверстие плотины за счет увеличения сопрягающих дамб дают очень плохие результаты, т. к. вызывают необходимость постоянных затрат на ремонт, иногда очень значительный, а также преждевременный размыв рисбермы, т. к. расход воды на погонную единицу длины флютбета возрастает (грунты мягкие). Пример—Кочетовская плотина на Дону. В простейшем случае имеем плотину без промежуточных быков, снабженную лишь по концам устоями, сопрягающимися с берегами. Береговой устой обделывается с тыльной части, как устои мостов, т. наз. штрабами для лучшего сопряжения кладки с засыпкой.

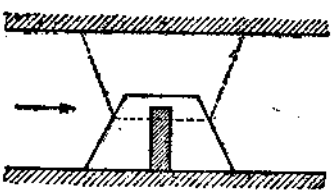
Сопрягающая дамба устраивается с внутренним глиняным ядром, уложенным над шпунтовым рядом, забитым примерно на глубину, равную величине подпора плотины *. Глубина врезки в берега должна обеспечить достаточно большой путь фильтрации воды. Откосы дамбы укрепляются

* Необходимо обратить внимание на достаточность и тщательность устройства шпунтовых рядов (ряжевых ящиков и пр.), чтобы берега не были поставлены в худшие условия работы, нежели флютбет плотины. Экспертная практика автора и редактора отмечает слишком частые прорывы плотин в берегах по причине слабой врезки в берега.

двойной мостовой или плетневыми клетками с загрузкой камнем. Последнее укрепление более надежно. Верх дамбы также укрепляется мостовой и имеет уклон от берега к устою. Укрепление того же типа распространяют у подходов к плотине и у выходов, т. е. берег выше и ниже дамбы укрепляется по тому же типу. Протяжение этих последних укреплений зависит от устойчивости берегов и условий пропуска льда, а также от степени стеснения плотиной русла реки (при мягких грунтах надо избегать стеснения реки свыше чем на 20—25%, во избежание больших ежегодных хлопот по ремонту рисбермы и береговых укреплений).

§ 9. Производство работ по постройке водоподъемных плотин.

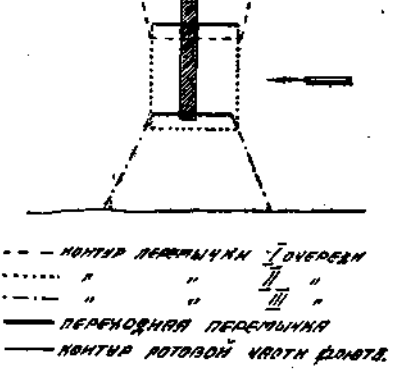
Основные моменты в гидротехнической части вопроса—пропуск воды при постройке и удаление воды из котлована. То и другое д. б. освещено в проекте плотины. Плотину на реке устраивают обычно в две очереди (черт. 79). Однако, если есть возможность отвести поток в обход основного русла, то сооружение можно возвести в одну очередь.



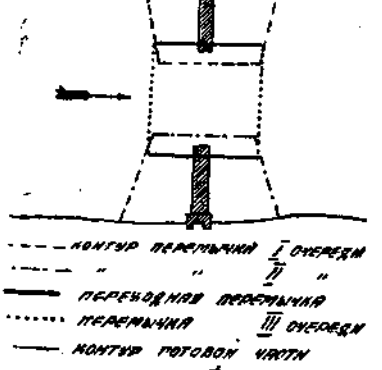
Черт. 79.

Отвод воды м. б. произведен штольней, пробитой в скале, или посредством смещения подвижного русла в пределах поймы потока. Последний прием был применен при постройке Кочетовской плотины, на Дону, выстроенной в одну очередь.

В случае, когда плотина возводится на судоходной реке, а скорости течения воды при постройке плотины получаются свыше предельных, допускаемых для взводного судоходства (1,80 *м/сек.*), приходится прибегать к постройке сооружения в три очереди



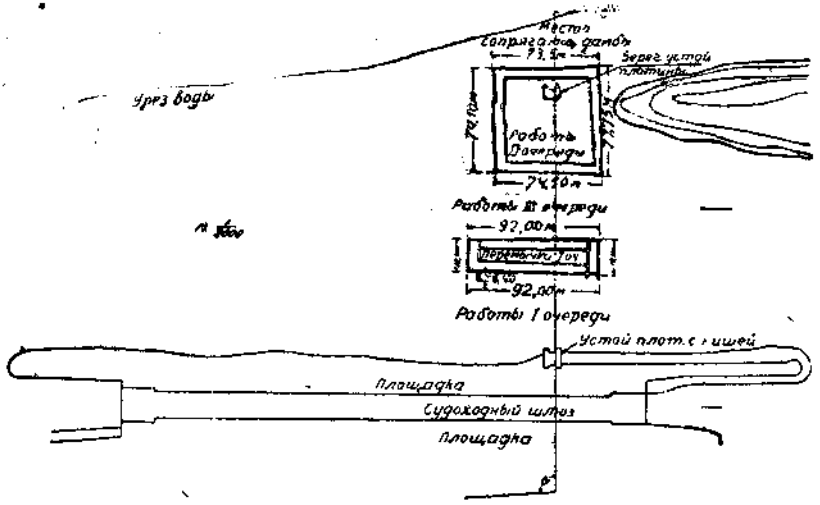
Черт. 80.



Черт. 81.

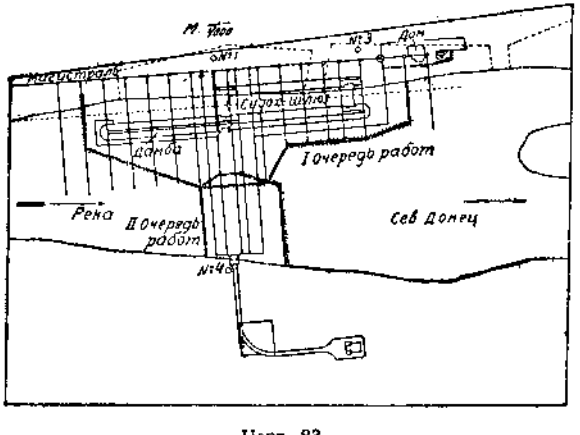
(черт. 80). При этом нормальный порядок—постепенно от одного берега к другому; однако возможен случай, изображенный на черт. 81. Работы в огражденном пространстве ведутся за «перемычками».

При постройке Черепановской судоходной плотины (Поаре), на Шексне (1922—1924 гг.), применен трехочередной порядок работы (черт. 82).



Черт. 82.

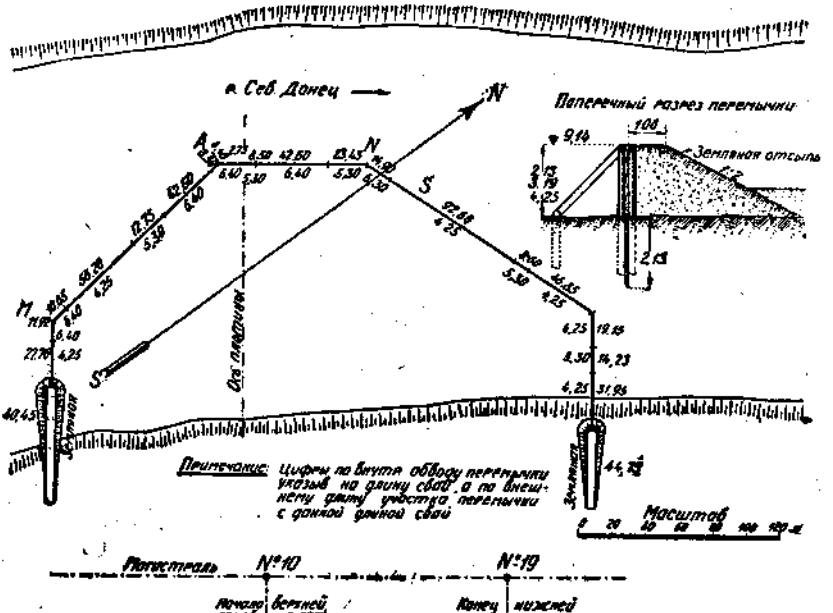
Т. к. для постройки второй очереди не был заготовлен достаточной длины лес для устройства перемычки на фарватерном участке (средняя часть плотины), то пришлось построить во вторую очередь береговой участок, а в третью—среднюю секцию плотины, что, впрочем, не является дефектом плана.



Черт. 83.

Все шесть плотин Сев. Донца выстроены в две очереди (судоходства на реке не было), плотины на р. Оке, а также почти все новые шекснинские плотины—в три очереди, Кочетовская плотина, на Дону, как было упомянуто,—в одну очередь. Все эти плотины—разборчатые, с фермами Поаре и щитами Буле; строились одновременно с судоходными шлюзами. При этом в первую очередь входили шлюз и участок плотины, а во вторую—остальной участок плотины (Сев. Донец).

Черт. 83 изображает порядок выполнения работ по постройке судоходного шлюза и плотины № 7 на Сев. Донце (две очереди). Судоходный шлюз, направляющая дамба и пол плотины вошли в первую очередь. То же самое имеем на черт. 84 (постройка шлюза и плотины № 3 на Сев. Донце). При разделении работ на очереди стремятся к равномерному стеснению реки за период работ, что достигается предварительными гидравлическими подсчетами. Необходимо помнить, что дно реки и противоположный берег подвержены размыву. Размыв дна на 1 *м*—обычное явление. Желательно придерживаться правила—не стеснять русла реки свыше 30%, считая горизонт воды на отметке верха перемычек. При постройке одной из плотин на р. Огайо при стеснении русла на 50% скорости течения воды возросли с 1 *м/сек.* до 2,75 *м/сек.* и дно подвергалось сильнейшему размыву.



Черт. 84.

Устройство перемычки (черт. 79) вызывает стеснение реки, а след., появятся подпор и увеличение скорости течения в суженной части.

Подпор

$$z = \frac{1}{\varphi^2}\left(\frac{u_1^2 - u_2^2}{2g}\right) = \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{Q^2}{2g} \cdot \left(\frac{1}{\omega_1^2} \cdot \frac{1}{\omega_2^2}\right);$$

при этом $\frac{1}{\varphi^2} = 1{,}50$; u_1 и u_2—скорости воды в реке до постройки перемычки (u_2) и после сужения реки (u_1), а ω_1 и ω_2—соответственные площади живого сечения. Подсчеты необходимо произвести при всех наиболее характерных горизонтах и расходах воды в реке, возможных за период работы перемычки.

Если плотина входит в состав группы сооружений, составляющих в целом гидросиловую установку, то при разделении на очереди необходимо станцию (если она не в реке) помещать в первую очередь (см. заводские заказы) с тем, чтобы к моменту окончания работ по устройству плотины монтаж станции был также закончен (в современных условиях монтаж отнимает свыше трех месяцев для небольших станций, в 2—5 тыс. kW). При этом в случае водоподъемной плотины малого подпора окончание работ по постройке плотины может происходить во время работы пущенной в ход станции, что может вызвать лишь нек-рое увеличение высоты перемычек второй очереди. При постройке плотин в целях утилизации водных сил обычно нет налицо тех условий пропуска воды, что при устройстве разборчатых судоходных плотин, т. к. утилизационные плотины чаще устраиваются водосливными. Во время производства работ второй очереди вода должна проходить через оставленные отверстия в плотине (на участке первой очереди). Эти отверстия подлежат заделке по окончании всех работ по устройству плотины перед проходом паводка. При этом перемычки второй очереди д. б. несколько выше, т. к. д. б. создан подпор для пропуска воды через отверстия.

Иногда в проекте предусматриваются особые отверстия при сопряжении водосливной плотины со станцией. Эти отверстия, в главнейшем предусматривающие удобство работ по постройке сооружений (вопрос пропуска воды облегчается), иногда остаются и на время эксплоатации, играя ту же роль и облегчая работу плотины.

Черт. 85 изображает план Волховской гидроэлектрической станции, имеющей особое отверстие для пропуска воды, перекрываемое катковыми затворами. Нормальный порядок работ по возведению сооружений Волховской гидростанции в две очереди показан на черт. 79, при этом плотина назначается во вторую очередь, станция—в первую. Порядок работы, принятой строительством, виден на черт. 86. Быки ледозащитной стенки, представляющей собою аркаду в 18 пролетов, возведены с помощью съемных кессонов.

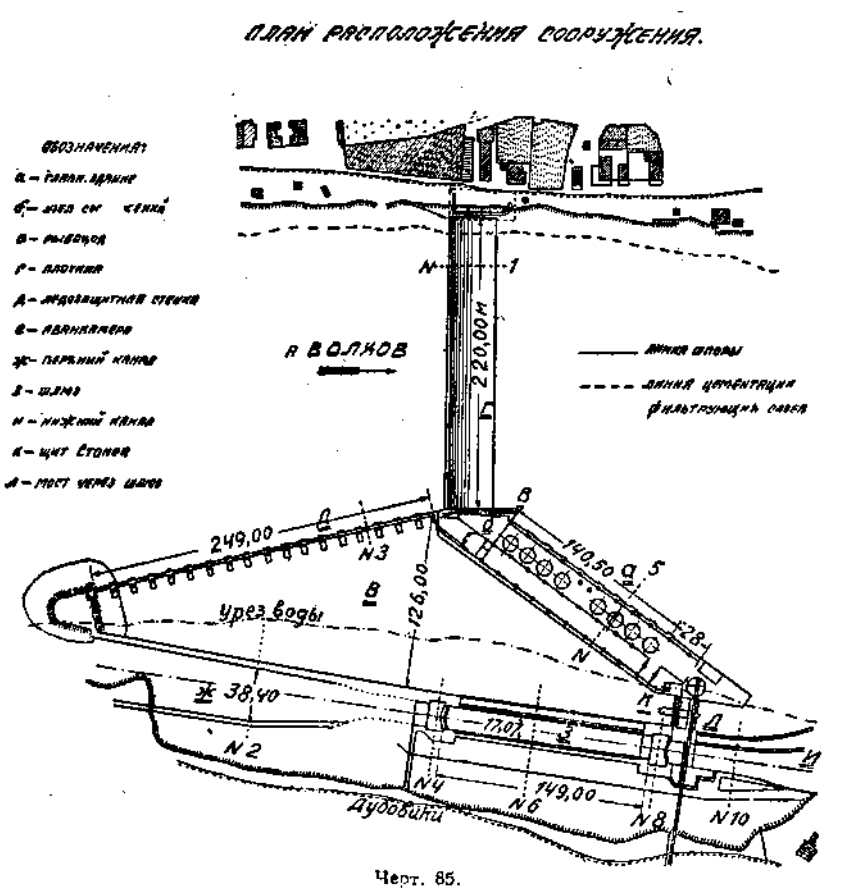
С целью скорейшего окончания работ строительство одновременно с работами по станции открыло работы и по плотине, опустив потерянные кессоны по ее длине с промежутками между кессонами для пропуска воды (гребенка). В этих целях впереди кессонов (по течению) было установлено предварительно пять ряжей—рымов, загруженных камнем. Ряжи были соединены временным мостом. Эти ряжи были использованы как рымы при подводке кессонов. Кессоны изготовлялись на особых площадках, расположенных также на ряжах (других). Готовый кессон подводился к месту установки с помощью плавучего крана, изображенного на черт. 86 и состоящего из двух понтонов шириной 6 *м* и длиной 46 *м* каждый.

Для заложения фундаментов подводной части здания силовой станции применены были также потерянные кессоны. Однако необходимость производства выемки по зданию станции и надлежащего соединения опущенных кессонов потребовала устройства перемычек. Устой и 10 *п. м* плотины устроены также с помощью перемычки. Необходимость обделки грунта ниже водослива плотины требует также ограждения площади. Высота перемычки назначается с таким расчетом, чтобы получилась возможность работы за перемычками в течение времени, достаточного для того, чтобы закончить работы данной секции плотины. Совершенно естественно стремление к удлинению этого периода. Однако в редких случаях удается иметь перемычку, позволяющую спокойно вести работу, без всякого риска затопления ее паводками.

Практически принимают верх перемычек на 1,5—3 *м* выше среднего меженнего горизонта воды, но там, где меженний период короток, прини-

дают упомянутое превышение до 4—5 *м* (р. Огайо и др. реки), если это дает весьма заметное удлинение рабочего периода.

При постройке шести плотин на Сев. Донце (1911—13 гг.) верх перемычек был задан на 1,90 *м* выше среднего меженнего горизонта. При этом максимальный летний паводок не доходил до верха перемычек на 0,45 *м*. Однако зимние паводки, по данным наблюдений за 26 лет, за эти годы



Черт. 85.

семь раз превышали отметку верха перемычки. Хотя летний строительный сезон на Донце достаточно длинен, однако в целях непрерывности работ предусмотрены были бетонные работы в тепляках. Паводки зимой 1911/12 г. превзошли все предположения: перемычки были затоплены, работам был нанесен убыток, к-рый автором настоящего труда был исчислен в 150 000 руб. (1912 г.) для двух сооружений,—№№ 5 и 6.

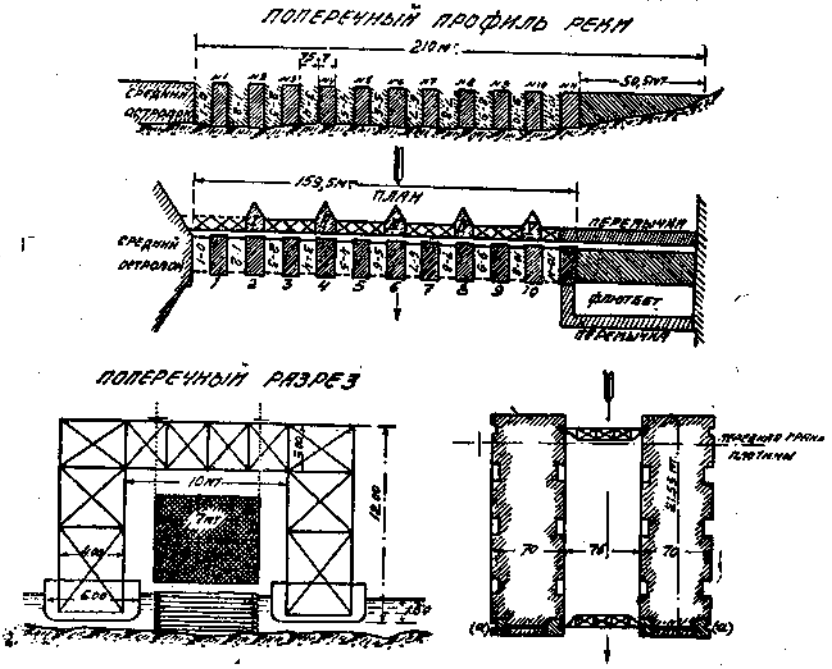
При расположении перемычек в плане приходится иметь в виду след.:

1. Огражденный участок должен заключать в себе всю площадь работ

данной секции с учетом необходимого места для вспомогательных сооружений.

2. Откосы котлованов не должны подходить к перемычке ближе чем на 10 *м*, во избежание стесненных условий работы и увеличения фильтрации воды через перемычку; примитивность оборудования работ, требуя большей площади, увеличивает это расстояние в $1^1/_2$—2 раза.

3. Применение канатных линий для удаления грунта из котлована и для производства бетонных работ сводит ограждаемую площадь весьма близко к той, что требуется плановыми размерами сооружения, в особенности, если для устройства перемычек применены металлические шпунтовые сваи с достаточной глубиной погружения (песчаный грунт) свай.



Черт. 86.

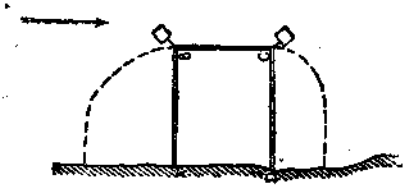
4. Совершенно очевидно, что перемычку может оказаться выгоднее вести по более мелкому месту даже при удлинении ее; если таковые условия имеются, необходимо подсчетом принять более экономическое решение

5. Прямоугольное очертание перемычек в плане более выгодно, однако подмыв углов *B* и *C* и всей линии *BC* (черт. 87 и 88) м. б. избегнут лишь более плавным очертанием сторон перемычки *AB* и *DC*, при чем фигура *ABCD* превращается чаще в трапецию с малым основанием *BC* и большим *AD*; при этом возрастает стоимость перемычки, но при больших скоростях течения создаются более спокойные условия производства работ.

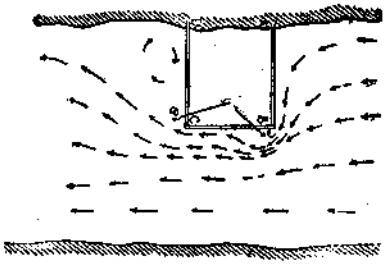
В качестве примера укажем, что Черепановская плотина, на Шексне имела ширину котлована 45 *м* при ширине площади, ограждаемой перемыч

ками, около 65 *м*. Сваи перемычки были забиты в глинистый грунт. При исчислении ширины котлована приняты во внимание также понур и рисберма. В направлении, перпендикулярном течению воды, граница перемычки определяется гидравлическими подсчетами, как указано выше. Часто оставляют в нижнем участке *CD* перемычки отверстие для входа землечерпалки, которая производит земляные работы и уходит из огражденной площади, после чего перемычка заканчивается устройством.

В зависимости от условий службы перемычки конструкция последней м. б. более солидной или облегченного типа. Так, если период меженних вод весьма значительный и паводки не велики, представляется возможным при надлежащем темпе работ закончить всю секцию плотины в течение лета. Другое дело, когда низкие горизонты держатся в реке 1—$1^1/_2$—2 мес., а в остальное время перемычка должна выдерживать паводки и ледоход. Примеры первых условий можно видеть на верховьях рек южных областей. Лучший пример второго рода—низовье р. Шексны (находящаяся в работе Ягорбская плотина), где долгое время держится подпор из Волги, а ранней весною и осенью проходят солидные паводки. В этих условиях неизбежно устройство солидной перемычки значительной высоты, обеспечивающей необходимый период работ в огражденном пространстве с применением трех смен рабочих в сутки.



Черт. 87.



Черт. 88.

Немалую роль играет также скорость течения воды вне перемычки, заставляя иногда отказаться от нек-рых конструкций перемычек. Хотя надобность в перемычках временная, однако надо помнить, что исправлять разрушившуюся перемычку чрезвычайно хлопотливо. Если это произойдет в рабочее время, то происходит срыв работ, что влечет значительные убытки. Поэтому необходимо избегать нездоровой экономии, не имеющей в качестве основания опытных данных.

В настоящее время твердо установлен взгляд, к-рый проводится в жизнь: перемычка—это не временное приспособление: это—часть проекта сооружения. При постройке плотин, а также вообще при ограждении водных пространств в целях производства работ за перемычками (скальные работы для улучшения судоходных условий, подъем затонувших судов и пр.) последние применяются различных типов: обычные земляные дамбы, песчаные перемычки (особый тип), перемычки на козлах, однорядные шпунтовые перемычки с наружной отсыпью грунтом, двухрядные шпунтовые перемычки, ряжевые и ящичные.

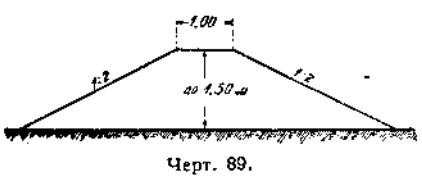
Земляные перемычки выгодно применяются при небольших высотах и незначительных скоростях течения воды. При больших высотах река была бы сильно стеснена земляной перемычкой; фильтрация через тело конструкции незначительна. Лучшее применение—береговые участки перемычек других типов, начиная от нуля (сопряжение с берегом) к концу высотой до 2 *м*.

При постройке шести плотин на Сев. Донце земляные перемычки применялись при высоте над грунтом до 2 *м* (глубина в межень—до 1,20 *м*). Грунт подвозился в тачках и вагонетках, разравнивался и слегка трамбовался. 1 *м*³ перемычки обходился в 30—40 коп., в зависимости от местных условий, при дальности возки не свыше 80 *м*.

Черт. 89 изображает донецкий тип земляной перемычки, а черт. 84—план расположения этих перемычек (береговые участки). Для данного типа годится всякий грунт, если это не глина и не торфяной или болотистый грунты, к-рые непригодны для устройства перемычек. Лучший грунт—песчано-глинистый.

Примесь гальки или щебенистого грунта, повышающая вес единицы объема насыпи, крайне желательна, способствуя большей устойчивости сооружения (перемычка плотины № 5 Сев. Донца). В случае сильного течения, угрожающего размывом земляной дамбы, применяют мешки, нагруженные тем же грунтом и располагаемые со стороны воды. Мешки наполняются не более, чем на $^2/_3$, иначе они не прилягут плотно друг к другу. При больших скоростях и значительных глубинах прибегают к устройству всего профиля из мешков с землей. В английских колониях эти мешки приготовляют из тонкой тростниковой рогожки при сроке службы 1—2 года и стоимости мешка около 20 к. (мешки быстро загнивают).

Тип перемычки из мешков, наполненных грунтом, был применен при постройке нильской плотины Assiout, при чем мешки наполнялись р е ч н ы м и л и с т ы м г р у н т о м. Высота перемычки достигала 9 *м* при рабочем напоре до 6 *м*. Уклон наружного откоса—1 : 6. Одна из перемычек ограждала площадь до 28 тыс. *м*² и потребовала для своего устройства 2 697 тыс. мешков с 450 тыс. *м*³ грунта (Wegmann, The design and construction of dams, 1922).



Черт. 89.

При наличии песчано-глинистого грунта этот тип хорош при сильном течении и узкой реке, т. к. в случае надобности откосы перемычки м. б. очень крутые. Для подсчета стоимости 1 *м*³ перемычки из мешков надо прибавить около 30% к стоимости 1 *м*³ обычной земляной перемычки и добавить стоимость мешков (около 15 на 1 *м*³).

В виду особо тяжелых условий работы перемычки Louiswille, выполнявшей роль временной плотины, устроенной в канале, подверженном нагону воды штормовыми ветрами, передняя часть профиля имеет два шпунтовых ряда в расстоянии 1,5 *м* один от другого при высоте перемычки в 1,80 *м*. По той же причине поверхность перемычки покрыта досчатым настилом. Задний откос имеет уклон $1 : 1^1/_2$ $\frac{\text{вертик.}}{\text{горизонт.}}$, а передний немного круче.

П е с ч а н ы е п е р е м ы ч к и д. б. выделены в особый тип в виду того, что они работают по другому принципу, имея применение при высоте до 4 *м* и более над грунтом в с л у ч а е о б и л и я п е с к а мелкой и средней крупности: крупный песок вызывает большие расходы на водоотлив. При откачке воды из огражденного пространства при рассматриваемом типе перемычки горизонт воды сначала понижается медленно, затем понижение горизонта при той же работе насосов идет все заметнее и заметнее, невзирая на увеличение подпора воды, пока огражденная площадь вовсе не будет осушена. Дело в том, что фильтрующая сквозь перемычку вода перемещает частицы подвижного грунта (песка), заставляя мелкие частицы располагаться в промежутках между более крупными, вызывая тем самым усадку отсыпи и необходимость пополнения ее засыпкой. При этом песчаное ядро

уплотняется, пористость уменьшается, а с ней уменьшается и фильтрация через тело перемычки. Кроме того, речная вода, фильтруя через насыпь, оставляет в ней все наносы, к-рые она содержала, протекая в реке. Эти тончайшие частицы (наносы) цементируют песчинки, еще более уменьшая фильтрацию.

Далее наружное давление воды, увеличиваясь по мере осушения огражденного пространства, настолько уплотняет насыпь, что фильтрация становится весьма небольшой по сравнению с начальным моментом откачки. Временные остановки водоотлива и медленная откачка в первоначальный момент крайне желательны, т. к. способствуют большему уплотнению перемычки. Описанные явления характерны лишь для песчаной массы, обладающей подвижностью отдельных частиц.

Откосы песчаной перемычки варьируют в широких пределах в зависимости от крупности песка, скорости течения воды, подвижности или постоянства русла и способа производства работ. Если песчаная насыпь приготовляется обычным способом, то в среднем надо принять откос на воду с уклоном 1 : 2—1 : $2^1/_2$, а внутренний откос 1 : $1^1/_2$—1 : 2 при ширине поверху от 2 до 4 *м* в зависимости от крупности песка и высоты перемычки, к-рую рассматриваем в пределах 1,5—4 *м*. Во всяком случае ширина поверху не д. б. меньше высоты песчаной перемычки. При этом при данных соотношениях по откосу истечения профильтровавшей воды необходимы или легкая каменная отсыпь с утолщением ее ко дну, или щелистое досчатое заграждение (см. ниже), т. к. в начальный момент работы перемычки, когда она еще не успеет заилиться, профильтровавшая вода подойдет к откосу ее истечения с нек-рым напором, опасным для целости откоса, а следовательно, и перемычки.

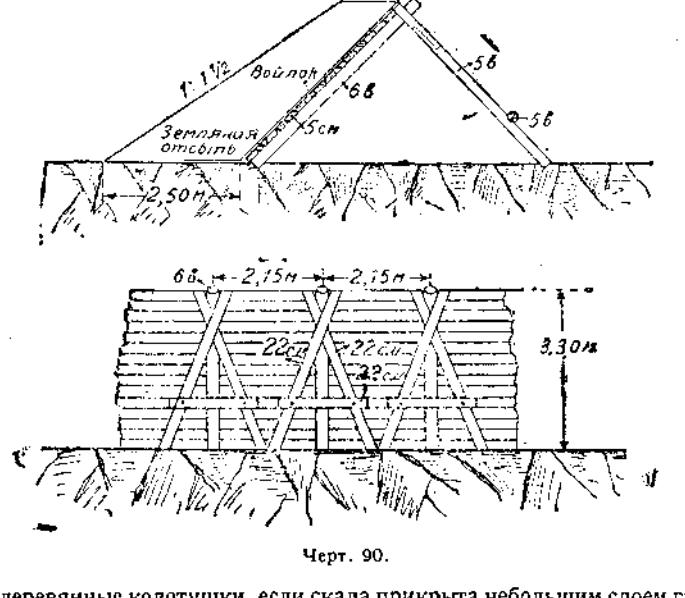
Наибольшей устойчивости песчаной перемычки при минимуме фильтрации достигаем, устраивая возможно более водонепроницаемый напорный откос и возможно более проницаемый низовой откос (откос истечения профильтровавшей воды). Т. о., при наличии песка различной крупности с напорной стороны желательно помещать возможно более мелкий песок, а с низовой стороны возможно более крупный с прикрытием последнего каменной отсыпью в нижней части откоса. Однако мелкий песок легко уносится течением воды, если оно значительно. Приходим к выводу, что в этом случае необходима защита от текущей воды (см. ниже).

Исчисленную по чертежу кубатуру песчаной перемычки практически приходится значительно увеличивать, если откос ничем не защищен от воды. Так, при скорости до $1^1/_2$ *м/ск.* и средней крупности песка, смешанного с мелким, на Сев. Донце пришлось добавить к теоретическому количеству потребного песка еще 40%. Когда перемычка образуется рефулированием, песок поступает в насыпь в виде жидкой массы и откос на воду доходит до 1 : 12 и даже до 1 : 15 при внутреннем откосе 1 : 4—1 : 5. Однако ниже горизонта воды откос сам устанавливается круче, доходя до 1 : 5. При этом происходит заиление отсыпи в момент устройства перемычки. Очевидно, здесь м. б. лишь общая опытная оценка выгодности типа перемычки, ибо нельзя считать объем перемычки по очертанию профиля. В условиях дорогого леса и обилия песка такой тип конечно выгоден при скорости течения воды, позволяющей насыпи держаться устойчиво, в особенности, если стесненная река легко перемещается в плане, создавая облегченные условия производства работ. Пример—постройка Кочетовской плотины, на Дону, выполненной в одну очередь с помощью рефулированной песчаной перемычки благодаря подвижности русла реки в плане. Ширина поверху в этом последнем типе берется примерно вдвое больше, чем у предыдущего.

Перемычки на козлах применяются при небольших высотах (до 3 *м*) при грунтах, не допускающих забивки свай. При этом доски

укладываются горизонтально, перпендикулярно передней ноге козла, погружаемые в воду щитами (черт. 90). Козла ставятся через 2 *м* ось от оси. В целях придания перемычке водонепроницаемости доски покрываются войлоком, опускаемым до грунта и расстилаемым по дну реки полосой шириной 1—1,5 *м*. Затем устраивается насыпь с откосом на воду 1 : $1^1/_2$ и до 1:2 в зависимости от грунта и скорости течения воды. Этот тип, отвечающий черт. 90, был применен при постройке плотины и шлюза № 4 на Сев. Донце (хутор Виноградный) и показал хорошую работу как в отношении устойчивости, так равно и в отношении водонепроницаемости.

При больших высотах потребуются горизонтальные прогоны по козлам, а доски надлежит располагать в перпендикулярном направлении против описанного случая: тогда их можно слегка загнать концами в грунт, при



Черт. 90.

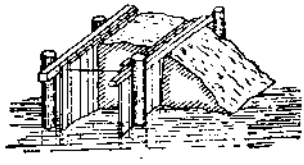
меняя деревянные колотушки, если скала прикрыта небольшим слоем грунта, допускающего погружение в него досок на 10—20 *см*. Контрактная цена 1 *п. м* перемычки на козлах донецкого типа в условиях 1911—1913 гг. равна 28 р. при высоте перемычки до 3 *м*. Разборка того же типа перемычки расценена в контракте в 5 р. за 1 *п. м*.

Однорядные шпунтовые перемычки устраиваются на грунтах, допускающих забивку свай при не слишком больших скоростях течения воды и высоте перемычки над грунтом не свыше 4,5—5 *м*. В СССР применяются пока исключительно деревянные сваи, а в Америке преимущественно железные. Последние по выполнении работы вынимаются в пригодном виде для дальнейшего использования; к тому же они могут держать гораздо больший подпор при значительной водонепроницаемости. Однако и в Америке применяются деревянные перемычки (черт. 91 и 92) из сдвоенных рядов досок без вынутых пазов и нарубки гребня. Необходимо отметить, что забивка деревянных шпунтовых свай в нек-рые грунты (песок с гальк-

кой, щебенистый грунт и др.) не дает удовлетворительных результатов: сваи расходятся между собой, образуя щели и не проникая глубоко в грунт. В этом случае металлические шпунтовые ряды опять предпочтительнее.

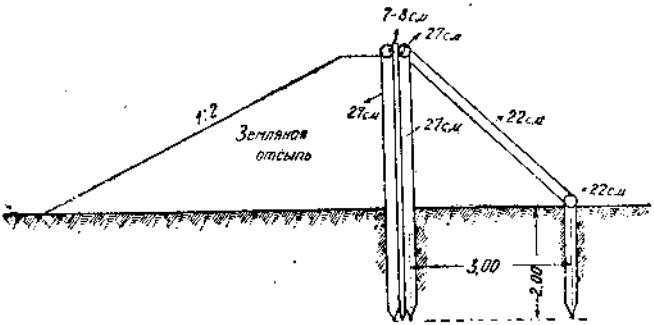


Черт. 91.

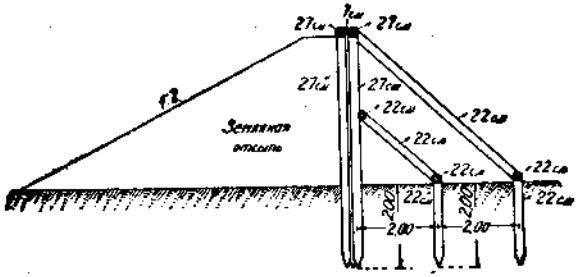


Черт. 92

При постройке плотин и судоходных шлюзов на Сев. Донце широкое применение получил тип перемычки, состоящий из двух рядов направляющих свай $d = 26{,}7$ *см*, забитых через 2 *м* одна от другой, насадок, положенных на направляющие сваи, одиночного шпунтового ряда из досок толщиной



Черт. 93.



Черт. 94.

3″ (7,6 *см*), забитых в грунт на глубину до 2 *м*, земляной отсыпи со стороны воды шириной поверху в 1 *м* и подкосов с внутренней стороны, упирающихся в прогоны, одетые на шипы упорных свай. В зависимости от высоты перемычки подкосы расположены в один или два ряда (черт. 93 и 94).

Всего на Сев. Донце было выстроено 10 перемычек описанного типа при общей длине в плане 3,5 *км*. Работа первых перемычек показала, что упорное бревно нецелесообразно сажать на шипы упорных свай, а следует укладывать прямо на грунт впереди свай вплотную к ним во избежание скалывания шипов. Для отсыпки применялся грунт, вынутый из котлована: чистый песок мелкий и средней крупности (сооружения №№ 2, 3 и 6), землистый грунт (№№ 4 и 7) и песчано-глинистый грунт с примесью щебня и гальки (соор. № 5). Никаких струеотводных щитов не применялось. В случае применения чистого песка требовалось на 40% больше грунта, чем по чертежам, так как песок средней крупности, сгружаемый с вагонеток по речной линии перемычек, не везде успевал лечь на дно: частью уносился течением вниз по реке. Для лучшего уплотнения песчаной насыпи, а также для постепенного затягивания щелей между шпунтовыми досками водоотлив производился с постепенным и медленным усилением работы насосов.

Работа по устройству перемычки производилась в следующем порядке. Сначала ручным способом забивались в дно реки сваи $d = 3$ в. $= 13$ *см* в три ряда параллельно линии будущей перемычки; сваи схватывались насадкой, перпендикулярной линии перемычки, при расстоянии между сваями в направлении по длине насадки в 3 *м*, а в перпендикулярном направлении (т. е. по длине перемычки) через 2,5—3 *м*.

По насадкам укладывались без укрепления брусчатые шпунтовые сваи в качестве приспособления для устройства подмостей для паровых копров (система Арциша), передвигавшихся по шпунтинам на обычных копровых катках. В дальнейшем, по миновании надобности, шпунтовые сваи шли в дело по своему назначению, т. е. для устройства постоянных шпунтовых рядов плотины и шлюза. Такой прием работ по забивке перемычки уместен при небольших глубинах. Сначала от берега шел паровой копер Арциша, забивавший исключительно маячные сваи, следом за ним плотники ставили на них насадки, затем шел другой копер, забивавший шпунтовые сваи. Работа шла одновременно двумя—тремя копрами при весе бабы в 900 *кг*.

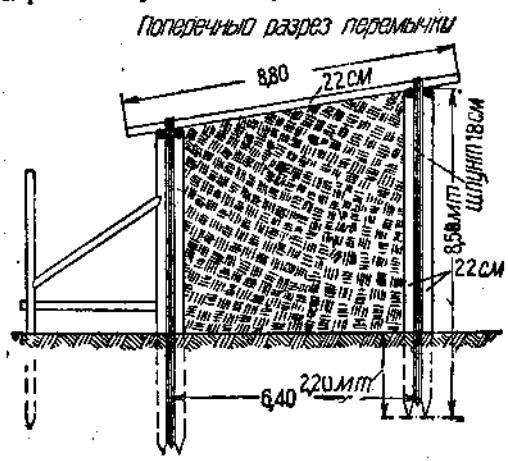
Успешная забивка в песок высоких досчатых свай требовала коротких, но частых ударов бабы, падающей с высоты 25—40 *см*, что понятно: необходимо, чтобы сваи находились почти все время в движении. Сваи при этом соединялись гвоздями по две и даже по три с общим бугелем поверху; это давало возможность забивать сваи длиной до 8,5 *м* при толщине их 3" (7,5 *см*), правда, на глубину не свыше 1,5—2 *м*.

Лучший порядок забивки следующий. Забив маячные сваи по всему контуру перемычки, немедленно забивают речную шпунтовую линию, параллельную течению реки. Поперечные линии лучше забивать от реки к берегу во избежание затруднений при смыкании линий перемычки на большой глубине. При смыкании линий к углу *A* (черт. 84) при постройке перемычки сооружения № 3 (Сев. Донец, 1912 г.) размывающее действие течения крайне затрудняло забивку досчатых свай: за 6 часов глубина увеличилась с 1,70 *м* до 4,70 *м*, вследствие чего пришлось устраивать отбойную шпору длиной 8,50 *м*. Однако замыкание контура перемычки у берега также вызывает размыв последнего и надвижение уреза воды на берег, т. е. удлиняет поперечную шпунтовую стенку перемычки и увеличивает потребную длину свай вследствие размыва дна реки у берега. Явление можно ослабить путем устройства с низовой стороны набросной дамбы из мешков с землей или из камня.

Последняя работа д. б. выполнена в особо спешном порядке во избежание быстрого подмыва только что забитых свай у берега. Замыкание перемычки с верховой стороны заканчивает работу по забивке перемычки в спокойных условиях (см. на черт. 84 смещение к берегу шпунтового ряда поперечной низовой линии перемычки). Можно сначала забить верховую

поперечную стенку AM, а затем низовую NS. В том и другом случае линия AN должна быть забита раньше всего.

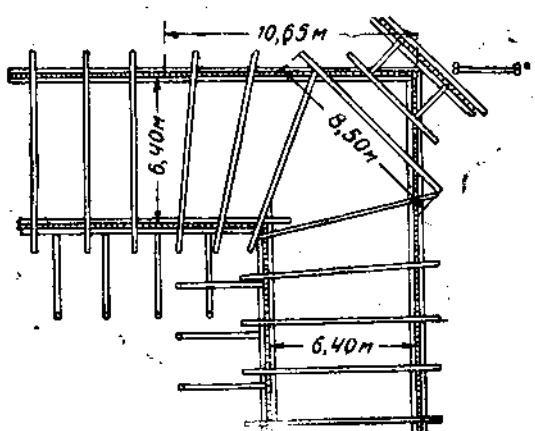
Более значительные глубины и скорости течения воды, зимняя работа перемычки при неблагоприятных условиях прохода льда и потребная длительная служба перемычки являются причинами, из к-рых каждой в отдельности достаточно, чтобы перейти к другому типу перемычки. В этих условиях прибегают к устройству двойного досчатого ($\delta = 10$ *см*) или брусчатого ($\delta = 18$ *см*) шпунтового ряда с промежуточным заполнением грунтом и устройством поверху схваток и тяжей, работающих на растяжение при действии распора грунта между шпунтовыми рядами. На черт. 92 показан американский тип двухрядной перемычки из сдвоенного досчатого шпунта и отсыпью



Черт. 95.

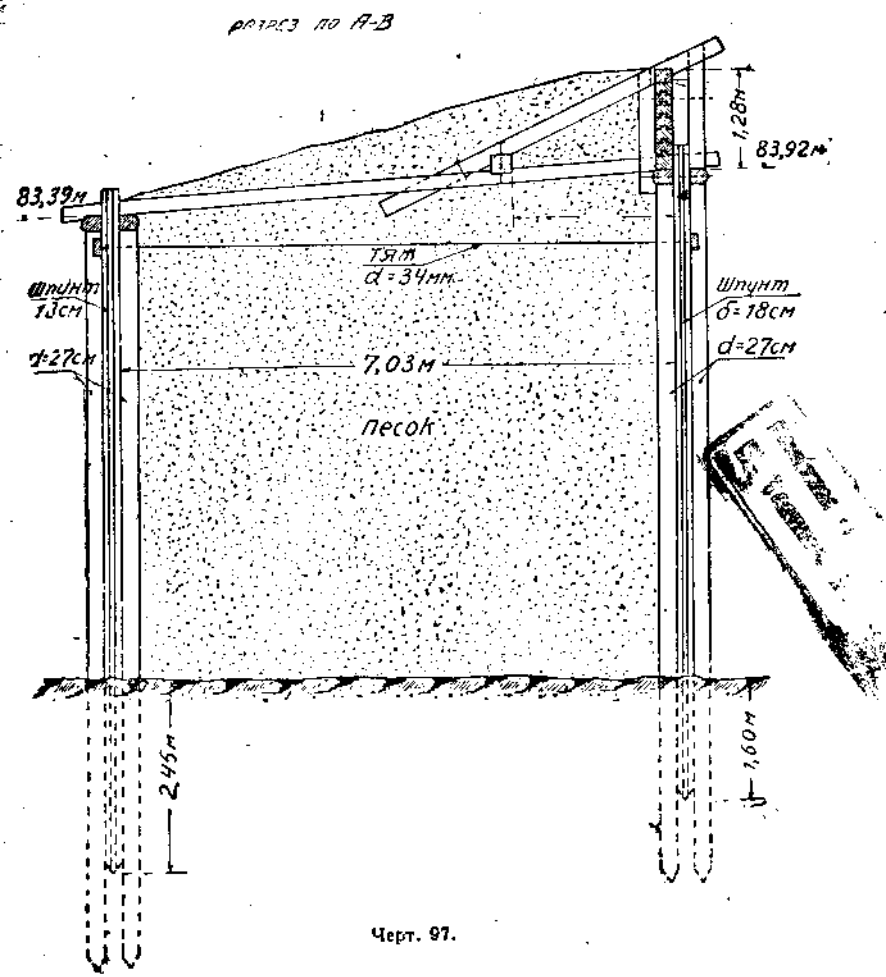
на воду. При постройке плотины на р. Оке (Белоомутская и Кузьминская) применена перемычка описанного типа при толщине шпунтовых свай в 10 *см*. Чаще же в тяжелых условиях работы прибегают к применению брусчатых свай толщиной 18 *см* (шексинские перемычки).

Расстояние между шпунтовыми рядами берется в 80—100% высоты перемычки, схватки,—затяжки,—ставятся через 3—4 *м*, а в промежутках укрепляются тяжи из круглого железа $d = 1{,}5$—3 *см* (высота перемычки свыше 5 *м*), работающие на растяжение. Заполнение между шпунтовыми рядами лучше всего произвести рефулированием в целях быстроты работы и увеличения водонепроницаемости конструкции. В противном случае прибегают к вагонетной возке. Расходы на водоотлив при описанной конструкции понижаются: получается перемычка большой прочности, что обеспечивает спокойную работу в огражденном пространстве и при осенней подвижке льда, а также отпадают опасения за целость перемычки при проходе паводков.



Черт. 96.

Тип перемычки с двумя брусчатыми шпунтовыми рядами успешно применялся на р. Шексне при постройке плотин с 1913 по 1924 г. В 1924 г. успешно закончила работу 12-я перемычка описанного типа (Черепановская плотина закончена весной 1924 г.). Черт. 95 изображает поперечный профиль рассма-

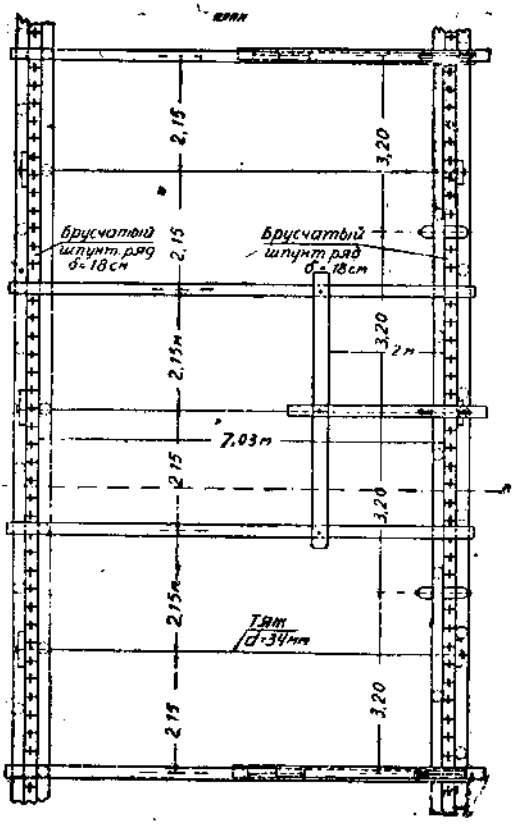


Черт. 97.

триваемой конструкции. На черт. 96 показано укрепление углов перемычки (в плане) во избежание повреждений ледоходом. В целях уменьшения затрат прибегают нередко к наращиванию высоты перемычки путем устройства дополнительных щитков с напорной стороны. Щитки делаются из простых или шпунтовых досок или брусьев, опирающихся на стойки, посаженные на насадки и схваченные подкосами, упирающимися в наклонные схватки, соединяющие шпунтовые ряды (черт. 97 и 98—исполнительные чертежи),

На указанных чертежах подробно показана конструкция, достигающая повышения перемычки на 1,60 *м*.

Забивка маячных свай перемычек на р. Шексне производилась копрами, установленными на двух спаренных понтонах. На этих же понтонах в противовес копру на другом конце помещался котел, подававший пар в бабу весом 1600 *кг*. Шпунтовые ряды забивались уже с подмостей, устроенных на насадках, положенных по забитым маякам внутренних и наружных стен перемычки. При этом в смену (1923 г.) копер забивал 12 свай на среднюю глубину 4 *м*.



Черт. 98.

Грунт на глубину 2,5 *м*—песок, а на 1,5 *м*—глина. Длина свай—10,65 *м*. Один копер давал в смену 3,30 *п. м* шпунтового ряда при средней глубине забивки свай в 3 *м* (2 *м*—песок и 1 *м*—глина).

Стоимость устройства 1 *п. м* перемычки при длине маячных свай в 8,5 *м* и глубине забивки в 4 *м* равна 175 руб. (1923 г.). В эту сумму входит стоимость материалов, рабочей силы, питания котла, доставки материалов и оборудования на территории работ, засыпки перемычки. Последняя производилась рефулированием. Рефулирование перемычки третьей очереди началось 24 июля 1923 г. и окончилось через 10 дней. При этом было вынуто 7 000 *м*³ грунта, а фактически зарефулировано пространства в 4 000 *м*³. Завозка якорей, перекладка труб, очистка черпаков от мусора, ремонт повреждений заняли 102 часа, работа—98 часов и лишь 42 часа пошло на отдых команды (сдельная работа). Работал снаряд «Шекснинская 1-я».

Цены на рабочую силы были следующие:

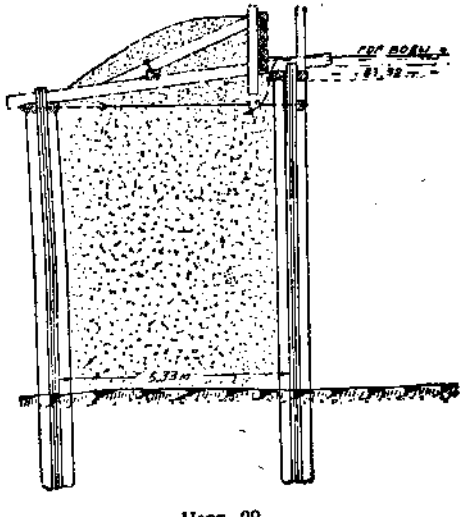
Закоперщик	1 р. 40 к.	за 8-часовой рабочий день без начисления накладных расходов на рабочую силу (социальное страхование и пр.),
Слесарь	1 » 40 »	
Плотник	1 » 25 »	
Кочегар	1 » 10 »	
Чернорабочий	— » 65 »	
Журналист	— » 60 »	

1 $м^3$ круглого леса стоил 10 р. 60 к. в штабеле на берегу реки на месте работ. Необходимо отметить, что шекснинские перемычки имели с внутренней стороны подкос, сначала временный, с упором в средину упорной сваи, а по откачке воды—постоянный. Постройка и разборка одной погонной единицы двухрядной шпунтовой перемычки для устройства Черепановской плотины потребовали следующей затраты рабочей силы (средние данные):

№№ по пор.	Наименование	Постройка	Разборка	Всего на 1 пог. саж.	Всего на 1 *п. м*
1	Закоперщиков	1,76	2,132	3,892	1,826
2	Слесарей	1,178	—	1,178	0,553
3	Плотников	6,586	1,222	7,808	3,666
4	Кочегаров	2,644	—	2,644	1,241
5	Чернорабочих	32,650	25,194	57,844	27,160
6	Журналистов	1,76	—	1,76	0,826
7	Лошадей	—	1,040	1,040	0,488

Черт. 99 и 100 изображают повреждение перемычки вследствие слабости тяжа, составленного по длине из трех кусков, и укрепление перемычки с заменой составного тяжа цельным большего диам. ($d = 30$ *мм*).

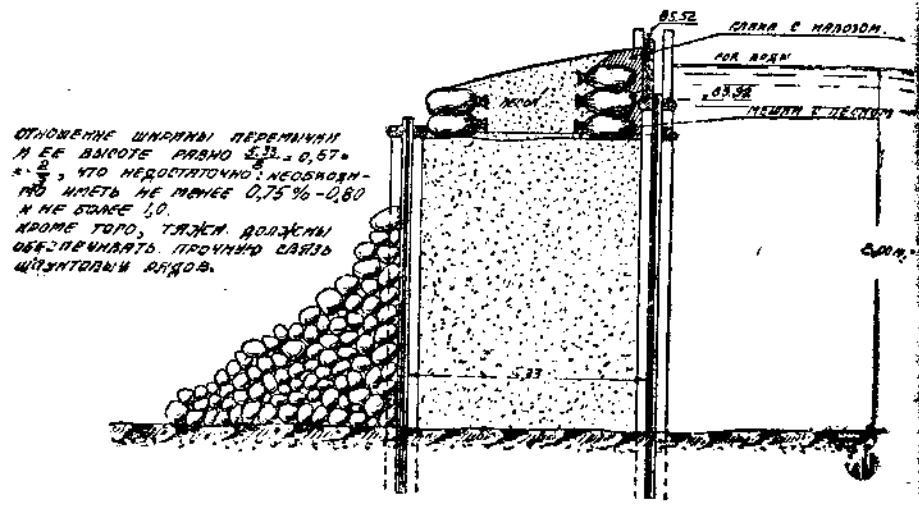
В заключение приведем краткие данные о применении металлических шпунтовых свай для устройства перемычек. Металлические шпунтовые сваи, имеющие применение с начала XX столетия, позволяют устраивать перемычки при большой длине свай. Так, при подъеме американского броненосца «Maine» были применены сваи длиной 22,5 *м* при глубине забивки до 12 *см* (грунт—мягкий, илистый). Сваи длиной 22,5 *м* получались из двух отрезков: в 7,5 *м* и 15 *м*, а также 12 *м* и 10,5 *м*, располагаемых вразбежку. Наращивание производилось с помощью накладок по забивке длинного отрезка сваи. Сечение сваи показано на черт. 101. По окончании своей службы сваи выдергиваются и идут на новое применение.



Черт. 99.

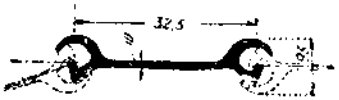
Наиболее совершенные типы металлических шпунтовых свай имеют края, охватывающие соседние сваи так, что отклонение сваи от ранее забитой невозможно. Сваи имеют перемещение лишь по своей оси, но не в сторону. Другими словами, здесь устранен крупный недостаток деревянных шпунтов, в к-рых гребень нередко выходит из паза если не на первой сажени забивки, то на второй, в особенности, если грунт оказывает сильное сопротивление забивке или содержит препятствия. Сечения металлических шпунтовых свай одного и того же типа отличаются одно от другого толщиной, величиной момента сопротивления и величиной жесткости

замыкателя (черт. 101—105), потребными при различных грунтовых условиях и различной длине свай. Все они, кроме показанных на черт. 102,

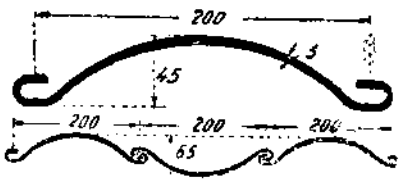


Черт. 100.

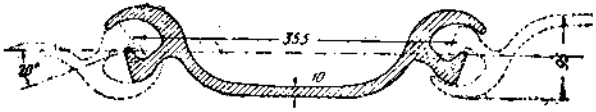
имеют нек-рую игру в замыкателе, позволяющую отклонять одну сваю около другой (соседней) на 20°. Это позволяет забивать шпунтовый ряд по кривой, если имеются препятствия по намеченному пути (черт. 106), без нарушения водопепроницаемости шпунтовой линии. В целях доведения фильтрации до минимума забивают материал в сопряжение свай (деревянные планки).



Черт. 101.



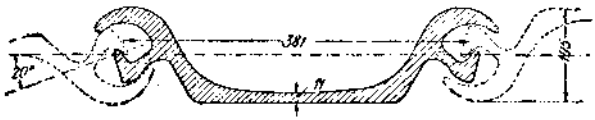
Черт. 102.



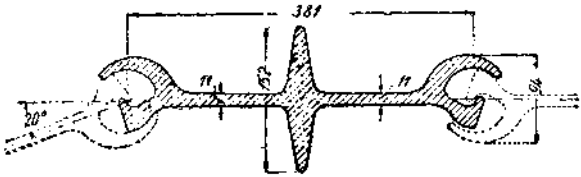
Черт. 103.

Черт. 107 и 107-а изображают в плане однорядную перемычку описанного типа, снабженную поверху прогоном и от него подкосом. Черт. 107-а дает пример использования эстакады, поверху к-рой доставляются материалы для постройки плотины, в качестве упора металлического шпунто-

вого ряда, преграждающего доступ воды в котлован. Металлические сваи перемычек рассчитаны на неоднократную работу. Исключительно широкое



Черт. 104.

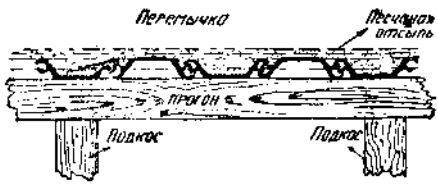


Черт. 105.

применение они имеют в Америке, где постройка искусственных сооружений происходит в громадном масштабе. У нас они нашли применение на Днепрострое.

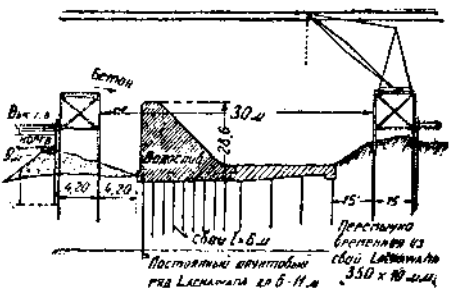


Черт. 106.



Черт. 107.

Ряжевые перемычки состоят из бревен или брусьев, образующих ряж при рубке в просвет или вплотную, и заполнения грунтом. В первом случае внутренние поверхности ряжей покрываются дюймовкой, обделанной в четверть. Добавочное досчатое покрытие применяется иногда с наружной стороны (к реке), но чаще обходятся без него. При употреблении пиленого материала брусья имеют сечение размерами 20 × 20 *см* или 25 × × 25 *см* и сболчены между собой в пересечениях. В случае применения бревен таковые берутся не менее 15 *см* в тонком конце; соединение—также болтами. Круглый лес брать предпочтительнее: дешевле сооружение и лучше сопряжение с отсыпью. Ряжи рубятся на берегу или воде на несколько рядов, устанавливаются на своих местах и загружаются грунтом (лучше всего некрупным песком),



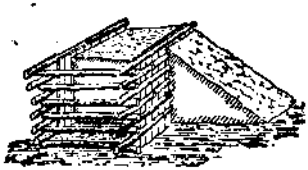
Черт. 107-а.

затем нарубаются до требуемой высоты. Если дно неровное, то его сначала слегка выравнивают до установки ряжей.

Чем сильнее течение, тем меньшей длины ряжи берут для установки на течении. В среднем надо считать 6 *м*. В случае применения брусьев, имеющих большую ценность и долговечность, применяют длинные болты, идущие вертикально от дна до горизонта воды и выше, где они могут быть при разборке разболчены. Применение круглого леса заставляет отказаться от этого приема в виду порчи леса за год—два. Когда ряж ставится на скалу или валунный грунт, происходит сильная фильтрация воды под дном ряжа. Тогда прибегают к опусканию смоленого холста, удерживаемого внизу мешками с грунтом. Там, где это устроить затруднительно, забивают деревянными колотушками внутренние досчатые ряды на ту глубину, на к-рую они могут войти, а также делают впереди ряжа отсыпь на воду по возможности из малопроницаемого грунта.

Стоимость в различных условиях различна,—в пределах от 15 до 25 долларов за 1 пог. фут, что дает за 1 *п. м* от 100 до 160 р. (американские данные).

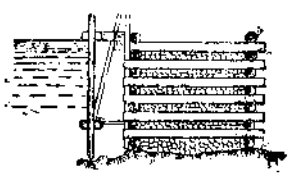
Ряжевые перемычки большой высоты применены были в Кронштадте при постройке сухих доков. Ряжи засыпались и обсыпались исключительно песком в виду свойств его, подробно описанных при рассмотрении вопроса о песчаных перемычках. Эти свойства песка средней крупности и мелкого, впоследствии позволившие инж. Юргевичу установить особый тип перемычек, нами описанный, широко использовались в Кронштадте, на крупных морских строительных работах, значительно раньше днепровских работ инж. Юргевича. От крупного песка приходилось отказываться из-за больших расходов на водоотлив. Черт. 108 изображает американский тип ряжевой перемычки с отсыпью на воду для уменьшения фильтрации. Иногда в целях уменьшения затрат на водоотлив впереди ряжевой перемычки на скалистом или валунном основании устраивают водонепроницаемую стенку из досчатых щитов, скрепленных с ряжем. Так устроена была перемычка на быстрой реке Flambeau со скалистым и валунным дном при глубине воды 4,25 *м* («Eng. News Record», February 14, 1924). Сначала были устроены обычные деревянные ряжи, к-рые на плаву подводились к назначенному месту и загружались камнем. К верхнему внешнему краю ряжа прикреплялся на болтах направляющий брус, скрепляемый с внешними стойками, прибитыми к ряжу. На берегу приготовлялись щиты из шпунтовых досок толщиной 2″ (5 *см*) и шириной 10″ (25 *см*) при длине, отвечающей глубине реки. Щиты эти вставлялись в раму, сделанную из двух досок толщиной 2″ (5 *см*) и снабженную двумя парами схваток сечением 12″ × 12″ (30 *см* × 30 *см*). В этой раме помещался щит из 13 досок 2″ × 10″ (5 *см* × 25 *см*). С ряжей измерялась глубина в местах, отвечающих положению крайних вертикальных досок обвязки щита, затем вертикальные доски рамы, а также щита обрезались по найденным глубинам и рама сбалчивалась (черт. 109 и 110).



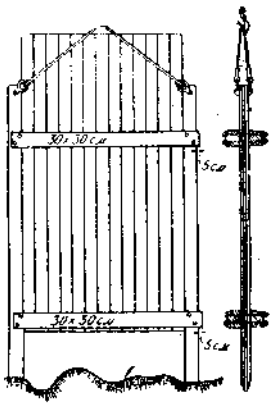
Черт. 109.

Трение между схватками и промежуточными досчатыми сваями щита не позволяло доскам выходить из рамы при маневрировании всей рамой со щитами при постановке ее на место. Далее доски опускались до дна и крепко забивались для плотного сопряжения с дном реки после того, как рама вверху прикреплялась к направляющему брусу ряжа. До начала водоотлива рама скреплялась с ряжем также в нижней части. Для этого кронциркулем (с равными ножками вверху и внизу) измерялось расстояние между нижней

схваткой рамы и стойкой ряжа, а также между упомянутой стойкой и досчатым щитом рамы. Эти расстояния отмерялись по верхним концам кронциркуля. Вслед затем погружалась на место распорка, состоявшая из бруска сечением 6″ × 6″ (15 *см* × 15 *см*) и верхней досчатой накладки. Распорка опускалась при помощи рукоятки и прибивалась гвоздем, вставленным в кусок трубы $d = \frac{1}{2}''$ (13 *мм*) с помощью $^3/_8''$ (9,5 *мм*) железного прута. Между распоркой и щитом устанавливалась косая подпорка, связанная верхним концом с направляющим брусом ряжа. По окончании всех работ пере-



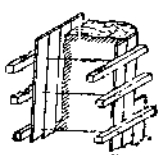
Черт. 109.



Черт. 110.

мычка была обследована железным прутом, согнутым на конце на 5 *см* под прямым углом. Все обнаруженные места с дефектами прикрывались мешками с землей. Выстроенная перемычка, имевшая 200 *п. м* по контуру, для поддержания огражденного пространства в сухом виде требовала непрерывной работы насоса в 2″.

Я щ и ч н ы й т и п перемычки впервые был применен в серьезных условиях работы на реке Огайо в 1912 г. при постройке шлюза № 48. Конструкция состоит из прогонов, поддержанных временными стойками, и вертикального внутреннего досчатого покрытия из досок $\delta = 4—5$ *см* (черт. 111). Прогоны связаны тяжами, ящики заполнены грунтом. Доски обычно слегка забиваются в грунт, а снаружи нередко устраивается отсыпь из грунта. Упомянутая перемычка на р. Огайо имела огражденную площадь в 8 тыс. *м*². Максимальная глубина воды у перемычки—7,20 *м*, максимальные размеры ящика: ширина 6 *м* и высота 7,80 *м*. С каждой стороны устроено было по 10 прогонов размерами от 5 *см* × 25 *см* до 25 *см* × 25 *см*; досчатое покрытие имело толщину 5 *см*, а тяжи—от 2 *см* до 4 *см* толщиной. Дно реки—песок. Поэтому был забит особый досчатый шпунтовый ряд с наружной стороны с отсыпью из мешков с землей и каменной наброской. Ящики были заполнены грунтом, вынутым со дна реки.



Черт. 111.

Этот тип перемычки широко применялся при постройке шлюзов и плотин на р. Огайо и найден удовлетворительным и экономичным (Thomas and Watt, The improvement of Rivers).

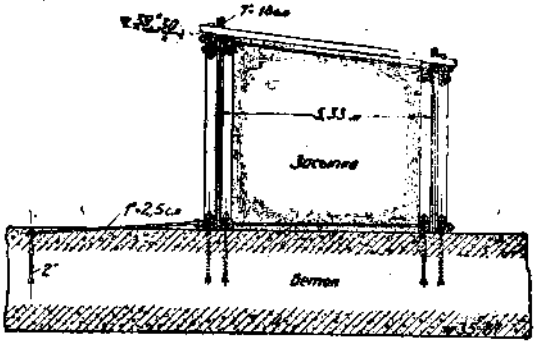
При заполнении ящиков грунтом верх их обшивался досками или покрывался наброской во избежание размыва и уноса засыпки паводками.

Береговые участки перемычек имели ящики шириной 3 *м*, при больших глубинах—6 *м*; 1 *п. м* перемычки в описанных условиях на р. Огайо обходился от 33 долл. (ширина ящика 3 *м*) до 66 долл. и более (ширина ящика 6 *м*),

т. е. от 66 р. до 132 р. и более за 1 *п. м* перемычки в американских условиях.

Заканчивая на этом рассмотрение различных типов перемычек, укажем, что независимо от избранного типа перемычки на случай возможных паводков необходимо предусмотреть устройство водовпускных отверстий, чтобы до затопления перемычки паводком можно было успеть впустить воду в огражденное пространство, т. к. перелив воды через гребень может причинить повреждение или даже разрушение перемычки в зависимости от типа последней и силы паводка. Эти отверстия располагаются ниже уровня паводка, ширина отверстий—до 6 *м* и более в зависимости от величины огражденной площади. Закрытие щитовое. Вода отводится через щитовое отверстие по деревянному лотку внутрь огражденного пространства.

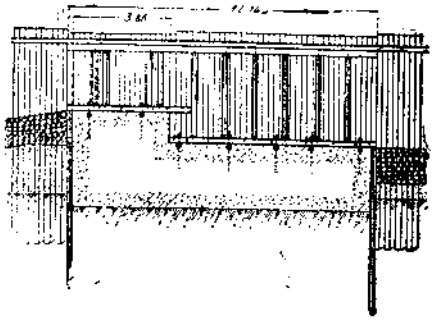
При описании различных типов перемычек приводились соображения о применении того или иного типа. Факторами, определяющими тип перемычки, являются: 1) глубина реки; 2) скорости течения; 3) характер грунта; 4) время службы перемычки (лето или круглый год); 5) паводки, ледоход; 6) характер заполнения. При выборе надо помнить, что повреждение перемычек происходит чаще всего от промоин с речной стороны, от паводков, затопляющих перемычку и уносящих заполнение, от прохода льда и т. д. Гораздо реже случаи разрушения от непосредственного давления воды или от фильтрации под низом перемычки. Поэтому прежде всего надо отдать себе отчет, в каких гидрологических условиях будет работать перемычка. Наличие паводков, к-рые должны выдерживаться сооружением, заставляет проектировать их соответствующей высоты, а это может заставить изменить тип, напр., однорядный досчатый с отсыпью на двухрядный брусчатый при глубинах свыше 4—5 *м*, или отказаться от земляной перемычки, прибегнув к устройству однорядной досчатой с отсыпью, если глубины возрастают до 3—4 *м*, а дальнейшее стеснение реки нежелательно.



Черт. 112.

При скалистом или валунном грунте дна глубокой и быстрой реки, не допускающей громоздкого профиля песчаной перемычки, или при отсутствии песка на реке с указанным дном и скоростями течения приходится устраивать ряжевый тип. Это самый прочный тип, пригодный для работы не один год. При меньших глубинах и скоростях хорош козловый тип. Надо отметить, что практика применения ящичного типа в последние годы выдвигает его всюду, где требуется ряжевый тип; при этом выигрываем в быстроте производства работ и сберегаем в средствах. При глубинах от 2 до 4 *м* и мягких грунтах наиболее предпочтителен однорядный тип перемычки. Однако, если река допускает значительное стеснение, то при наличии рефулера может оказаться выгоднее применить перемычку из одной песчаной насыпи. В практике нередко бывают случаи, не отвечающие ни одному из описанных. Так, грунт может оказаться скалистым или плотным глинистым, но прикрытым, допустим, метровым слоем песка. Глубины большие. В этом

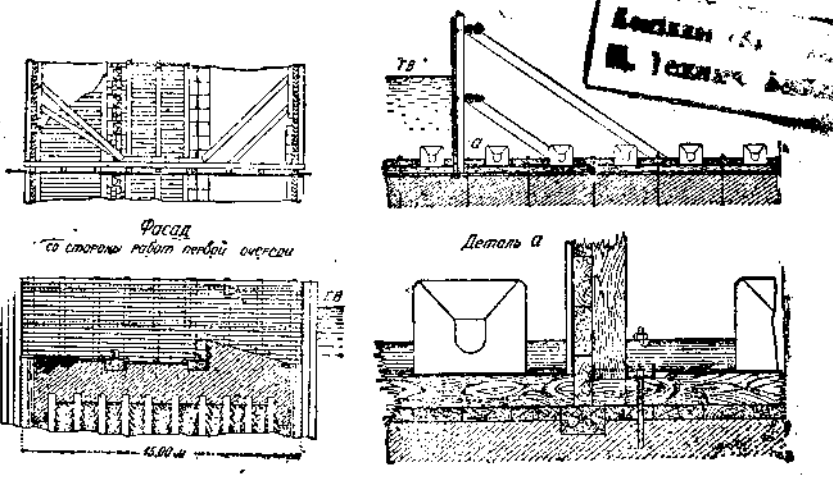
случае попрежнему годится ряжевый тип, но с предварительным снятием грунта по контуру перемычки. Черт. 112 и 113 изображают переходную перемычку по готовой части флютбета на р. Шексне, а черт. 114—то же на р. Донце.



Черт. 113.

Водоотлив. К моменту окончания работ по постройке перемычки необходимо установить насосы для осушения огражденной площади. Черт. 115 изображает план перемычки для постройки плотины № 6 на Сев. Донце. Близ речной стенки перемычки с внутренней ее стороны устроен помост, на к-ром и установлены насосы.

Работа за перемычками сопровождается непрерывным и реже периодическим действием насосов, удаляющих воду из огражденного пространства. Непрерывность работы насосов характерна для безостановочного производства работ за перемычками в течение круглых суток (три смены) или при значительном притоке воды, подлежащей выкачиванию, вне зависимости от числа смен работы. Периодическое действие насосов обычно при работе с перерывами (одна или две смены в сутки) или в случае слабого притока воды, не требующего непрерывной работы основ-

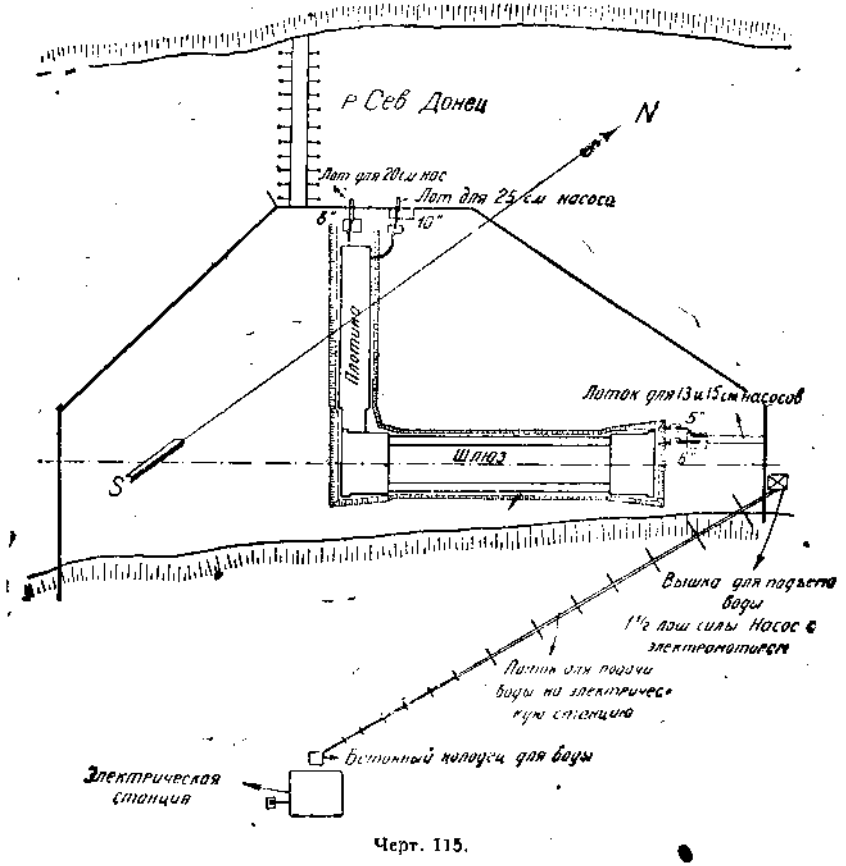


Черт. 114.

ных насосов. В этом последнем случае находится в действии, напр., насос 12,5 или 15-*см*, а насос 20-*см* или 25-*см* не работает. Вода просачивается сквозь тело перемычки, а также появляется при вскрытии водоносных слоев грунта котлована. Роль первой воды особенно значительна при устройстве перемычек без применения шпунтовых рядов на сильно водопроницаемых, а также на скалистых грунтах, обычно плохо сопрягаю-

щихся с телом перемычки. В случае применения песчаных перемычек первоначальный приток воды весьма обилен, затем он быстро падает, если не форсировать откачки воды, предоставляя телу перемычки возможность уплотниться и заилиться.

Примеры: перемычки из одного песка на р. Дону на песчаном грунте и на р. Днепре—на скалистом грунте.



Черт. 115.

Однако приток воды все же остается при этом значительным, в особенности, если профиль песчаной перемычки недостаточно силен. Нормально роль величины подпора при понижении горизонта воды в огражденном пространстве сводится лишь ко времени, в течение к-рого падает приток воды с первоначального до минимального. При устройстве перемычек без применения шпунтовых свай потребная мощность водоотливных устройств определяется первоначальным моментом (грунт—скала, валунный грунт).

В случае устройства перемычек с применением шпунтовых рядов роль фильтрационной воды сквозь тело перемычки уменьшается при осторожном

водоотливе. Однако при открытии котлованов при водоносных грунтах требуется большая мощность насосов, повышающаяся иногда вдвое и более против первоначально потребной.

Примеры: донецкие перемычки сооружений №№ 2, 3 и 6.

Иногда же встречается и такой случай (перемычка на сильно пористых грунтах): при откачке горизонт воды постепенно понижается, но вдруг понижение уровня прекращается и в течение нескольких дней не понижается вовсе при исправной работе насосов. Объяснение в том, что вода огражденного пространства с нек-рого уровня начинает выкачиваться вместе с фильтрационной водой: после того, как пути фильтрации через галечно-гравелистый грунт дна расчищены, приток грунтовых вод возрастает и насосы не справляются. Выходом из положения является добавление нового насоса или прочистка котлов силовой станции, заставляющая насосы работать на предельную производительность. При недостаточной надежности перемычки лучше применить возможно медленное осушение ее.

Величина превышения горизонта воды вне перемычек над дном котлована играет значительную роль в случае пористых грунтов, а в случае плотных, мало водопроницаемых грунтов роль величины подпора значительно меньше, в особенности при двухрядной перемычке, хорошо забитой в грунт. Т. о., потребная производительность насосов в каждом данном случае зависит от местных грунтовых условий, а также от типа перемычки. Однако, имея под рукой подробные данные о местных условиях, в коих работали перемычки, можно приблизительно подобрать мощность насосов, потребную в данных условиях. Резкие уклонения (несовпадения) возможны лишь в случае сильно проницаемых гравелистых грунтов, залегающих на значительную толщу. В этом случае приближаемся к американским данным (см. ниже), снижая неблагоприятные результаты применением по возможности двухрядной перемычки и даже с отсыпью на воду, если грунт допускает забивку свай и длина их не более 9 *м* (дерево). Наблюдения, произведенные автором над работой водоотливных устройств в двенадцати случаях, дали следующие результаты.

1. Сооружения №№ 6, 3 и 2 на Сев. Донце (6 перемычек). Грунт—песок средней крупности. Перемычки однорядные из досчатого шпунта с отсыпью на воду из песка с уклоном 1 : $1^1/_2$—1 : 2 (см. выше). Максимальная производительность насосов требовалась при открытии котлованов до проектной отметки. При этом приток воды к насосам доходил до 0,066 *л/сек.* с 1 $м^2$ вскрытой площади котлованов под водобой и рисберму. В начальный момент откачки огражденного пространства достаточно было иметь половинную производительность насосов. Площадь, огражденная перемычкой первой очереди сооружения № 3, достигала 34 тыс. $м^2$ при общей площади всех котлованов до 4 600 $м^2$. На огражденной площади сооружались первая секция плотины, шлюз, расположенный в реке, и направляющая дамба для входа в шлюз. Периметр перемычки был равен 562 *п. м.*

При постройке второй секции плотины имели соответственно меньшие площади: огражденная площадь—4 500 $м^2$ и площадь котлованов—2 200 $м^2$. Приток воды к насосам с 1 $м^2$ тот же.

2. Сооружение № 5 на р. Сев. Донце (2 перемычки). Грунт—песчано-глинистый с значительным содержанием гальки, щебня и гравия. Перемычки того же типа. Приток воды с 1 $м^2$ вскрытой площади котлована не достигал выше 0,65 предыдущего (т. е. 0,65 × 0,666 = 0,043).

3. Сооружение № 4 на Сев. Донце. Грунт на дне котлована—известковая скала, прикрытая тонким слоем глинистого грунта. Перемычки козлового типа (см. выше). Максимальный приток воды с 1 $м^2$ достигал лишь 0,6 показанного для сооружений №№ 2, 3 и 6, несмотря на малый путь фильтрации воды в месте сопряжения перемычки с грунтом (0,6 × 0,066 = 0,04).

Отметка воды вне донецких перемычек превышала отметку дна котлована на 3,8—4,2 *м*.

4. Черепановское сооружение на р. Шексне (2 перемычки). Грунт глинистый с примесью ила. Перемычка шпунтовая, двухрядная. Отметка воды вне перемычек превышала отметку дна котлована на 5,75—6,40 *м*.

Приток воды с 1 $м^2$ площади вскрытого котлована не превышал 0,035 *л* в сек. (т. е. 0,53 до 0,066). Перемычки—песчаные типа, описанного в книге инж. Юргевича («Перемычки с песчаной загрузкой»), примененные на скалистом грунте, требуют водоотливных средств никак не менее, чем это указано было для сооружений №№ 2, 3 и 6 Сев. Донца (на 20—25% более).

Вообще применение перемычек, тело к-рых сопрягается со скалистым дном реки лишь соприкосновением, вызывает большой приток воды к насосам.

Перемычка сплошного песчаного профиля, полученного даже рефулированием (Кочетовская плотина на Дону) на песчаном грунте вызывает потребность в более мощных водоотливных средствах, нежели указанный выше предел (см. случай 1). В этом случае приток к насосам достигает в секунду 0,08 $л/м^2$ площади (начальный момент).

Здесь многое зависит от профиля отсыпи, крупности песка и наличия илистых частиц с напорной стороны перемычки. Для предварительных соображений здесь надо исходить из начального периода, т. к. в дальнейшем перемычка заиливается и водоотлив требуется меньший. При зимней работе по устройству засыпки за перемычку (или междушпунтовыми стенками) получаются иногда чрезвычайно тяжелые случаи вследствие непригодности смерзшейся земли в качестве засыпки, вызывающей сильнейшую фильтрацию даже при двухрядном типе.

Пример—постройка плотины № 1 на р. Оке.

Американские данные отличаются неполнотой. Так, Thomas и Watt (The improvement of Rivers, 1922) считают, что для перемычки обычного размера, т. е. около 4 тыс. $м^2$, достаточно иметь два 30-*см* насоса в начальный момент; далее достаточно работы одного из них, ибо перемычка меньше фильтрует. Выше мы видели, когда это может иметь место. Кроме того хорошо иметь один 15-*см* насос для лучшего осушения площади котлованов. Высоту всасывания не следует брать более 6 *м*, лучше меньше.

При работе песчаной перемычки на илистом грунте (плотина Assiout на р. Ниле) работало 9 насосов от 15 до 23 *см* при высоте перемычки до 9 *м* и напоре до 6 *м* (до низа перемычки). Дно котлована изобиловало ключами. Огражденная площадь была равна 10 тыс. $м^2$. При гравелистом грунте и огражденной площади в 8 тыс. $м^2$ требовалось 3 насоса по 30 *см* (плотина № 18 на р. Огайо). При площади в 12 тыс. $м^2$ работало 4 насоса по 30 *см* при горизонте воды вне перемычек на 3,60 *м* выше межени (шлюз № 1 на р. Allgheny). Грунт—сильно фильтрующий гравий.

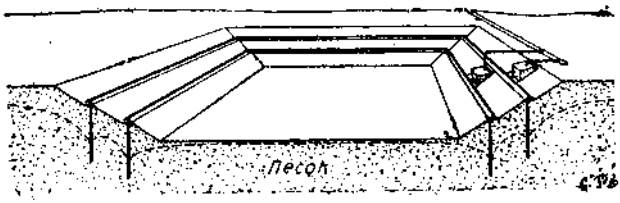
Сильно пористый грунт дна реки, залегающий на большую толщу, как видим, вносит значительное отступление от норм, принятых выше. Нильская песчаная перемычка не дает результатов, отличающихся от сведений, опубликованных инж. Юргевичем, несмотря на значительно большую высоту нильской перемычки и обилие ключей. По тем же американским данным, при площади в 2 500 $м^2$ при откачке огражденной площади требовалась работа лишь одного насоса в 5 *см* при каменистом и валунном дне реки Flambeau (Eng. News Record, Febr. 14, 1924). Правда, перемычка была сделана особо тщательно (см. выше).

Изложение вопроса о водоотливе было бы неполным, если бы мы не упомянули о т. наз. грунтовом водоотливе. В России при постройке плотин он был применен один раз и выявил свою высокую стоимость по первоначальным затратам, что, впрочем, было известно и по западноевропейским данным (применен на Дону при постройке

шлюза № 4). Однако справедливость требует отметить, что не было произведено полного учета внесенного удорожания на водоотливе, с одной стороны, а с другой стороны, не учтена та экономия, к-рую дал этот способ на земляных работах (см. ниже). Сущность способа заключается в следующем (по данным с р. Дона). В песчаный грунт кругом котлована опускают (с подмывом) через несколько метров одна от другой металлические вертикальные трубы (газовые $d = 5-10$ *см*).

При постройке шлюза № 4 на Дону поверхностный водоотлив был вскоре заменен грунтовым. При этом потребовалось опустить 104 фильтрационных трубы, установленных у голов шлюза через 4,25 *м*, а у стен камеры через 5,30 *м* по контуру сооружения с внешней его стороны. Половина труб была приключена к одному насосу в 25 *см*, а другая—к другому насосу также в 25 *см*. Т. о., потребная мощность водоотливных средств понизилась, т. к. в межень нужен был лишь один 25-*см* насос, а при высоких водах—два по 25 *см*; при поверхностном же водоотливе в межень работали два насоса по 25 *см* непрерывно и третий с перерывами, а при высоких водах работали все три насоса непрерывно. Недостаток способа отмечен. Укажем и достоинства.

В о - п е р в ы х, грунт дна котлована и его откосов сохраняется в его естественном состоянии; поверхностный же водоотлив ухудшает грунт,



Черт. 116.

т. к. фильтрующая вода со дна котлована и с боков выносит с собой наиболее мелкие частицы грунта, делая его более водопроницаемым.

В о - в т о р ы х, получается экономия в земляных работах, т. к. не приходится транспортировать из котлована разжиженный грунт; кроме того откосы котлована получаются значительно более крутые и не происходит оползания грунта с откосов в котлован.

В - т р е т ь и х, прямые эксплоатационные расходы здесь ниже, т. к. потребная мощность насосов меньше; не требуется затрат на поддержание водоотводных канав и очистку колодцев.

В - ч е т в е р т ы х, качество первых слоев кладки здесь получается выше, т. к. работа в сухом котловане всегда м. б. произведена тщательнее.

Кроме того при грунтовом водоотливе легче осуществить местное утолщение основания сооружения, что при поверхностном водоотливе производится с затруднением за счет ухудшения качества кладки. Надо пожалеть, что не опубликованы данные о стоимости грунтового водоотлива при постройке шлюза № 4: они сильно подвинули бы вперед вопрос о выгодности применения этого способа в наших условиях. Во всяком случае в Германии этот способ получил повсеместное применение при работе в песчаных грунтах. Целый ряд строительных фирм обладает для этой цели специальным оборудованием, перевозимым на работы по мере надобности. Совершенно очевидно, что строительство в СССР крупных плотин на песчаном грунте неизбежно вызывает применение грунтового водоотлива.

Табл. 8. Данные

№№ по порядку	Огражденная площ. в м²	Периметр перемычки (внутренн.) в м	Работавшие насосы:	
			в начальный момент	при открытии котлована
1	36 000	562	Борзиг 25 см	4 насоса: 25 см, 20 см, 15 см и 12,5 см
2	6 500	235	Борзиг 25 см	2 насоса: 20 см и 15 см, третий насос, в 12,5 см, работал изредка
3	5 000	204	Борзиг 25 см	2 насоса: 25 см и 15 см, последний работал лишь периодически
4	28 000	470	3 насоса: 15 см, 15 см и 12,5 см	3 насоса: 25 см, 15 см и 12,5 см, кроме того один насос Летестю 10 см
5	5 200	240	Один насос в 20 см	Один насос в 20 см при перподич. работе насоса в 15 см
6	5 000	200	—	—
7	3 500	240	—	—
8	22 500	530	Землесос с рефулерными трубами d — 70 см	3 насоса по 25 см, из них 2 работали непрерывно, а один периодически (в межень); при паводках в действии были все 3 насоса
9	15 000	734	3 насоса по 25 см	3 насоса по 25 см, из них 2 работали непрерывно, а один по 1/2 ч. через каждые 5—6 час. в межень
10	5 250	330	Сначала 3 насоса: 25 см, 20 см и 15 см, затем 6 насосов: 2 по 25 см, 20 см, 18 см, 15 см и 12,5 см, а после ряда неудач 7 насосов: 30 см, 2 по 25 см, 20 см, 15 см и 12,5 см и землесос 19 см	
11	7 000	—	2 насоса: 25 см и 20 см	Один насос в 25 см и ручные насосы Летестю
12	21 560	640	2 насоса по 25 см и один в 30 см	Один в 25 см; котлован не рылся, происходила расчистка кам. гряд
13	10 000	—	9 насосов от 15 см до 22,5 см	
14	8 000	—	3 насоса по 30 см	

в водоотливе.

Тип перемычки	Грунт котлована	Глубина воды у перемычки	Примечание
Досчатый шпунтовый ряд толщиной 7,5 *см* с песчаной отсыпью на в. у откосом 1 : 2, ширина отсыпи поверху 1 *м*	Песок средней крупности и мелкий	До 4,20 *м*	Сооружение № 3 на Сев. Донце; первая очередь, включавшая постройку шлюза, направляющей дамбы и плотины. Осушение огражденн. пространства произошло после работы одного насоса 25 *см* с 8 ч. веч. 8 июня до 12 ч. дня 11 июня 1911 г.
Тот же	Те же условия	До 4,20 *м*	То же сооруж., но вторая очередь (постройка участка плотины длин. 65 *м*)
Тот же	Глинисто - галечный с примесью гравия.	До 3,70 *м*	Сооружение № 5 на Сев. Донце; вторая очередь, постройка плотины
Тот же	Песок средней крупности	До 4,20 *м*	Сооружение № 6 на Сев. Донце; первая очередь (шлюз, направляющ. дамба и участок плотины)
Перемычка на козлах с войлочн. покрытием	Известк. скала, прикрыт. слоем глинисто - мергелист. грунта	—	Сооружение № 4 на Сев. Донце
Шекснинск. тип, описанн. ниже (см. след. пример)	Глинист. грунт с содержанием ила	—	Черепанское сооружение на р. Шексне; вторая очередь (берег. участ. плотины).
Двухрядная брусчатая шпунтовая перемычка с загрузкой грунтом между шпунтовыми стенами	См. выше	—	То же третья очередь; средний участок плотины, окруженный перемычкой с четырех сторон
Песчаная перемычка без применения дерева, насыпана рефулированием, ширина поверху 20 *м*	Песок средней крупности, смешанный с мелким	—	Сооружение № 1 на р. Дону. Землесос проработал 2 суток и осушил огражденную площадь
Как в предыдущем случае	См. предыдущий случай	Отметка дна котлована 5,39 *м*, горизонт воды в реке в межень 9,16 *м* и самый высокий гориз. 16,83 *м*	Шлюз № 4 на р. Дону в деривационном канале. Во время высоких вод работали все три насоса непрерывно
Двухрядная перемычка из досчатых 10-*см* шпунтовых свай с загрузкой мерзлым грунтом (зимняя работа). Шир. поверху не менее 4 *м*.	Песок	До 7,50 *м*	Сооружение № 1 на р. Оке (Белоомутская плотина)
См. предыдущий пример. Засыпка произведена глинистым грунтом с большой высоты (4 *м* и более—высота падения грунта)	Почти всюду плотная глина	—	Сооружение № 2 на р. Оке
Песчаная перемычка с применением дерева (по инж. Юргевичу)	Скала	—	Перемычка у г. Днепропетровска, построена в 1908 г. (стр. 78 кн. инж. Юргевича «Перемычки с песч. загрузкой»)
Песчаная перемычка без применения дерева	Илистый, с обилием ключей, гравелистый, сильно фильтр.	6 *м* при высоте перемычки 9 *м*	Плотина на р. Ниле
		—	Плотина № 18 на р. Огайо

Черт. 116 изображает схему применения грунтового водоотлива при постройке Амстердамского шлюза, с показанием кривых депрессий при работе насосов.

В заключение на стр. 658— 659 приведена таблица данных для проектирования водоотлива (см. табл. 8).

Литература.

Анисимов, Н. И. — Новейшие конструкции затворов гидроустановок, 1930, Москва. Анисимов, Н. И. — Флютбеты плотин, 1930, изд. Белорусской Академии. Горы — Горки. Анисимов, Н. И. — Водоподъемные плотины, 1931, Гострансиздат, Москва. Schoklitsch. — Wasserbau, 1930, Berlin, Julius Springer. Ludin. — Die nordischen Wasserkräfte, 1930, Berlin, Julius Springer. O. Vas. — Die Wahl des Wehrsystems, 1926, Wien. Die Binnenschiffahrt und Wasserkraftausnutzung der Schweiz, Zürich, 1926. Statistik der Wasserkraftanlagen der Schweiz auf 1 Januar 1928, Bern, 1928. «Engineer», apr. 19, 1929, London. «Engineering News Record», Bd. 98 № 19, 1927, New-York. «Civil Engineering», April 1931 г., New-York. «Annales des travaux publics de Belgique», Octobre, 1930, Bruxelles. «Bauingenieur», май 1931, Berlin.

Морские гидротехнические сооружения.

Классификация морских гидротехнических сооружений и их особенности.

Гидротехнические сооружения, возводимые на морских побережьях и в открытом море, имеют различные назначения, определяющие те или иные требования к ним и расчетно-конструктивные их особенности. Поэтому основным признаком классификации естественно принять их назначение, в зависимости от чего эти сооружения можно отнести к различным, обособленным, группам: внешние оградительные сооружения, служащие для защиты от волнения, ветра и заносимости портовых акваторий и подходных путей к ним (фарватеров, каналов); причальные сооружения, под к-рыми разумеются все сооружения, возводимые как непосредственно на берегу (набережные), так и вблизи его, вдоль или под углом к береговой линии (эстакады, пирсы), а также и вдали от берега, на водных площадях порта,— служащие для установки судов на время грузовых операций; далее—группа укреплений берега, имеющих целью защитить от разрушений определенные участки морской береговой линии. Особую группу объектов, относящихся к морской гидротехнике, составляют сооружения, входящие в состав судостроительных и судоремонтных баз,—эллинги и сухие доки, где устанавливаются во время постройки или ремонта суда. Близкими в конструктивно-расчетном отношении к этой группе, хотя иными по своему назначению, являются морские шлюзы. Наконец отдельную группу составляют морские маяки, возводимые в качестве указательных или предостерегательных сигнальных точек морской судоходной обстановки.

Из всех перечисленных групп особое место занимают внешние оградительные сооружения, укрепления открытого морского берега и морские маяки, как подверженные непосредственному действию морского волнения и наиболее трудно выполнимые в обстановке открытого моря, под действием пока еще недостаточно изученных сил природы. Указанные особенности этих групп сооружений требуют в нек-рых случаях допущения более повышенных коэф-тов устойчивости и прочности по сравнению с сухопутными сооружениями, особенно тщательного исследования всех местных условий и соответствующего подбора типов и форм в соответствии не только с силами, к-рым они подвержены, но и с теми изменениями, к-рые происходят под их влиянием в режиме морского побережья, в его состоянии и форме. Изучение динамики формы (морфологии) берегов и прибрежных морских пространств является неизбежным для правильного проектирования не только указанных морских гидротехнических сооружений, но также и всех остальных, приводя подчас к необходимости не только в более или менее подробных изысканиях в природе, но и к ряду исследований в специальных гидротехнических лабораториях, приспособленных для воспроизведения объектов морской действительности и явлений морского режима.

При особом значении, к-рое приобретают в условиях морских побережий основания возводимых на них сооружений, специальное внимание при проектировании таковых должно быть обращено на геологическую характеристику грунтов основания и на гидрологические особенности территории будущего сооружения; поэтому представляется желательным предварительное установление физико-механических, а в иных случаях и химических свойств грунтов, как то: объемного веса, углов естественного откоса, коэф-тов трения и сцепления, коэф-тов упругого оседания, допускаемого давления и др. Все эти величины определяются как опытным путем в лаборатории, так и непосредственно на месте работ, где исследования могут быть произведены в большом масштабе и при ненарушенной структуре грунта; только для менее значительных и менее ответственных сооружений может быть допущено установление указанных величин, характеризующих грунт, по данным осуществленных в аналогичных природных условиях сооружений, — данным, приводимым в справочниках по инженерному делу.

Внешние силы, действующие на морские гидротехнические сооружения.

Внешние силы распадаются на две группы. В первой группе фигурируют силы, выражающие вес материала самих сооружений и временную нагрузку. Здесь д. б. особо указаны: насыпные веса сыпучих и кусковых грузов, к-рые в виде штабелей располагаются на портовой территории, влияя на береговую обделку, затем давление от кранов и специальных перегружателей, наконец нагрузка от специальных служебных построек (портовых складов).

Во второй группе сил горизонтальных, в дополнение к данным, получаемым из справочников, здесь д. б. особо указаны: давление (удар) волны, давление ветра, получающего в приморской местности специфическое значение, и швартовые усилия, возникающие при установке судов у береговых и наплавных причалов.

Все перечисленные данные приведены в нижеследующих таблицах.

§ 1. Насыпные веса сыпучих и кусковых грузов (в *кг/м*³) и их углы естественного откоса.

Табл. 1.

№№ по порядку	Наименование грузов	Насып. вес в *кг/м*³	Углы естественного откоса	
			в движен.	в покое
1	Пшеница	700—830	25°	35°
2	Рожь	680—790	25°	35°
3	Ячмень	650—750	27°	35°
4	Овес	400—500	28°	35°
5	Маис и кукуруза	700—750	28°	35°
6	Бобы	736	31°	—
7	Горох	800	25°	—
8	Куколь	795	29°	—
9	Льняное семя	660	25°	—
10	Антрацит	800— 950	27°	45°
11	Мелкий орешков. уголь	750—1000	30°	45°
12	Бурый уголь возд.-сухой	650— 780	35°	50°
13	Кокс	360— 530	35°	50°
14	Зола	400— 700	40°	50°
15	Извест. и бут. камень	1 600—2000	30°	40°
16	Руда	1 700—3500	30°	50°
17	Шлак	600—1000	35°	50°

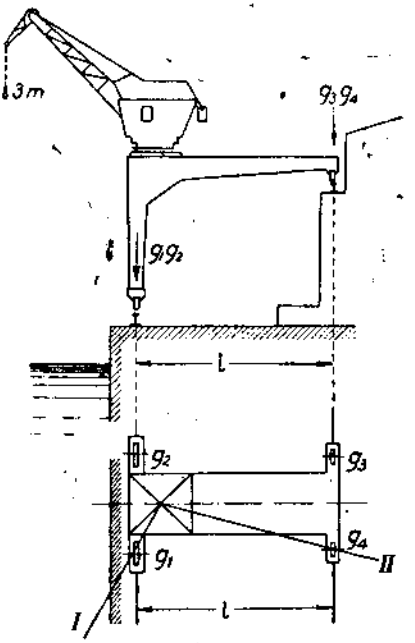
§ 2. Сплошная временная нагрузка.

Сплошная временная нагрузка от толпы людей—400 *кг/м²*, от грузов на набережной—2 000—4 000 *кг/м²*.

Примечание. Эти цифры ориентировочные. В каждом отдельном случае они д. б. точно установлены в соответствии с действительно намечаемым родом груза и распределением его на портовой территории по ф-ле: $\Delta = h \cdot \gamma$, где h—высота штабеля, а γ—насыпной вес груза. В некоторых случаях при высоких штабелях навалочного груза получается нагрузка > 4 000 *кг/м²*.

§ 3. Давление на основания кранов и перегружателей.

При значительном разнообразии типов кранов и перегружателей, применяемых ныне в портовой практике, при различных значениях их грузоподъемности, веса и размеров вообще и в частности их базы, давления на основание, т. е. сосредоточенные нагрузки на их ноги и колеса (катки), знание коих необходимо при расчете поддерживающих их конструкций и сооружений, определяются в каждом отдельном случае в зависимости не только от их веса и веса груза, но и от действия ветра. При таких условиях здесь м. б. приведены лишь отдельные примеры кранов и перегружателей (см. черт. 1—6), а именно: 1) катучего полупортального берегового крана грузоподъемностью в 3 *т* с разными вылетами укосины (11—13 *м*); 2) катучего портального крана грузоподъемностью 11 *т*; 3) катучего портального крана грузоподъемностью 35 *т*; 4) катучего портального крана грузоподъемностью 25 *т*; 5) неподвижного мостового крана грузоподъемностью 105 *т*; 6) катучего мостового крана отверстием в свету 100 *м*, грузоподъемностью в 50 *т*; 7) катучего портального зернового перегружателя с нориями и лентой (англ. типа) производительностью 65 *т*/час.



Черт. 1. Схема катучего полупортального берегового крана грузоподъемностью в 3 *т*.

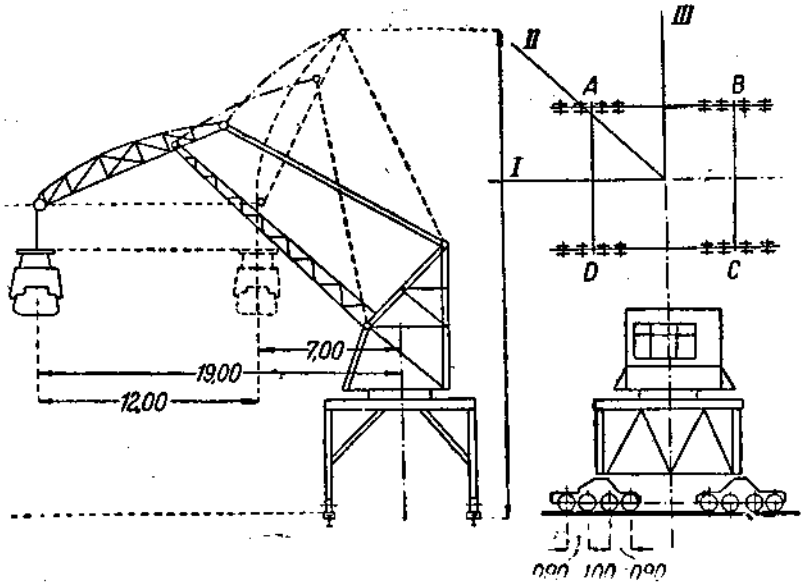
Табл. 2. Данные о катучем полупортальном береговом кране грузоподъемностью в 3 *т* (черт. 1).

Наибол. вылет крана в *м*	Отверстие портала в *м*	База (расстояние между осями колес) в *м*	Давление (*т*) на колесо при положении укосины I		при положении укосины II	
			q_1	q_2	q_2	q_3
11	10	4,5	21	10	6	3,0
11	14	5,0	20	10	5	3,0
13	13	6,0	35	13	11	8,5

Эти данные приводятся проф. Шульце в его курсе «Seehafenbau» (II ч., стр. 413) для гамбургских кранов без всякой оговорки относительно включения в них влияния ветра и, повидимому, без учета такового.

Данные по катучему портальному крану грузоподъемностью в 11 *т* (черт. 2).

Английская фирма Herbert Morris C° дает для катучего портального крана (черт. 2) с гибкой укосиной грузоподъемностью в 11 *т* нагрузки (см. таблицы 3 и 4) на каждую из четырех ног при трех различных положениях укосины: 1) вдоль линии причала (по оси пути перемещения крана); 2) под углом в 45° к линии причала; 3) нормально к этой линии. На-



Черт. 2. Схема катучего портального берегового крана грузоподъемностью в 11 *т*.

грузки на ноги, воспринимаемые от каждой ноги тележкой в четыре колеса, включают совместное действие веса и давления ветра, к-рое принято по нормам НКПС в 235 *кг* при рабочем состоянии крана (без груза); кроме того в таблице приведены нагрузки на ноги крана от совместного действия его веса в рабочем состоянии (с грузом) и от давления ветра, при чем последнее в этом случае принято в 50 *кг/м²*.

Табл. 3. Нагрузки (*т*) на ноги крана (черт. 2) от совместного действия его веса с грузом и от давления ветра в 235 *кг/м²*.

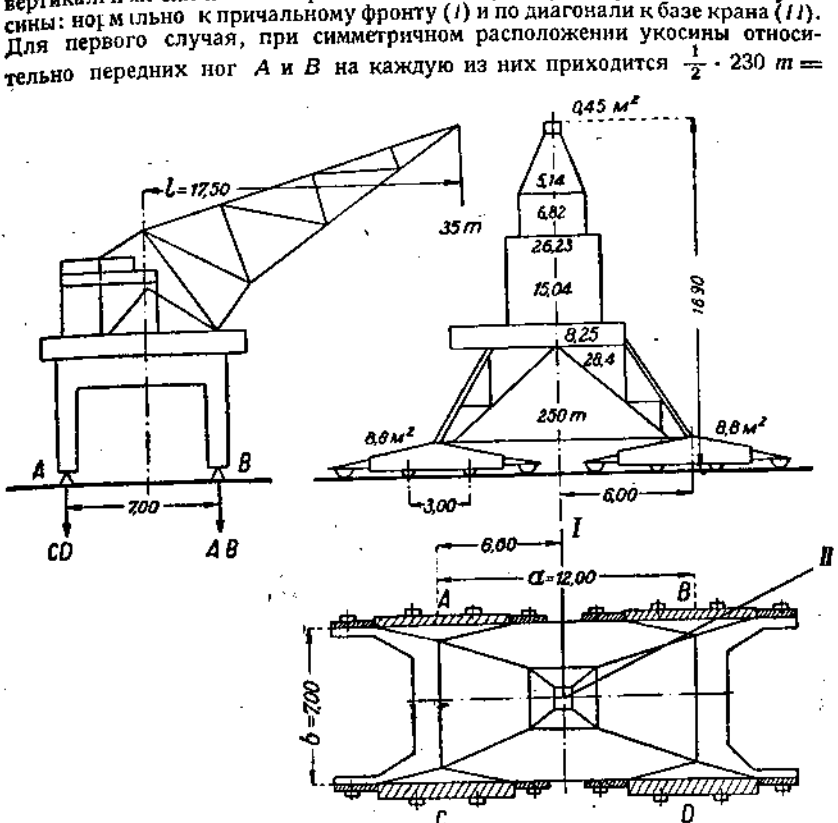
Положение укосины	*A*	*B*	*C*	*D*
I	37,5	7,0	7,0	37,5
II	55,0	15,0	4,0	15,0
III	37,5	37,5	7,0	7,0

Табл. 4. Нагрузки (*т*) на ноги крана (черт. 2) от совместного действия его веса с грузом и от давления ветра в 50 *кг/м²*.

Положение укосины	*A*	*B*	*C*	*D*
I	39	11	11	39
II	52	20	8	20
III	39	39	11	11

Данные о катучем портальном кране грузоподъемностью в 35 *т* (черт. 3).

Собственный вес крана ($Q = 250$ *т*) приложен в центре портала; груз в 35 *т* приложен к концу укосины вылетом в 17,5 *м*. Нагрузка от этих вертикальных сил на ноги крана дана для двух случаев расположения укосины: нормально к причальному фронту (*I*) и по диагонали к базе крана (*II*). Для первого случая, при симметричном расположении укосины относительно передних ног *A* и *B* на каждую из них приходится $\frac{1}{2} \cdot 230\ т =$



Черт. 3. Схема катучего портального крана грузоподъемностью в 35 *т*.

$= 115\ т$, а на каждую из задних: $\frac{1}{2} \cdot 55\ т = 27{,}5\ т$, что дает на каждое из восьми передних колес $\frac{115}{4} = 28{,}8\ т$, а на каждое из задних колес $\frac{27{,}5}{4} = 6{,}9\ т$. При диагональном расположении укосины (*II*) давление от вертикальных сил (веса) на переднюю опору *B* получается в 124,2 *т*, а на диагонально расположенную опору *C*—35,8 *т*; на переднюю опору *A*—62,5 *т*, а на заднюю опору *D*—62,5 *т*.

Давление от ветра, принимаемое по нормам НКПС в 250 *кг/м²*, при указанных на черт. 3 размерах подветренных площадей и при ширине колеи крана в 7 *м* определено на передние ноги : $0{,}25 \cdot \frac{1}{7} \cdot (17{,}6 \cdot 0{,}65 +$

$+28{,}4 \cdot 3{,}50 + 8{,}25 \cdot 6{,}85 + 15{,}04 \cdot 9 + 4{,}23 \cdot 11{,}05 + 6{,}82 \cdot 12{,}60 + 5{,}14 \cdot 15 + 0{,}45 \cdot 16{,}60) = 18{,}6$ *т*, что дает при коэф-те заполнения ферм 0,25 дополнительную нагрузку на каждое из восьми передних колес в $18{,}6 : 8 = 2{,}3$ *т*. Горизонтальное давление ветра на каждое из 16 колес базы составит:

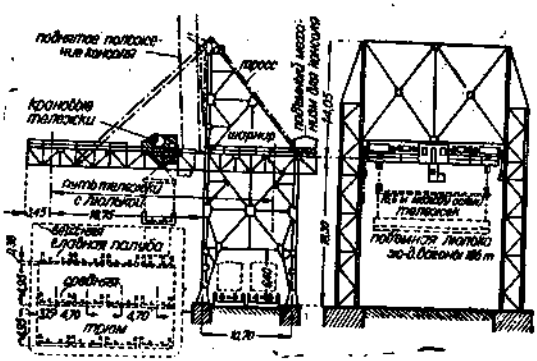
$$\frac{W}{16} = \frac{0{,}25 \cdot (0{,}45 + 5{,}14 + 6{,}82 + 4{,}23 + 15{,}04 + 8{,}25 + 28{,}4 + 17{,}6)}{16} =$$

$$= \frac{0{,}25 \cdot 85{,}93}{16} = \frac{21{,}48}{16} = 1{,}34 \text{ } т.$$

Т. о., при учете ветра наибольшее вертикальное давление на переднюю опору B крана составит при диагональном расположении (II) укосины: $124{,}2 + 18{,}6 = 142{,}8$ *т*, что дает на колесо $\frac{142{,}8}{4} = 35{,}7$ *т*. Правильнее было бы при грузе считать ветер не более 50 *кг/м*².

Данные о стационарном береговом мостовом кране большой мощности, в 105 *т* (черт. 4)*

Для неподвижного берегового мостового крана большой мощности, в 105 *т*, осуществленного в 1929 г. в двух портах,—Новом Орлеане и Гаванне,—для погрузки и выгрузки с специальных судов морской ж.-д. переправы ж.-д. большегрузных вагонов в 90 *т* (при весе подъемной люльки в 15 *т*),—нагрузка от веса при расположении люльки с вагоном на внешнем конце консоли составляет (без ветра) 355 *т* на каждую из передних ног; при этом возникает отрывное усилие в 163 *т* на каждой из двух задних ног. Кроме того была учтена дополнительная нагрузка от давления ветра в нерабочем состоянии крана (без груза) в 338 *кг/м*²; это значительное давление объясняется нахождением обоих указанных выше пунктов в зоне особенно сильных штормов (hurricane), со скоростью ветра, достигающей свыше 60 *м/сек*.



Черт. 4. Схема стационарного берегового крана грузоподъемностью в 105 *т*.

Данные о катучем мостовом консольном кране отверстием в 100 *м* с тельфером, весом брутто в 50 *т* (черт. 5—6).

При весе 1 *п. м* крана в 2,2 *т*, весе передней опоры с надстройкой (черт. 6) $P_3 = 40$ *т* и весе задней ноги $P_4 = 20$ *т* ур-ие моментов

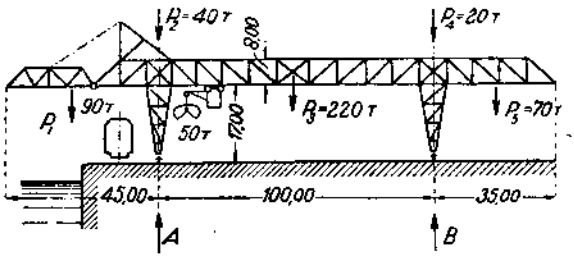
* См. описание в журнале «Engineering News Record». 5 sept. 1929.

относительно опоры B, составленное для определения реакции опоры A, напишется так:

$$P_1 \cdot \left(\frac{45}{2} + 100\right) + P_2 \cdot 100 - A \cdot 100 + P_3 \cdot \frac{100}{2} - P_4 \cdot \frac{35}{2} = 0,$$

откуда реакция опоры:

$$A = 248\ т.$$

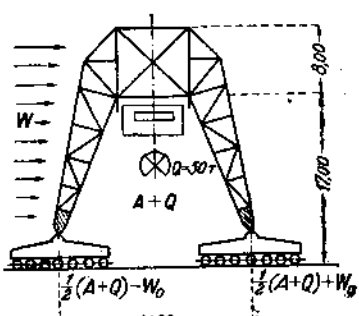


Черт. 5. Схема катучего мостового консольного крана отверстием 100 *м* с тельфером, весом в 50 *т*.

Принимая груженый тельфер весом 50 *т* расположенным как раз над передним порталом крана, получаем давление на передний портал крана равным: $248 + 50 = 298\ т$, а на одну ногу переднего портала: $\frac{298}{2} = 149\ т$.

Кроме веса необходимо учесть давление ветра, к-рое принимается в 235 *кг/м²*. При коэф-те заполнения решетки фермы в 0,4 и высоте фермы в 8 *м* боковое давление ветра на фасад фермы составит: $0{,}4 \cdot \left(45 + \frac{100}{2}\right) \cdot 8 \cdot 0{,}23 = 70\ т$. Дополнительная вертикальная нагрузка от ветра на ногу переднего портала при расстоянии между ногами портала в 14 *м* и при возвышении низа фермы над землей в 17 *м* составит:

$$A' = 70 \cdot \frac{17 + \frac{8}{2}}{14} = 105\ т.$$

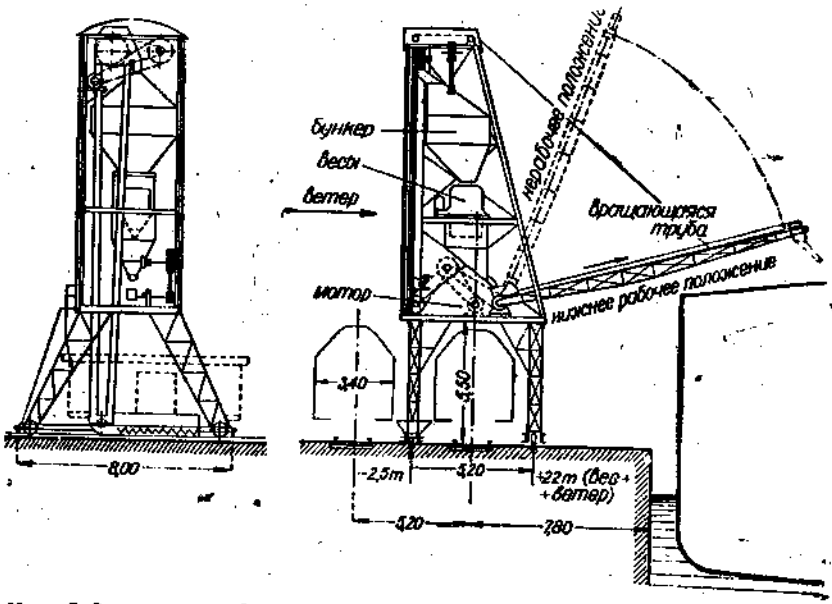


Черт. 6. Фасад (с воды) крана, изображенного на черт. 5.

Т. о., вертикальная нагрузка от веса и ветра на одну ногу переднего портала составит: $149 + 105 = 254\ т$; эта нагрузка при распределении на 6 колес даст по $\frac{254}{6} = 42{,}3\ т$ на колесо.

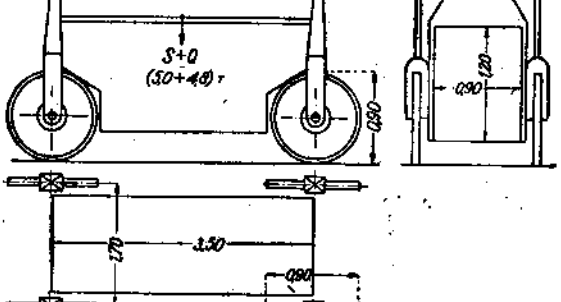
Данные по катучему зерновому перегружателю английского типа производительностью в 65 *т*/час (черт. 7).

При собственном весе зернового перегружателя, сооруженного английской фирмой Spencer (Meiksham) для производительности в 65 *т* в час, в 40 *т* и при давлении ветра в 250 *кг/м²* давление на каждую из передних ног перегружателя определено в 22 *т*; при ветре указанной силы задние



Черт. 7. Схема катучего берегового зерноперегружателя производительностью 65 *т*/час.

ноги будут отрываться от основания (рельса) с силой в 2,5 *т* каждая; для удержания этих ног на рельсах предусмотрены специальные захватные устройства.



Черт. 8. Схема лесовозного автомобиля.

Нагрузка от лесовозных автомобилей (черт. 8).

Основные размеры лесовозных автомобилей американских фирм, применяемых на биржах многих лесопильных заводов нашего севера (черт. 8) составляют: база—3,5 *м*, ширина колеи—1,7 *м*, диаметр колес—0,9 *м*, ширина колесных шин—0,15 *м*, сечение в свету портала — 3 · 4 *м*.,

Обычная грузоподъемность составляет 5 m, вес самого автомобиля (тара)—9 500 англ. фунтов $= 4{,}75$ m. Наибольшее давление на колесо этого автомобиля при учете возможности передачи веса пачки леса, поднятой им, в момент захвата или опускания на одну ось, составляет:

$$\frac{4{,}75}{4} + \frac{5}{2} = 3{,}69 = 3{,}7 \ m.$$

§ 4. Нагрузка от зданий и портовых складов.

Нагрузка от зданий и их рамп определяется: а) от собственного веса их и б) от веса заполняющего их груза, передающегося на стены и колонны здания.

а) Собственный вес здания:

$$G = 2(b + l) \cdot d \cdot h \cdot \Delta + (b \cdot l)\, n \cdot \gamma + G_1,$$

где: b—ширина склада, l—длина, h—высота, d—средняя толщина стен, Δ—объемный вес материала, из к-рого сооружены стены здания, γ—вес кв. единицы материала, из к-рого сооружены междуэтажные перекрытия, n—число этажей, G_1—вес кровли; $G_1 = \gamma_1 (b \cdot l) \frac{1}{\cos \alpha}$, где γ_1—вес кровли на единицу ее площади, а α—угол наклона ее к горизонту. Значения для γ и γ_1 выражаются след. величинами:

$\gamma = 400 - 600$ *кг/м²* площади перекрытия,

$\gamma_1 = 100 - 160$ *кг/м²* наклонной площади кровли.

б) Вес груза, заполняющего склад:

$$G_2 = \Sigma (l \cdot b \cdot k \cdot q_n),$$

где q_n—нагрузка на кв. единицу пола данного этажа, k—коэф-т заполнения пола (0,8—0,85).

Для разных этажей даются след. нормальные значения q_n:

для подвального этажа	1,7—2,5	*т/м²*
» первого »	1,7—2,25	»
» второго »	1,2—1,8	»
» третьего »	1,2—1,8	»
» четвертого »	1,0—1,5	»
» пятого »	0,8—1,2	»
» шестого и последующих этажей	0,6—0,8	»

§ 5. Давление ветра.

Давление ветра направлено нормально к поверхности, его воспринимающей. Величина давления исчисляется по ф-ле:

$$W = W_0 \cdot \sin^2 \alpha,$$

где: W—в *кг/см²*, W_0—в открытой местности 225 *кг/м²* ($v = 60$ *м/сек.*); в местности, средне защищенной от действия ветра,—180 *кг/м²* ($v = 53$ *м/сек.*) в местности, хорошо защищенной от действия ветра,—135 *кг/м²* ($v = 47$ *м/сек.*), α—угол, образуемый площадкой, воспринимающей давление ветра, с направлением воздушной струи, принимаемым параллельным горизонту.

Примечание. Приведенные нормы давления ветра могут применяться для предварительных расчетов и при эскизном проектировании, при окончательном же проектировании эти нормы должны быть уточнены на основании непосредственных долголетних аэрологических наблюдений местных метеорологических станций.

Для высоких сооружений, к числу коих могут быть отнесены маячные башни, представляется правильным применение приведенной в Единых нормах (КомСТО 1930 г.) ф-лы:

$$p = K(p_0 + k_1 h),$$

где p—давление ветра в *кг* на *м²* воспринимающей поверхности, считая давление нормальным к поверхности, а направление ветра горизонтальным, K—коэф-т обтекания, оценивающий форму поверхности и расположение

ее к воздушному потоку; величина этого коэф-та принимается на основании специальных опытов, при отсутствии же опытных данных коэф-т принимается для фабричных труб и маяков при круглом их сечении $=0{,}6$, при прямоугольном сечении с длиной l и шириной b (действие ветра нормально стороне b) при $\frac{l}{b}<1$ коэф-т $K=1{,}5$; при $1<\frac{l}{b}<2$ коэф-т $K=1{,}25$ и при $\frac{l}{b}>2$ коэф-т $K=1{,}00$; p_0—давление ветра в $кг/м^2$ на уровне земли, определяемое на основании метеорологических наблюдений в районе постройки сооружения за промежуток времени от 15 до 30 лет; в случае отсутствия метеорологических наблюдений величина p_0 принимается для морских побережий $=180$ $кг/м^2$ с возможностью в особо неблагоприятных случаях повышения этой нормы до 225 $кг/м^2$, h—полная высота сооружения над обрезом фундамента, k_1—расчетный коэф-т, учитывающий различие в давлении ветра на высоте и равный $1-0{,}33\frac{h'}{h}$, где h'—высота зоны сооружения, отсчитываемая от его вершины вниз; обыкновенно общая высота сооружения разбивается на зоны высотой не более 15 $м$, и для каждой зоны исчисляется равномерное давление ветра.

§ 6. Действие волны.

Действие волны определяется на основании теоретических и эмпирических зависимостей, приведенных при расчете внешних оградительных сооружений. Непосредственных измерений удара волны в заграничной практике и у нас мало. По данным исследований американского инж. Гейярда удар волны на океанском берегу достигает в уровне воды 30 $т/м^2$, выражаясь по высоте особой, грушеобразной, эпюрой. Для внутренних морей удар волны оценивается им в 15 $т/м^2$. По исследованиям, произведенным у нас впервые в 1927 г. в Туапсе с применением динамографов, удар волны достигает у поверхности воды максимум 5,7 $т/м^2$ и изменяет свою величину по времени, давая наибольшие значения через 10—15 $сек$.

§ 7. Давление грунта.

Боковое давление грунта на поддерживающую стенку определяется по ф-лам теории сыпучих тел.

Активное давление:

$$E_a=\frac{1}{2}\gamma H(H+2h_r)\cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right),$$

пассивное же давление:

$$E_p=\frac{1}{2}\gamma H(H+2h_r)\cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ+\frac{\varphi}{2}\right),$$

где H—высота стенки, h_r—высота приведенной нагрузки $=\frac{p}{\gamma}$, где p—нагрузка на кв. единицу поверхности территории за стенкой, γ и φ—две величины, характеризующие засыпанный позади стенки грунт, из них γ—вес единицы объема грунта, φ—угол внутреннего трения в грунте, к-рый больше угла естественного откоса, становясь равным ему лишь при отсутствии сил сцепления в грунте. При пренебрежении этими силами в запас устойчивости его можно принять равным углу естественного откоса.

Сплошная равномерная нагрузка p задается по нормам, приведенным выше (§§ 2—4). В случае действия сосредоточенных сил на территорию, поддерживаемую стенкой, таковые силы заменяются сплошной равномерной нагрузкой путем распределения этой силы на базу, ее поддерживающую, т. е. на площадь, с учетом распределения через баласт или слой грунта.

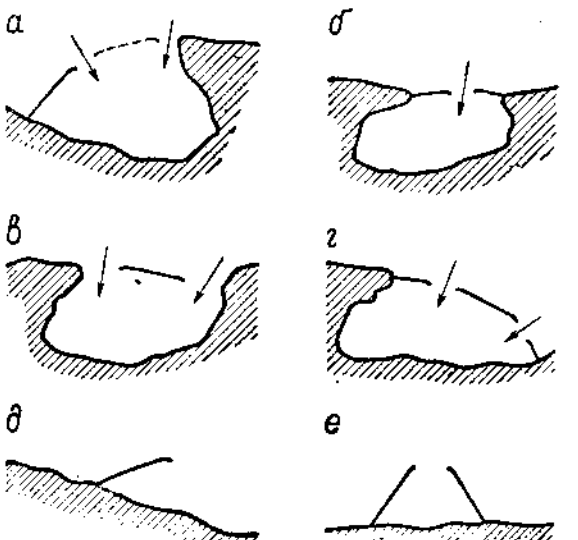
Примечание. Давление от навалки судов на сооружения и усилие, передаваемое швартовыми тросами, как силы производные, вызванные ветром, рассматриваются при расчете набережных и причальных устройств.

Внешние оградительные сооружения.

Внешние оградительные сооружения (немецк. — Hafenaussenwerke; франц. — digues brises-lames; англ. — breakwaters, moles, jetties) имеют основным назначением защиту от волнения, ветров, течений и наносов портовых рейдов, т. е. передовых частей порта, служащих для стоянки судов в ожидании подхода к причалам, а иногда и для производства грузовых операций на плаву.

§ 1. Начертание внешних оградительных сооружений.

Форма рейда, зависящая от требуемых его размеров и от ряда местных обстоятельств, из к-рых основные—рельеф прибрежного района моря, на-

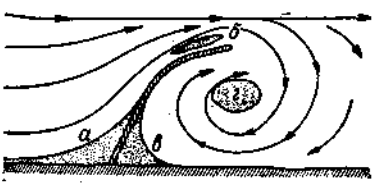


Черт. 9. Основные схемы начертания внешних оградительных сооружений.

правление господствующих ветров, береговых течений, движения наносов, определяет состав и начертание в плане внешних оградительных сооружений, к-рые осуществляются в виде сооружений, либо связанных с берегом (молов), либо в виде оторванных от берега (волноломов), или в виде комбинирования тех и других (черт. 9). В зависимости от разных форм очертания различают молы одиночные, парные, сходящиеся, затем—волноломы, параллельные или под углом к берегу, и сочетание молов и волноломов. В случаях, когда конфигурация берега (бухта) обеспечивает естественное укрытие от большей части ветров, кроме ветров незначительного сектора, оказывается достаточно небольшого мола (черт. 9, *а*) или волнолома (черт. 9, *в*). Иногда, впрочем, приходится сооружать два коротких мола (черт. 9, *б*); эти два мола, возведенные на менее глубоких частях бухты, могут оказаться дешевле, чем один волнолом, попадающий на большие глубины. При широком отверстии бухты (черт. 9, *г*) может потребоваться возвести два мола и волнолом одновременно.

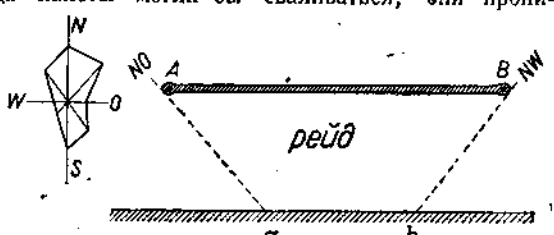
На открытом плоском берегу при отсутствии берегового движения наносов и при господствующих ветрах, дующих вдоль берега в одну сторону,

одиночный мол, выдвинутый (черт. 10) от берега и несколько загнутый, может оказаться достаточным для ограждения рейда. В случае господствующих ветров, дующих параллельно берегу или под небольшим углом к нему и притом во взаимно противоположных направлениях, рациональным оказывается сооружение двух сходящихся молов, охватывающих более или менее значительную площадь, расставленных у своих корней на расстоянии до нескольких сот метров и постепенно сближающихся ко входу, к-рому придается ширина около 150 и не менее 130 *м* (черт. 9, *г*).



Черт. 10. Схема влияния мола на движение наносов.

В случае наличия движения наносов вдоль берега мол, выдвинутый нормально или под большим углом к берегу, вызвал бы его нарастание (черт. 10); мол, загнутый по направлению движения наносов, хотя и в меньшей мере, но все же сопровождается нарастанием берега. Наносы направляются вдоль такого мола, заносят внешний угол *а*, огибают его голову и, если таковая не расположена на достаточно большой глубине, куда наносы могли бы сваливаться, они проникают внутрь огражденного рейда; у головы происходит подмыв *б*, а рейд обмелевает (*в*, *г*); угол наклона мола к берегу при этом особенной роли не играет. То же явление происходит на песчаном побережьи и в случае образования рейда двумя его сходящимися молами.



Черт. 11. Схема начертания волнолома, параллельного берегу.

При значительных количествах наносов, влекомых течением вдоль берега, от молов приходится отказываться и прибегать к сооружению волнолома, параллельного берегу (черт. 11), при к-ром движение наносов не задерживается и естественный режим почти не нарушается.



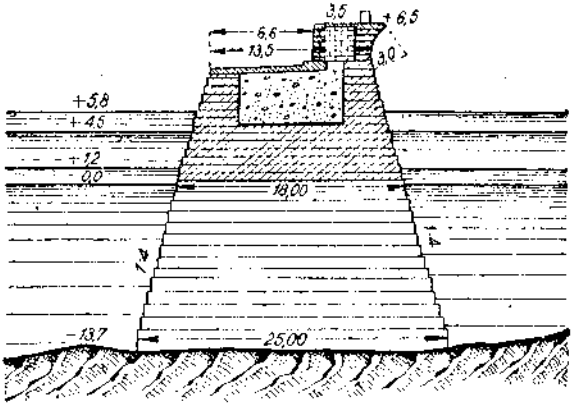
Черт. 12. Схемы начертания головных участков внешних сооружений.

Кроме общего плана расположения молов и волноломов необходимо обращать внимание и на начертание их головных участков у входа на рейд. Этим участкам должна быть придана такая форма, при к-рой ударяющиеся о них волны отбрасывались бы, по законам отражения, от входа; это достигается загибом головы слегка наружу (черт. 12); в противном случае волны, отраженные по направлению ко входу, встречаются перед ним с основными волнами моря, направляющимися во вход, и создают толчею, неприятную для больших судов и опасную для мелких. Что касается входа на рейд, то практикой портостроения установлено располагать его по возможности в более выдвинутой в море точке всего обвода оградительных сооружений с тем, чтобы суда при невозможности попадать во вход находились возможно дальше от берега и могли бы безопасно поворачиваться и снова пытаться войти.

Направление оси входа должно возможно менее отклоняться от направления сильных ветров; ширина входа, зависящая от ранга порта и калибра посещающих его судов, составляет от 50 до 150 *м* для рыбачьих портов-убежищ и от 150 до 300 *м*, а в некоторых случаях от 500 м и выше — для торговых портов.

§ 2. Основные формы оградительных сооружений.

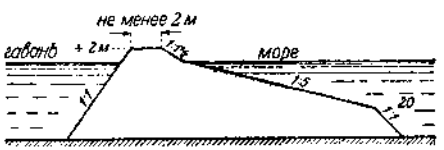
Разнообразные конструктивные типы осуществленных оградительных сооружений сводятся к трем основным формам: вертикальной стенке,



Черт. 13. Тип оградительного сооружения в виде вертикальной стенки.

откосной форме, или наброске, и смешанной форме, состоящей из наброски, срезанной на нек-рой глубине, с надстройкой в виде вертикальной стенки.

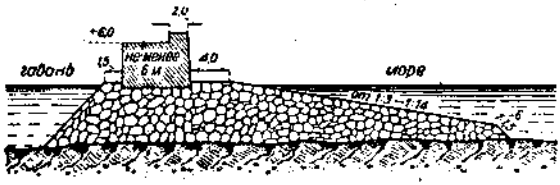
Сооружения типа вертикальной стенки (черт. 13), выдвигаемой со дна моря, характеризуются меньшим объемом материала, чем откосный тип (черт. 14), и особенности на больших глубинах; на таких глубинах вертикальные стенки обладают преимуществом в смысле восприятия удара волны, к-рая в этих случаях сохраняет свое строение и круговое замкнутое движение частиц, т. е., не разбиваясь, производит на них только нек-рое статическое и гидродинамическое давление. Однако на малых глубинах, а также при волнах большой высоты, разбивающихся уже при подходе к сооружениям, на последние обрушиваются поступательно движущиеся массы воды, производящие значительной силы удар. В этих случаях тип вертикальной стенки может применяться лишь с большой осторожностью.



Черт. 14. Тип оградительного сооружения в виде наброски (откосная форма).

Т. к. сооружения в виде вертикальных стен должны прочно, как монолит, выдерживать давление волны, то части их должны быть хорошо связаны друг с другом; требование это приводит к необходимости очень тща-

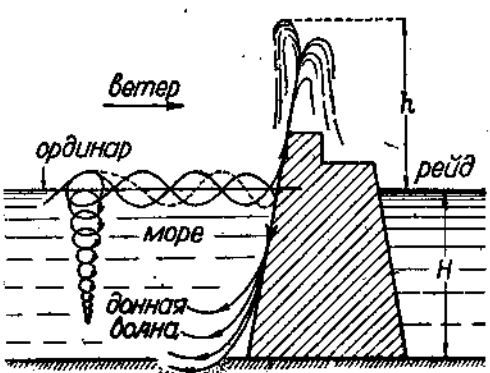
тельной работы при постройке сооружений, что связано с тем большими трудностями, чем значительнее глубина; поэтому вертикальная форма отвечает лучше средним глубинам, а при очень больших глубинах эту форму применяют лишь в верхней части сооружения, придавая нижней форму откосную; т. о., возникает смешанная форма (черт. 15). С другой же стороны, при небольшой глубине возникает опасность подмыва соору-



Черт. 15. Тип оградительного сооружения смешанной формы.

жения донной волной (черт. 16); поэтому вертикальную форму при небольших глубинах следует применять лишь при прочном или скалистом дне.

Благодаря успехам в методах производства работ на больших глубинах и сравнительно малому объему материалов оградительные сооружения в форме вертикальной стенки в последнее время получили значительное применение, особенно у голов, где требуется сбережение места по дну во входах.



Черт. 16. Схема действия волны на оградительное сооружение в виде вертикальной стенки.

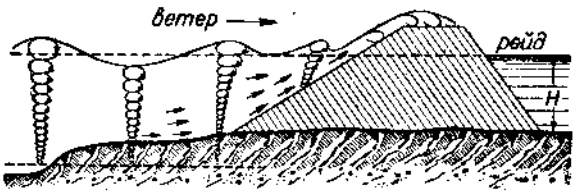
Откосная форма оградительных сооружений, более древняя, иначе воспринимает действие волны, к-рая разбивается если не на подходе, то на откосе самого сооружения и накатывается на него всей массой воды с больш. й скоростью. Тем не менее эта форма наброски обладает нек-рыми достоинствами.

Хотя эта форма требует большого объема материалов, но там, где они дешевы, это обстоятельство не имеет особого значения, производство же работ по их сооружению, в особенности на больших глубинах, значительно проще, не требуя ни особой обработки материалов, ни сложных снарядов для сооружения. Эта форма применима при всяком строении дна и на любых глубинах (черт. 17).

Смешанная форма, при к-рой верхняя часть до известной глубины (не менее глубины разбивания самых крупных волн) возводится вертикальной стенкой, а нижняя имеет откосную форму, применяется при значительных глубинах, когда нельзя или трудно тщательно вывести икальную конструкцию от самого дна.

В эксплоатационном отношении сооружения в виде вертикальной стенки представляют преимущество: будучи тщательно возведены из прочно свя-

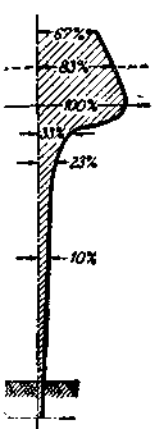
занных между собой или из нажимающих друг на друга по плоским постелям частей, они требуют меньшего ремонта и ухода, чем откосные сооружения из каменной наброски, к-рая с течением времени оседает; откосы сглаживаются и теряют материал, уносимый морем.



Черт. 17. Схема действия волны на оградительное сооружение откосной формы.

Оградительные сооружения откосной формы возводятся из камня, фашин и грунта, чаще же представляют собой каменные наброски; сооружения же в виде вертикальной стенки устраиваются из камня, бетона, реже железобетона и из комбинаций камня с деревом (ряжи), фашин и грунта.

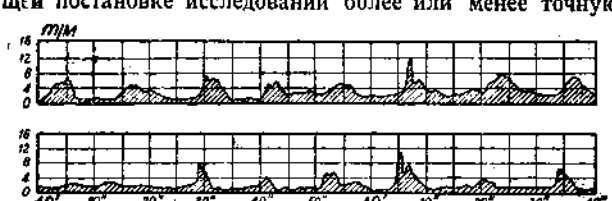
Приведенные основные типы оградительных сооружений подвергаются в различной форме действию морского волнения, к-рое оценивается различно для этих типов.



Черт. 18. Эпюра распределения действия волны на стенку по глубине (по Gaillard'y).

§ 3. Действие морской волны на оградительные сооружения.

Непосредственное измерение удара волн, пока производящееся еще в единичных случаях (в Америке, Генуе, Неаполе и в Туапсе) и требующее специальных динамометров и динамографов, дает при надлежащей постановке исследований более или менее точную



Черт. 19. Диаграмма действия волны на волнолом в Туапсе.

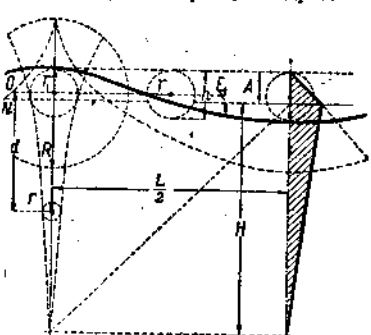
картину распределения этого давления. Примером таких данных могут служить приведенные здесь диаграммы—одна, снятая (черт. 18) американским инж. Gaillard [*1] на океанском побережьи и дающая распределение наибольших ударов волны по глубине, другая (черт. 19) представляющая изменение по времени действия волны на стенку туапсинского волнолома на уровне ординара моря [*2].

[*1] Gaillard D. D. Wave action in relation to engineering structures, «Engineering News», 1905, № 8.

[*2] В. В. Кузнецов, Опыт определения силы давления волны на туапсинский волнолом, Изв. Центр. Г.-М. бюро, вып. VIII, 1929 г.

Вследствие отсутствия измерительных приборов и сложности производства достаточно обстоятельных измерений в данное время чаще пользуются методом вычисления действия волны на сооружение на основании существующей теории волнения. При этом необходимо строго различать два случая: действие неразбитой волны и действие разбитой волны.

Для случая неразбитой волны, частицы которой совершают круговое движение (по трохоидальной теории) вокруг своих средних положений, вычисление действия волны на вертикальную стенку дано рядом исследователей этого вопроса — Bénézit, Sainflou, Lira, отчасти Тренюхиным, Рихтером *. На основании этих исследований установлено, что действие неразбитой волны на вертикальную стенку следует рассматривать слагающимся из двух величин: во-первых, гидростатического давления вследствие подъема уровня воды над ординаром с наружной стороны стенки, и, во-вторых,—гидродинамического давления вследствие соприкосновения с стенкой частиц волнующейся водной массы.



Черт. 20. Схема гидростатического действия волны на сооружение.

Гидростатическое давление на стенку (черт. 20) определяется в зависимости от возвышения гребня волны над ординаром; это возвышение:

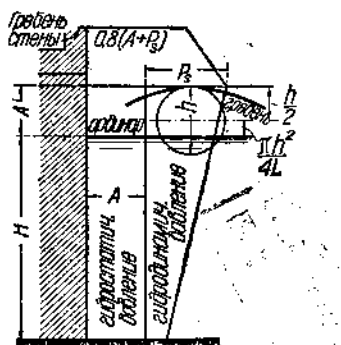
$$A = \frac{h}{2} + E = 0{,}5h + \frac{\pi h^2}{4L} = 0{,}5h + 0{,}785\,\frac{h^2}{L},$$

где h—высота волны, L—ее длина; второй член $E = \frac{\pi h^2}{4L}$,—согласно трохоидальной теории,—возвышение горизонтальной плоскости центров колебательного движения поверхностных частиц воды над ординаром моря в спокойном состоянии. Это гидростатическое давление следует считать постоянным по всей высоте стенки от гребня волны до подошвы стенки, хотя нек-рые авторы считают его убывающим книзу до нуля: одни—у подошвы стенки, другие—на глубине, равной половине длины волны.

Вторую составляющую общего действия волны на стенку, именно, гидродинамическое давление, следует считать, по предложению Лира, к-рый исходит из скоростей орбитального движения частиц воды; согласно трохоидальной теории при периоде волны $T = \sqrt{\frac{2\pi L}{g}}$ орбитальные скорости поверхностных частиц выражаются величиной $v = \frac{2\pi r}{T} = \frac{\pi h}{T} = h\sqrt{\frac{\pi g}{2L}} = 3{,}92\,\frac{h}{\sqrt{L}}$. На глубине z ниже центра колебания поверхностной частицы орбитальная скорость получается $v_z = \frac{2\pi r^z}{T}$, т. к. период колебаний по всей вертикали одинаков. Т. к. практически убывание этих орбитальных скоростей по глубине допустимо принять по линейному закону, то скорости эти можно определить лишь в двух точках: на гребне волны и у подошвы сооружения. Определив изменение орбиталь-

* V. Bénézit, Essai sur les digues maritimes verticales, «Annales des ponts et chaussées», 1923. Vol. V. № 27. В. М. Тренюхин, О приближенном методе расчета волноломов с верт. стенкой, «Строит. промышлен», 1926 г. № 12, стр. 905—907. Lira, Le calcul des brise-lames à parément vertical. Genie Civil XC, 1927, № 6.

ных скоростей по высоте стенки, легко перейти к величинам динамического эффекта частиц воды на стенку, применяя для этого ф-лу сопротивления, испытываемого вертикальной пластинкой, движущейся в жидкости горизонтально со скоростью v, а именно формулу: $p = \Delta \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot n$, где Δ—уд. в. жидкости (для морской воды $\Delta = 1{,}025$), g—ускорение силы тяжести, n—численный коэф-т, зависящий от направления движения частиц воды до и после их встречи со стенкой. Значение этого коэф-та определяется по формуле $n = 2\left(1 - \frac{v'}{v} \cdot \cos\varphi\right)$, где v'—скорость движения частиц воды после встречи, а φ—угол между траекториями подходящих и отходящих струй; при $\varphi = 180°$, когда частицы воды отбрасываются по тому же направлению обратно, значение этого коэф-та может достигать 4; на этом основании инж. Лира рекомендует в запас устойчивости сооружения считать всегда $n = 4$. При таком допущении величина динамического эффекта волны на стенку, выраженная в $кг/м^2$, получается: $p = 1025 \frac{v^2}{2 \cdot 9{,}8} \cdot 4 \cong 200\, v^2$, где v выражено в $м/сек$. Построив по двум значениям p—для гребня волны и для подошвы сооружения—линейную диаграмму (черт. 21), остается геометрически сложить ее с диаграммой гидростатического влияния волны в одну суммарную эпюру эффекта волны на сооружение. В виду воздействия всплесков волны (черт. 21) на сооружение выше горизонта гребня ее полученную суммарную диаграмму следует дополнить еще надстройкой сверху от гребня волны до верха стенки. По предложению инж. А. И. Рихтера*, основанному на рассмотрении снятых с натуры диаграмм, эпюра эта строится по прямолинейному закону при ординате у верха стены, составляющей 80% гидродинамического действия волны на гребне волны.



Черт. 21. Схема гидростатического и гидродинамического действия волны на сооружение.

Приведенный метод расчета эффекта волны справедлив лишь в предположении, что орбитальное движение частиц воды совершается по круговым траекториям, что имеет место, по наблюдениям инж. Лира, лишь до тех пор, пока относительная глубина $\frac{H}{L}$ (где L—длина волны, H—глубина на месте сооружения) 0,5 и даже $< 0{,}3$. При относительной глубине выше этих пределов вследствие трения частиц воды о дно круговые траектории колебательного движения частиц превращаются в эллиптические; при этом большая полуось вытянутого горизонтально эллипса для поверхностной частицы выразится величиной $a = \frac{e^m + 1}{e^m - 1} \cdot b = K \cdot b$, а малая полуось $b = \frac{h}{2}$, где h—высота волны, e—основание Неперовых логарифмов, а $m = 4\pi \frac{H}{L}$.

При этих условиях возвышение гребня волны над ординаром моря в покое выражается, аналогично предыдущему, величиной: $A' = b + \varepsilon' =$

* А. И. Рихтер, Новые методы условного расчета оградительных сооружений с учетом действия морского волнения. Доклад на II всесоюзном гидрологическом съезде 1928 г. (часть III «Трудов съезда», стр. 508—813).

$= b + \frac{\pi}{L} \cdot a \cdot b$. Инж. Лира рекомендует в запас устойчивости сооружения принимать: $A' = b + \frac{\pi}{L} \cdot a^2 = \frac{h}{2} + \frac{\pi}{4} K^2 \frac{h^2}{L}$, тем более, что замена $(a \cdot b)$ через a^2 более отвечает данным фактических измерений; хотя Лира предлагает уменьшать это давление по глубине сооружения до нуля у его подошвы, естественнее сохранить его постоянным $= A'$ по всей глубине.

Наибольшие значения орбитальных скоростей, отвечающие моменту прохождения гребня, выражаются в этом случае для частицы у поверхности $max\ v_s = \frac{2\pi}{T} \cdot a = \frac{2\pi}{T} \cdot K \cdot \frac{h}{2}$, а для частицы у дна $max\ v_t = \frac{2\pi}{T} \cdot c = \frac{2\pi}{T} \cdot \frac{h}{2} \sqrt{(K^2 - 1)}$.

По этим данным подобно рассмотренному выше случаю строится диаграмма гидродинамического давления, к-рую затем надо геометрически сложить (черт. 21) с диаграммой гидростатического давления.

Для упрощения выкладок при подсчете удара волны Лира дает таблицу величин, входящих в расчетные ф-лы в зависимости от относительной глубины $\frac{H}{L}$. Эта таблица, несколько дополненная и проверенная инж. Рихтером [*1], приводится ниже.

Табл. 5.

$\frac{H}{L}$	$m = 4\pi \frac{H}{L}$	$K = \frac{e^m + 1}{e^m - 1}$	$\frac{\pi}{4} \cdot K^2$	$\sqrt{K^2 - 1}$
0,05	0,63	3,28	8,45	3,12
0,10	1,26	1,79	2,52	1,49
0,15	1,89	1,36	1,44	0,92
0,20	2,51	1,18	1,09	0,62
0,25	3,14	1,09	0,93	0,43
0,30	3,77	1,05	0,86	0,31

Все рассмотренное выше относилось к случаю неразбитой волны, сохраняющей орбитальное движение частиц, хотя в нек-рых случаях (при $\frac{H}{L} < 0{,}3$) деформированное. В тех же случаях, когда волна разбивается на подходе к сооружению или на самом сооружении, т. е. ее гребень опережает подошву и поднятые на гребень массы воды (черт. 17) свергаются, не имея поддержки снизу (а это обыкновенно бывает при глубине воды, меньшей высоты волны), предыдущие выводы и ф-лы недействительны, т. к. явление, для к-рого они выведены, совершенно искажается. Инж. Лира в своем методе учета эффекта неразбитой волны указывает, что в случае крутого откоса подсыпки под стенку уклоном 1:1 глубину воды надо считать от низа подсыпки, в случае же откоса положе 1:3, когда на откосе возникают условия разбитой волны при недостаточной общей глубине, необходимо глубину воды считать от верха подсыпки: при этом следует добавить, что если эта глубина, отсчитанная от верха наброски, мала (меньше высоты волны), то будет иметь место разбивание волны перед сооружением.

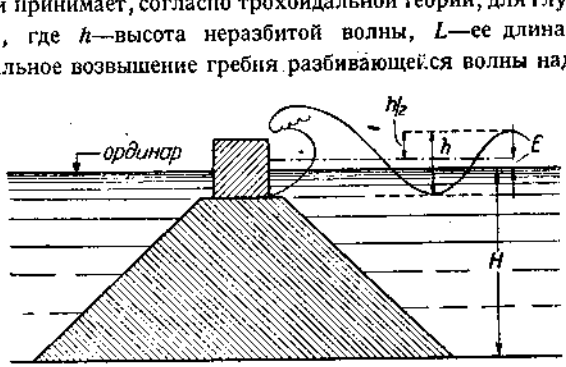
Для этих случаев разбивания волны удар ее о сооружение может быть оценен по методу, предложенному проф. Токийского университета Хирои [*2],

[*1] А. И. Рихтер, Внешние сооружения, глава I книги «Портовые сооружения», Гострансиздат, 1931 г.

[*2] «The Journal of the College of Engineering of the University of Tokyo», Vol. X,

к-рый полагает, что скорость частиц волны, обрушивающейся в разбитом состоянии на сооружение, слагается из двух частей: скорости начального (до разбития) орбитального движения и скорости, возникающей от падения частиц воды с гребня (верха) разбитой волны до уровня воды в покое (черт. 22).

Возвышение средней линии поверхности волны над уровнем покоя проф. Хирои принимает, согласно трохоидальной теории, для глубокой воды равным $\frac{\pi h^2}{4L}$, где h—высота неразбитой волны, L—ее длина. Полагая, что максимальное возвышение гребня разбивающейся волны над ложбиной



Черт. 22. Схема действия разбитой волны на сооружение по Хирои.

ее (черт. 22), к-рая остается в уровне ложбин неразбитых волн, составляет $2h$, Хирои получает возвышение гребня разбитой волны над уровнем покоя, т. е. высоту свободного падения частиц разбитой волны, равным:

$$2h-\left(\frac{h}{2}-\frac{\pi h^2}{4L}\right)=h\left(1{,}5+\frac{\pi h}{4L}\right).$$

Скорость падения частиц воды с этой высоты будет:

$$v_n=\sqrt{2gh\left(1{,}5+\frac{\pi h}{4L}\right)}.$$

Скорость орбитального движения поверхности частиц будет по предыдущему: $v_0=h\sqrt{\frac{\pi g}{2L}}=3{,}92\,\frac{h}{\sqrt{L}}$. Квадрат общей скорости подхода частиц к сооружению составит: $v^2=v_n^2+v_0^2=2gh\left(1{,}5+\frac{\pi h}{4L}\right)+\frac{h^2\pi g}{2L}=$ $=2hg\left(1{,}5+\frac{\pi h}{2L}\right)$. Гидродинамическое давление на $м^2$ сооружения получается равным: $P=f\cdot\Delta\cdot\frac{v^2}{2g}$, где $\Delta=1{,}025$—уд. в. морской воды, f—коэф-т, к-рый проф. Хирои принимает $=2$. Тогда:

$$P=2\cdot 1{,}025\cdot\frac{v^2}{2\cdot 9{,}81}=0{,}1v^2=0{,}2gh\left(1{,}5+\frac{\pi h}{2L}\right)=$$
$$=1{,}96h\left(1{,}5+1{,}57\,\frac{h}{L}\right)\cong 3h\left(1+\frac{h}{L}\right)\ т/м^2,$$

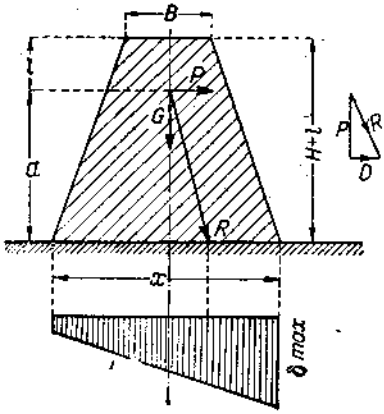
если h и L выражены в $м$.

За величину h в этом выражении надо принимать максимальную высоту волны в данном пункте, а за площадь действия того максимального давления надо считать всю лобовую площадь стенки, на к-рую накатывается

разбитая волна (как поток), т. к. действие массы падающей воды при незначительной глубине будет ощущаться по всей глубине почти без уменьшения. Для случая, когда глубина у сооружения H меньше высоты неразбитой волны, Хирои рекомендует вводить в его ф-лу вместо величины h значение H. При отношении $\frac{H}{L}=\frac{1}{20}$ для океанских волн ф-ла разбитой ударом волны по Хирои получает след. вид:

$$P=3h(1+0{,}05)=3{,}2\,h\ т/м^2;$$

учитывая же косое действие удара о сооружение и распространение этого максимального удара на всю лобовую площадь стенки сооружения в среднем, Хирои окончательно принимает $P=1{,}5h$, где h—высота волны, а P выражено в $т/м^2$.



Черт. 23. Схема статического расчета оградительного сооружения.

§ 4. Статический расчет оградительных сооружений.

Зная силу действия волны P и точку ее приложения, можно проверить устойчивость оградительного сооружения и прочность его основания. Если ширина по низу x, вес пог. ед. длины (черт. 23) сооружения—G, плечо действия—a, то условие устойчивости на опрокидывание выразится равенством:

$$G\cdot\frac{x}{2}=m\cdot Pa,$$

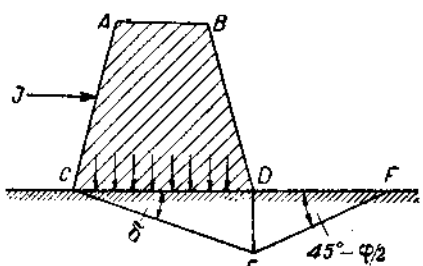
где m—коэф-т устойчивости, равный не менее 2; если вес 1 $м^3$ сооружения—γ, а ширина по верху—B, высота сооружения—H, то равенство перепишется так:

$$\frac{B+x}{2}H\cdot\gamma\cdot\frac{x}{2}=mPa.$$

Условие устойчивости на скольжение выразится равенством: $G\cdot f=nP$, где f—коэф-т трения сооружения по его основанию, равный, в зависимости от рода трущихся поверхностей, 0,4—0,7; вводя размеры сооружения, можно переписать это равенство:

$$\frac{B+x}{2}\cdot H\cdot\gamma\cdot f=nP,$$

где: n—коэф-т устойчивости на скольжение, равный не менее 1,75—2,00.



Черт. 24. Схема поверки на выпирание грунта из-под основания.

Приведенная поверка на скольжение, по к-рой ранее исключительно поверялась устойчивость оградительного сооружения, ныне применяется лишь в случаях, когда основанием служит плотно слежавшаяся глина или же когда давление на основание сооружения (приведенное к равномерному по всей его ширине) меньше $^1/_4\,b\gamma\cdot\sin 2\varphi$, где b—ширина основания, φ—угол естественного откоса грунта в основании.

Во всех остальных случаях рекомендуется выполнять поверку на выпи-

рание грунта из-под основания, для чего определяется (по способу, предложенному проф. Н. М. Герсевановым) наименьшая сила I, сдвигающая сооружение, по ф-ле:

$$min\ I = \left(qb + \gamma\frac{b^2 \cdot \operatorname{tg}\delta}{2}\right) \cdot \left(\frac{\operatorname{tg}\varphi - \operatorname{tg}\delta}{1 + \operatorname{tg}\varphi \cdot \operatorname{tg}\delta}\right) + \gamma\frac{b^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2\delta\mu^2,$$

от к-рой (черт. 24) произойдет деформация вследствие выпирания грунта из-под основания сооружения. Для определения входящего в это выражение неизвестного угла δ надо, согласно указанной теории, решить кубическое ур-ие вида:

$$x^3 + \alpha x + \beta = 0,$$

где:

$$\alpha = -(4\mu^2 + 4\mu + 1) : 12\mu^2 f^2;$$

$$\beta = [-(8\mu^3 + 42\mu^2 - 6\mu - 1) : 108\mu^3 f^3] + [r\gamma f - 2q(1 + f^2)] : 2\gamma\mu r f^2;$$

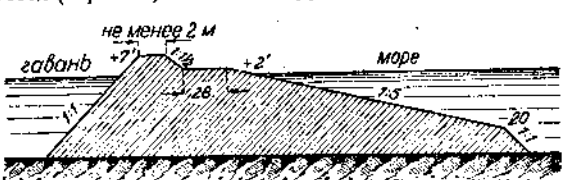
$$\mu = \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right);\ \operatorname{tg}\varphi = f.$$

Найдя x, надо определить $z = x - (4\mu - 1) : 6\mu f$, а т. к. $z = \operatorname{tg}\delta$, то отсюда определяется неизвестный в основном выражении для I угол δ. Подставив значение этого угла в выражение $min\ I$ и сравнив $min\ I$ с действительной величиной равнодействующих горизонтальных сил от волнения P, получим при $min\ I > P$ положение устойчивое, а при $min\ I < P$ — неустойчивое; если $min\ I$ получается отрицательным, это будет означать неустойчивое состояние сооружения даже при отсутствии какой бы то ни было горизонтальной силы. Во всех этих случаях неустойчивости необходимо изменить конструкцию сооружения, облегчив давление от него на основание.

§ 5. Главные типы оградительных сооружений.

а) Главные типы сооружений откосной формы.

Оградительные сооружения откосной формы возводятся исключительно из камня в виде каменной наброски. Профиль этих каменных сооружений характеризуется (черт. 14) пологим наружным откосом со стороны моря, с

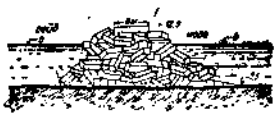


Черт. 25. Тип мола из каменной наброски с бермой на уровне воды.

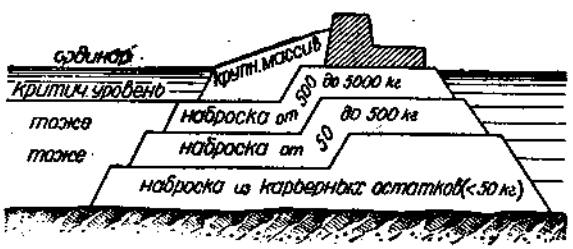
уклоном от 1 : 5 до 1 : 16, и более крутым внутренним откосом со стороны рейда—от 1 : 1 до 1 : 2, иногда положе. На наружном откосе для уменьшения дальности вкатывания прибойной волны и для ограждения от нее гребня мола устраивается иногда непосредственно у уровня ординара берма (черт. 25) шириной в 4 $м$, на к-рой волна как бы опрокидывается и поворачивается назад. Гребень мола поднимается, в зависимости от высоты всплесков волны, обыкновенно на 1—1,3 $м$ над уровнем ординара; в тех случаях, когда по местным условиям можно допустить частичное перекатывание волны в сильные штормы через мол, что удешевляет конструкцию,

гребень возвышается над ординаром на меньшую высоту. Ширина гребня сооружения не менее 5—6 *м*.

Для наброски применяется рваный или булыжный камень весом не менее 70—100 *кг*, иногда наброска ведется (черт. 26) из искусственных массивов, бутовых или бетонных, имеющих вес от 10 до 20 и 30 *т*. При наброске камень иногда сортируется, при чем более мелкие группы помещаются в нижних слоях сооружения и в ядре его, а более крупные, оказывающие большее сопротивление внешним силам, располагаются выше и у поверхности, в особенности наружной (черт. 27). Объем пустот в теле каменной наброски оценивается обыкновенно в 25—30% при отсутствии сортировки и в 40—50% при сортировке. При возведении сооружений из наброски необходимо учитывать ее осадку, к-рая происходит отчасти от погружения нижних слоев камня в мягкие породы дна под весом всего мола, но гл. об. от уплотнений в теле самого сооружения.

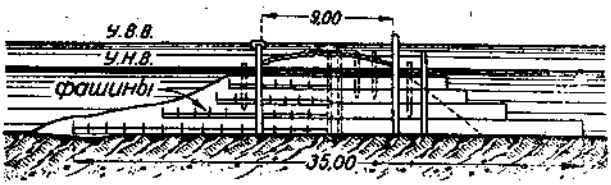


Черт. 26. Тип мола в виде наброски из искусственных массивов.



Черт. 27. Схема распределения камней разного калибра в теле наброски мола.

Надводная часть сооружений в виде наброски в нек-рых случаях, когда можно допустить частичное переливание волн через ее гребень, получает плавное очертание (черт. 28), в противном случае на гребне должна быть сооружена надводная стенка.



Черт. 28. Тип морской дамбы из грунта и фашин.

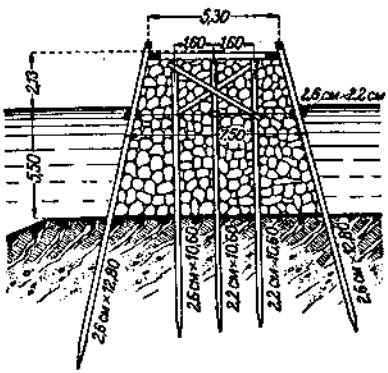
К рассматриваемой группе оградительных сооружений откосной формы относятся также типы сооружений, возводимых из грунта, фашин и камня (черт. 28). Они применяются преимущественно в качестве регуляционных сооружений в устьях рек, на подходных каналах, а также как оградительные сооружения для защиты от ледохода и высоких вод частей речного порта.

б) Главные типы оградительных сооружений в виде вертикальной стенки.

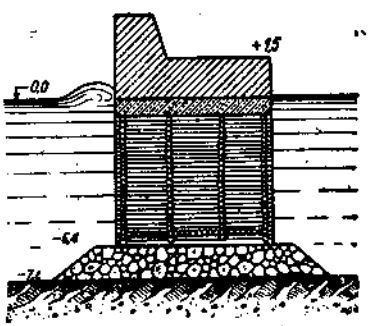
Оградительные сооружения в виде вертикальной стенки возводятся непосредственно со дна моря на небольшом, предварительно отсыпанном слое рваного камня, к-рый служит для выравнивания неровностей дна и образования гладкой постели под сооружение, а иногда для лучшего распределения давления от него на грунт. В зависимости от примененного материала и конструктивной формы существуют разные типы сооружений этой категории, как то: молы из дерева и камня, молы из камня, бетона и частично железобетона.

Молы и волноломы из дерева и камня устраиваются в виде двух сплошных свайных рядов (черт. 29) с каменным заполнением между ними. Этот тип применяется в настоящее время очень редко.

Наиболее распространенный и совершенный вид молов из дерева и камня представляют ряжевые молы. Они состоят из отдельных ряжей, устанавли-



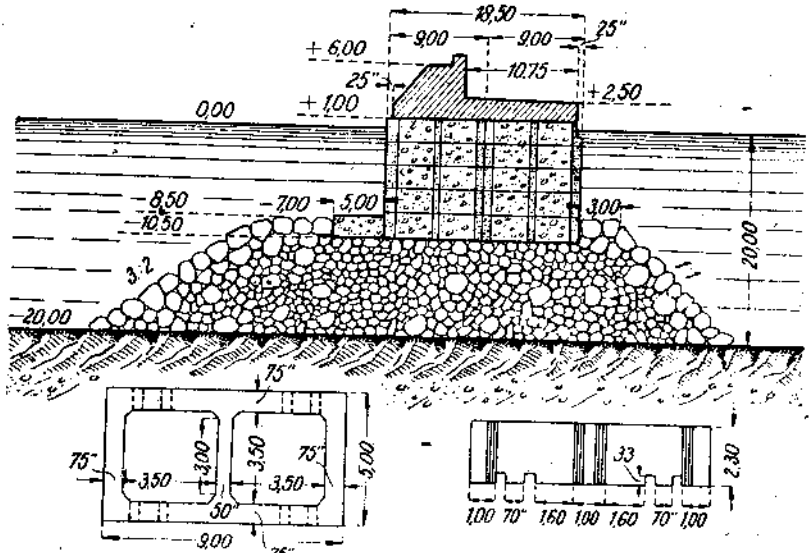
Черт. 29. Тип мола из свайных рядов с каменным заполнением.



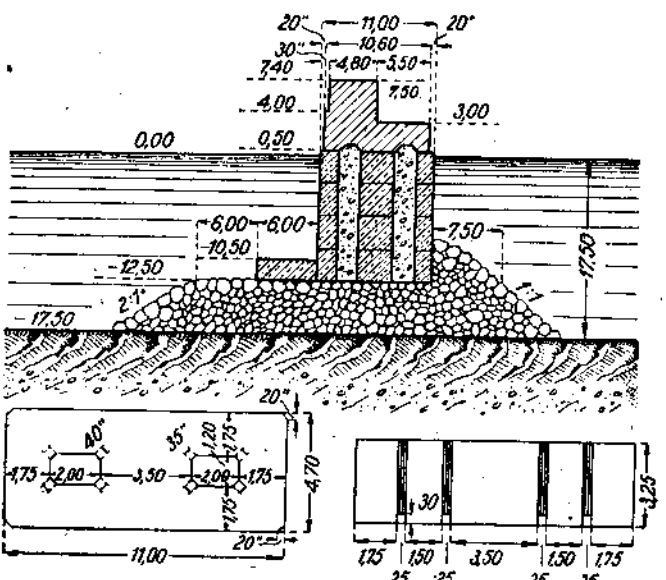
Черт. 30. Тип ряжевого мола.

ваемых своей длинной стороной во всю ширину сооружения, т. е. нормально его оси (черт. 30). Этот тип применяется в тех случаях, когда почвенные условия (скала, плотная глина или обилие валунов) не допускают забивки свай или же когда требуется, при наличии каменного материала и леса, создать наиболее устойчивое и массивное оградительное сооружение. Обыкновенно соотношения длины к ширине отдельных ряжей—от 2 : 1 до 4 : 1.

Молы и волноломы из камня или бетона возводятся со дна моря либо в виде искусственных массивов, укладываемых насухо правильными рядами с перевязкой швов, либо установкой на месте заготовленных на берегу гигантских железобетонных оболочек во всю высоту сооружения с последующим заполнением их бетоном или другим строительным материалом (массивы-гиганты). Практиковавшаяся прежде отливка сооружений из бетона непосредственно на месте, в море, в формах ныне вследствие ненадежности этого метода больше не применяется. До последнего десятилетия при строительных кранах с подъемной силой в 20—60 *m* массивы получали объём в 10—30 $м^3$; наиболее ходовые размеры массивов в метрах: $3 \times 2 \times 1{,}5$ и $4 \times 3 \times 2$ $м^3$. В последнее десятилетие благодаря успехам в области краностроения и постройке плавучих кранов подъемной силой до 400 *m* в Италии стали применяться массивы более крупных размеров, т. наз. ячеистые (целлюлярные) (черт. 31) и циклопические (черт. 32).

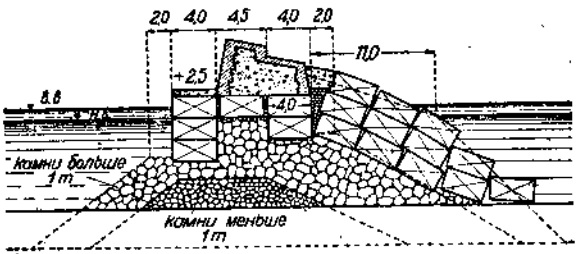


Черт. 31. Тип мола ячеистой конструкции.



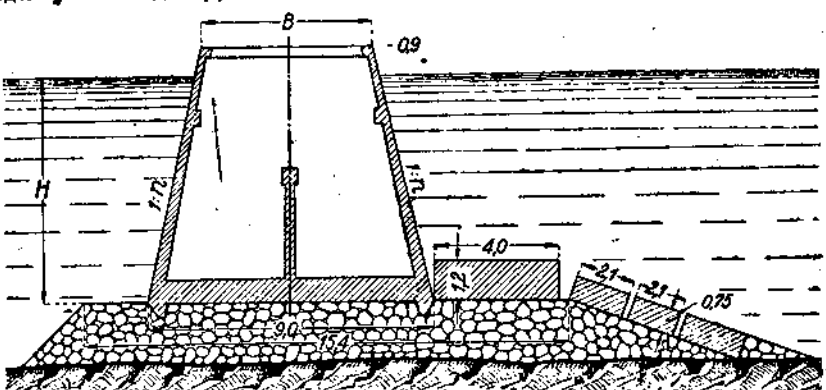
Черт. 32. Тип мола циклопической конструкции.

Для выравнивания дна в случае его скалистой формации и для более равномерной передачи давления от сооружения на дно из неплотных грунтов под основание стенки отсыпается слой рваного камня, выступающий с каждой стороны из-под подошвы стенки на 1,5—2,5 *м*; толщина такого слоя бывает от 1 до 2,5 *м*. Вопрос достаточной прочности основания под



Черт. 33. Защита массивами откосов подводной наброски мола.

массивовыми стенками является весьма серьезным, требующим тщательного обследования до приступа к возведению сооружения: недостаточное внимание к этому вопросу было причиной многих разрушений. Для защиты подошвы основания стенки от размыва донной волной откос наброски одевается иногда крупными массивами (черт. 33).



Черт. 34. Тип мола из массивов-гигантов.

Второй способ возведения оградительных сооружений в виде стенки—состоит и применении массивов-гигантов. Эти последние представляют (черт. 34) отливаемые на берегу в формах большие полые коробки, отвечающие полному профилю подводной части сооружения. Эти коробки, являющиеся как бы оболочкой будущего сооружения, строятся из железобетона, реже из бетона (Генуя).

в) Оградительные сооружения смешанной формы.

Оградительные сооружения смешанной формы состоят в нижней части из каменной наброски с откосами, а в верхней части—из вертикальной

стенки (черт. 15). Стенка опускается на глубину, до к-рой возведение ее под водой не сопряжено с значительными затруднениями, и вместе с тем до такой глубины, на к-рой уже не происходит разбивания волны. Тип этот применяется обыкновенно на более значительных глубинах моря.

Особую группу оградительных сооружений представляют свайные или стоечные молы, сооружаемые не столько для оборудования рейда, сколько для ограждения входа и притом обыкновенно в рыбачьих и небольших торговых портах. Во многих случаях эти молы служат для эксплоатационных целей, являясь бечевниками для втягивания в порт парусников и служебными мостиками к поставленным в конце их входным портовым огням. Сооружения этого назначения различаются двух типов: свайные или стоечные.

В последнее время стоечную конструкцию для молов стали осуществлять из железобетона; таковы параллельные молы в Кале, в к-рых нижняя часть устроена в виде стенки, опущенной на кессонном основании, а верхняя надстройка, поддерживающая мостик, устроена сквозной из железобетона.

Табл. 6. Данные о волноломах и молах в портах СССР *.

№№ по порядку	Название порта	Название сооружения	Тип сооружения	Глубина в м	Стоимость п. м в зол. руб.
1	Одесса	Рейд. мол	Прав. кладка массивов	9,6	3 090
2	»	Волнолом		7,2	1 250
3	Феодосия	Защ. мол	То же	6,9	1800
4	Новороссийск	Вост. мол	То же	8,2	2 160
5	»	Запад. мол	То же	9,0	2 400
6	Поти	Защит. мол	То же	9,9	2 590
7	Поти	Защит. мол	Прав. кладка с земл. ядром	9,9	3 760
8	»	То же	То же	7,8	3 000
9	»	То же	Массив. набр.	9,0	3 568
10	Батум	Кабот. мол	Прав. кладка	4,2	1 060
11	»	Бурун-Тбийский мол	Масс. набр.	5,7	1 870
12	»	Нефт. мол	Прав. кладка с земл. ядром	8,4	1 800
13	Ялта	Мол	То же	9,0	2 100
14	Мариуполь	Вост. и Зап. молы	Кам. набр. между свайн. рядами	3,9	700
15	Туапсе	Волноломы	Массивы-гиганты	9,0	2 400

* XIV междун. судох. конгр. в 1926 г. в Каире. Доклады русских инженеров. Вып. № 32 Трудов Научно-техн. ком. НКПС. 1926 г.

Табл. 7. Данные о волноломах (из наброски) на Средиземном море *.

№№ по пор.	Место расположения	Объем камня (в $м^3$) на 1 п. м. при глубине:			Стоим. 1 п. м сооружения в зол. руб. при глубине:		
		15 м	25 м	35 м	15 м	25 м	35 м
1	Александрия (западная часть)	456	1 264	2 432	3 320	4 750	6 600
2	Александрия (восточная часть)	668	1 626	2 944	6 380	8 000	10 000
3	Тинос	461	1 307	2 513	2 760	4 250	6 100
4	Катана	289	867	1 865	5 000	6 230	7 810
5	Оран	636	1 594	2 912	6 280	7 880	9 900
6	Казабланка	873	1 681	3 249	12 190	13 850	15 910

*) E. Quellenec. XIV Congrès international de navigation Le Caire. 1926.

Табл. 8. Данные о молах и волноломах Италии *.

Место расположения	Название сооружения	Грунт дна	Угол д'ист. наиб. силы. волны	Высота волны в м	Протяжение разгона волны в км	Раст. (в м) от сооруж. до глубин:		Длина сооружения в м	Стоим. соор. в зол. руб на п. м
						30 м	50 м		
Генуя	Мол Nuovo	Плотн. песок	70	6 5	920	800	1 600	970	—
»	» Galliera	» »	70	6 5	920	—	1 000	500	4 400
»	» Giano	» »	80	3 0	920	1 000	2 000	5 5	1 400
Савона	» Cessa	Подв. песок	106	4 0	780	—	15 000	240	1 750
Бари	» Nuovo	Известняк	90	4 5	180	1 000	2 500	950	1 730
Ливорно	» Vecchia	Песчаный	90	4 5	110	1 700	13 000	480	1 800
Неаполь	» Vincenzo	Плотн. песок	56	6,0	555	—	800	190	6 120
Чивитавекия	» Antemurale	Скала, покр. песком	80	4 0	260	100	4 800	400	4 960
Котроне	» Nuovo	Песок	56	3 0	350	1 000	4 000	488	2 600
Салерно	» Nuovo	Плотн. песок	12	5,0	540	—	—	1 080	3 670

* T. Bastiani, «Lavori marittimi ed impianti portuali». 1926.

Литература.

1. Б. Н. Кандиба, Об устройстве оградительных сооружений из искусственных массивов, 1901 г. 2. В. Е. Ляхницкий, Курс морских и речных портов-1926 г. §§ 22 и 44. 3. А. И. Рихтер, глава 11 из курса «Портовые сооружения» («Рас-четная часть»). Под общей редакцией В. Е. Ляхницкого, 1932 г. 4. Итальянские порты, выпуск № 69 Трудов Научно-технического комитета НКПС, 1928 г. 5. В. М. Треню хин, О приближенном методе расчета волноломов с вертикальной стенкой («Строительная промышлен.» № 12, 1926 г.). 6. А. И. Рихтер, Новые методы условного расчета оградительных сооружений с учетом действия морского волнения (Труды II всесоюзного гидрологического съезда 1928 г., часть III). 7. В. В. Кузнецов, Опыт определения силы давления прибойной волны на туапсинский волнолом, «Известия Центрального гидрометеорологического бюро ЦУМОР'а» 1929 г. 8. А. Т. Федоров, Портовые работы, Москва 1930 г. 9. Труды X международного судоходного конгресса в Милане в 1905 г. Доклады №№ 74—82. 10. Труды XIV Международного судоходного конгресса в Каире в 1926 г. Доклады №№ 28—42. 11. E. Coen Cagli. Moderni tipidi moli («Giornale de Genio Civile». 1923. Fasc. VII). 12. Otto Schultze, Seehafenbau, II. Kap. X, 1911. 13. Bénézit, Cours des ports et travaux maritimes. Livre II, Chap. II. Paris. 1922. 14. Bénézit, Essai sur les digues maritimes ver-

ticales. «Annales des ponts et chaussées» (IX—X, № 27, 1923). 15. I. Lira, Le calcul des brise-lames à parément vertical. «Génie Civil» (T. XC. № 6. 1927). 16. Chiroi, «The Journal of the College of Engineering». University of Tokyo. Vol. X. 17. Gaillard D. D., Waveaction in relation to engineering structures, «Engineering News». 1905. № 8.

Табл. 9. Данные о волноломах Сев. Америки *

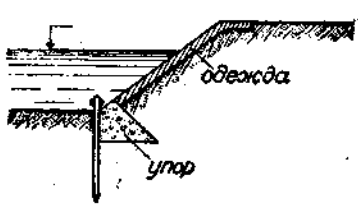
№№ по порядку	Место расположения	Время сооружения	Длина в *м*	Средн. площ. попер. сечен. в *м*²			Вес камня в *т* на 1 *п. м*	Стоим. 1 *п. м* в зол. руб.
				подв.	надв.	общ.		
	А. Морские волноломы (из наброски).							
1	Делавер Бей . . .	1897—1901	2 412	263	50	313	607	1 485
2	Сан-Педро	1898	3 330	545	37	582	1 135	1 960
3	Колон	1910	3 400	578	30	608	1 130	3 300
	Б. Озерные волноломы (из наброски и ряжей).							
4	Буфало	1902	2 175	207	28	235	600	825
5	Кливеленд	1903	4 680	276	15	291	541	1 200
6	Милуоке	1910	173	44	4	48	—	825

* Hasskerl, On recent works, XII international congress of navigation. Philadelphia 1912.

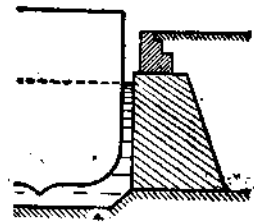
Причальные сооружения.

§ 1. Классификация причальных сооружений.

Причальные сооружения в морских портах представляют ту или иную обделку берега, служащую для облегчения и ускорения установки судна у самого берега для грузовых или пассажирских операций.



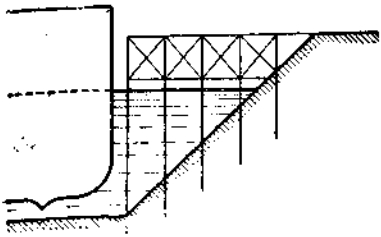
Черт. 35. Тип укрепленного откоса.



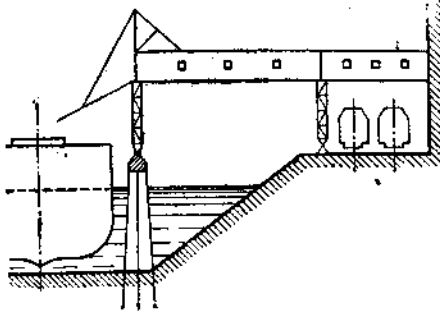
Черт. 36. Набережная стенка.

Эти сооружения осуществляются либо в виде простого укрепления откоса берега (черт. 35), либо в форме вертикальной обделки берега сплошной (черт. 36) или сквозной конструкцией (черт. 37). Из этих трех основных групп причальных сооружений наиболее удобной является вертикальная обделка берега, позволяющая судну вплотную подойти к берегу. Вместе с тем набережная стенка представляет более дорогое сооружение, чем укрепление берега или эстакада, в особенности при большой осадке судов, ею обслуживаемых; ее стоимость возрастает приблизительно пропорционально кубу глубины. Стремление удешевить рас-

ходы по устройству в портах причальных линий привело в последнее время, во-первых, к интенсификации (уплотнению) работы на существующих набережных путем замены ручного труда механической перегрузкой и, во-вторых, к созданию в морских портах вместо глубоководных дорогих набережных мелководных набе-

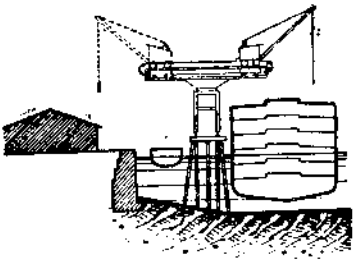


Черт. 37. Сквозное причальное сооружение.



Черт. 38. Схема перегрузочных операций у берегового откоса.

режных или даже береговых укреплений с таким механическим оборудованием, к-рое позволило бы судну, стоящему в нек-ром расстоянии от берега, свободно и скоро совершать передачу груза на берег и с берега (черт. 38). Та же цель избегнуть сооружения набережной достигалась в последнее время (во Франции и Англии во время войны) в морских портах возведением параллельно берегу, обделанному откосом и мелководному, продольной эстакады; последняя (черт. 39) располагается в некотором расстоянии от берега и соединяется с ним с одного конца продольными или же поперечными съездами. При такой схеме внутрь мелководного пространства, заключенного между эстакадой и берегом, могут быть введены мелкосидящие суда (лихтера) и т. о. может быть удвоен фронт перегрузки с морского судна на речное или обратно.



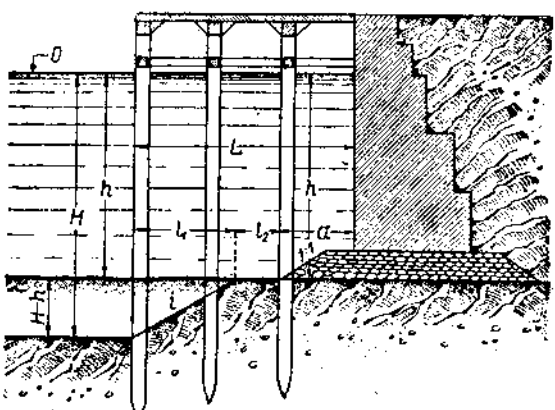
Черт. 39. Схема перегрузочных операций на эстакаде, параллельной берегу.

Другую специальную форму причальных устройств представляют плавучие пристани, состоящие из одного или, нескольких понтонов, расположенных на воде между берегом и швартующимся судном. Такие пристани применяются в морских портах обыкновенно при значительных приливноотливных колебаниях уровня преимущественно для обслуживания пассажирских перевозок, а в речных портах — при значительных сезонных колебаниях уровня как для пассажирского, так и для товарного движения.

Глубина у набережных должна быть на 0,3—0,5 *м* больше самой значительной осадки посещающих их судов. При непрерывном росте размеров судов необходимо предвидеть возможность дальнейшего углубления дна, в связи с чем основание набережных иногда закладывается на несколько большей глубине (на 0,6—1,2 *м*), чем это требуется по глубине бассейнов в данный момент. Если эта мера своевременно не принимается, то при углублении впоследствии бассейнов приходится для сохранения у них причалов прибегать к постройке по всему их фронту сквозного строения (оторочки); последнее должно быть выдвинуто на ширину:

$$L = l_1 + l_2 + a = \frac{H-h}{i} + l_2 + a,$$

как это видно из схемы, изображенной на черт. 40; здесь h—первоначальная глубина, H—новая глубина, i—уклон откоса, сопрягающего



Черт. 40. Схема увеличения глубины причала посредством оторочки.

мелкое дно у набережной с глубоким новым дном порта, ($l_2 + a$)—ширина полосы дна у подошвы набережной, к-рую следует оставлять нетронутой из соображений о выпирании грунта из-под подошвы и к-рая может быть при данных условиях грунта определена расчетом.

Возвышение кордона над уровнем воды, совпадающее обыкновенно с уровнем портовой территории, должно быть не менее чем на 0,3—0,4 *м*. В отношении удобства производства грузовых операций на судах у набережной возвышение кордона на 2—2,5 *м* над уровнем воды является наиболее удобным, хотя при современных механических способах перегрузки и при многопалубной конструкции судов требование это не является столь безусловным. При значительных колебаниях приливно-отливного уровня рекомендуется назначать кордон набережных на высоте 1,0—1,2 *м* над уровнем самой высокой полой воды.

При значительном разнообразии типов причальных устройств, имеющих различное специальное назначение и конструкцию и возведенных из различных материалов, существуют разные системы их классификации. Из них представляется наиболее серьезной классификация по расчетно-конструктивному признаку, по к-рому все эти устройства разделяются прежде

всего на две основные группы—сквозных сооружений и сооружений в виде сплошных стенок. Характерной особенностью первой группы является совершенное отсутствие распора или же наличие его в незначительной степени лишь в надводной части сооружения. Характерная особенность второй группы причальных устройств (сплошных стенок)—это подверженность боковому давлению грунта по всей или большей части высоты стенки. В зависимости от формы осуществления сплошной стенки эта общая группа причальных устройств распадается в свою очередь на три:

1) массивные стенки, заложенные непосредственно на грунте и сопротивляющиеся боковому давлению грунта собственным весом (гравитационные набережные, состоящие из массивов или кладки, деревянных ряжей или железобетонных ящиков);

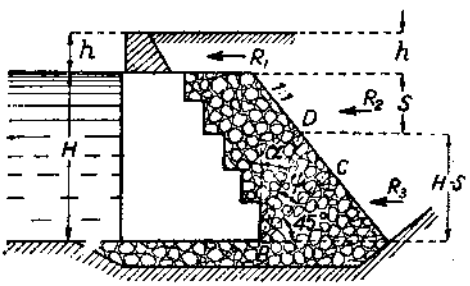
2) тонкие стенки из свай, забитых в грунт, сопротивляющихся боковому давлению грунта благодаря упругим свойствам материала, как без анкерных устройств, так и с анкерами;

3) стенки (массивные или близкие к ним), поддерживаемые свайным основанием с передней или задней (шпунтовой) стенкой или без нее.

§ 2. Особенности действия внешних сил на причальные сооружения.

В дополнение к данным, приведенным выше (на стр. 662), здесь необходимо привести след. указания.

Для уменьшения распора грунта на стенку применяется отсыпка позади ее призмы из камня, обладающего как над водой, так и под водой более значительным углом внутреннего трения (45°); распор на стенку при наличии такой призмы может быть приближенно определен (черт. 41), если на основании практики принять наклон плоскости обрушения к вертикали $\alpha = 30°$, для точного же определения надо найти максимальное значение суммы распоров R_2 и R_3, приравняв нулю производную от выражения этой суммы по переменной S.



Черт. 41. Схема учета влияния каменной наброски на распор грунта.

Давление воды.

Давление воды на сооружение проявляется с боковых сторон и снизу. Боковое давление со стороны гавани, в к-рой волнение отсутствует или может проявляться лишь в самой слабой степени, определяется по гидростатическому закону: $A = \frac{\Delta h^2}{2}$, где Δ—уд. в. воды, h—глубина воды у берега. Давление это направлено нормально к поверхности действия.

Давление воды на монолитное сооружение снизу принимается при глубине воды h по ф-ле: $Q = \Delta \cdot l \cdot h$, где l—ширина стены в предположении, что взят вырезок стены (по фронту), равный единице длины. В случае стенки из ряжа, внутрь к-рого протекает вода, учет поддерживающего влияния воды ведется не по указанной ф-ле, а простым уменьшением веса дерева и камня, входящих в состав ряжа.

Давление от навалки судна на сооружение м. б. исчисляемо, во-первых, как результат давления ветра на судно, прижимаемое им к сооружению, во-вторых, как эффект удара при приближении, хотя и медленном, борта

судна к сооружению во время швартовки. В первом случае размер давления на погонную единицу причальной линии определяется умножением наветренной высоты судна с наиболее высокой надводной постройкой (от 10 до 20 *м*) на максимальное удельное давление ветра в 250 *кг/м²*. Во втором случае размер давления на погонную единицу причала получается делением живой силы приближающегося к причалу судна на произведение его длины на путь работы удара. Необходимо заметить, что этот второй прием расчета, в к-ром установление скорости довольно произвольно, не может считаться достаточно определенным и ему следует предпочесть расчет на давление ветра.

Тяговое усилие швартовов.

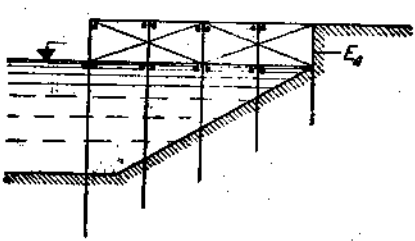
За тяговое усилие швартовов, к-рыми крепится судно к причальным тумбам, принимается предельное (временное) сопротивление их, зависящее от их калибра и свойств материала. Для судов различной длины могут быть приняты калибры швартовок и значения их временного сопротивления, приведенные ниже на стр. 718.

§ 3. Сквозные причальные сооружения.

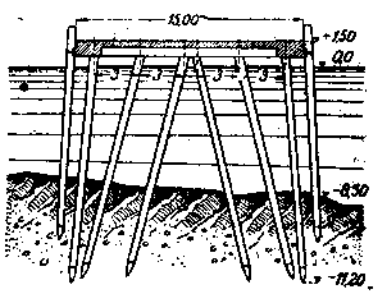
Сквозные причальные сооружения представляют конструкцию из ростверка, к-рый опирается на отдельные опоры (сваи, стойки, колонны), свободно стоящие или связанные между собой в стержневую систему или жесткую раму схватками, распорками и диагоналями.

а) Основные типы сквозных причальных сооружений.

Основные причальные сооружения по характеру своей общей конструкции могут быть отнесены к трем основным группам: набережным-эстакадам



Черт. 42. Тип эстакады, параллельной берегу, частично воспринимающей распор,



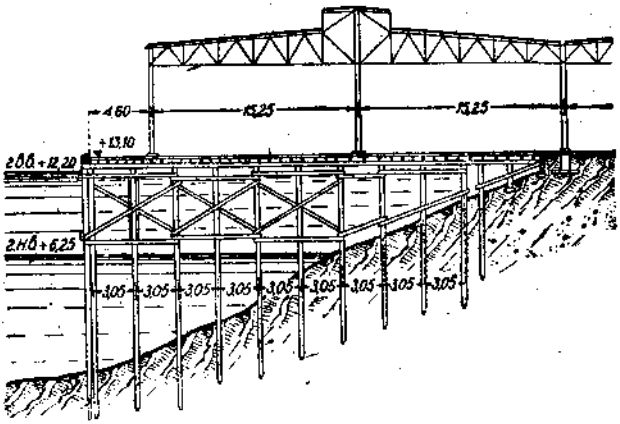
Черт. 43. Эстакада, нормальная к берегу (или под углом к нему).

расположенным параллельно берегу (черт. 42), затем оторочкам, служащим для увеличения глубины причала перед существующей набережной (черт. 45), и наконец эстакадам-пирсам, выступающим нормально или под углом к берегу (черт. 43). В составе первой группы можно еще различать эстакады, частично воспринимающие распор (черт. 42), затем безраспорные эстакады, примыкающие к берегу (черт. 48), безраспорные эстакады, идущие параллельно берегу на нек-ром расстоянии, и наконец эстакады, входящие в состав складов (черт. 44).

Оторочки-эстакады можно разделить на оторочки с восприятием частично распора (черт. 45) и безраспорные (черт. 40).

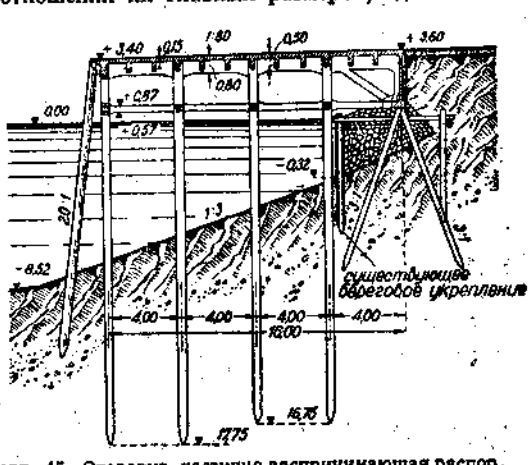
Эстакады, выступающие нормально или под углом к берегу, по сравнению с молами массивной конструкции представляют меньшее препятствие

свободному протеканию вод, наносов и льда, не нарушают естественного режима приливной волны (в устьях рек), могут быть быстро сооружены и в случае необходимости поддаются переделке и расширению, наконец не



Черт. 44. Эстакада, входящая в состав склада.

представляют особых затруднений для совершенного удаления. Кроме того эстакады при нормальном соотношении их главных размеров,—длины и ширины,—оказываются дешевле массивных молов. Американская практика дает для эстакад-пирсов ряд типов, из к-рых можно выделить три основные: эстакады (пирсы) на сваях, доведенных до самого верха, т. е. до покрытия, эстакады на сваях, срезанных у низкого горизонта воды, и наконец эстакады на колоннах, т. е. на отдельных опорах. Выбор той или другой системы решается в каждом отдельном случае соображениями о наибольшей применимости типа к местным условиям и о наименьшей его стоимости.



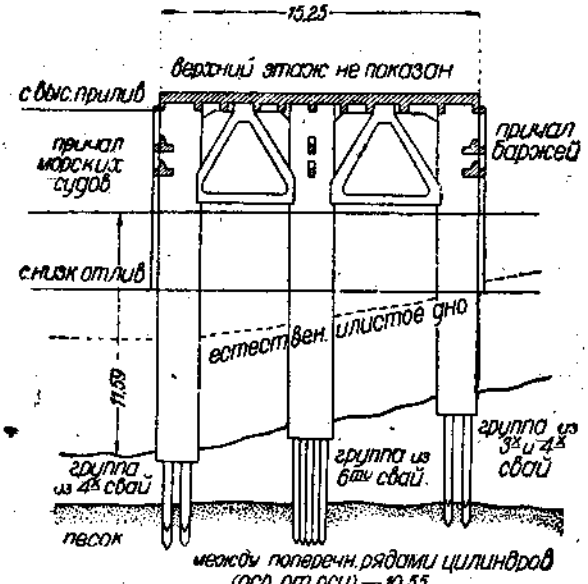
Черт. 45. Оторочка, частично воспринимающая распор.

Применение металлических свай, подверженных сильному окислению в морской воде, не может быть признано рациональным; оно ограничивается лишь легкими конструкциями пассажирского назначения (черт. 47).

При невозможности забивки свай по условиям грунта и при больших нагрузках на эстакаду таковая устраивается на отдельных опорах в виде колонн по типу таких же набережных смешанной формы (черт. 46).

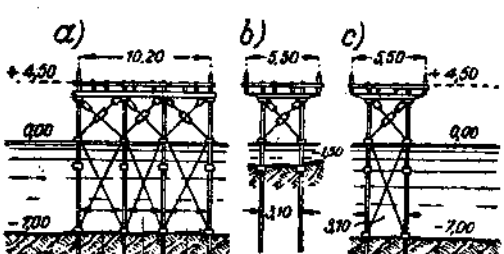
б) Основания расчета сквозных сооружений.

В отношении приемов расчета сквозных сооружений наиболее естественным является подразделение на три основные группы по материалу: на де-



Черт. 46. Эстакада (пирс) на колоннах.

ревянные, металлические и железобетонные, т. к. конструктивные особенности их, зависящие от свойств материала, определяют в значительной мере методы расчета.

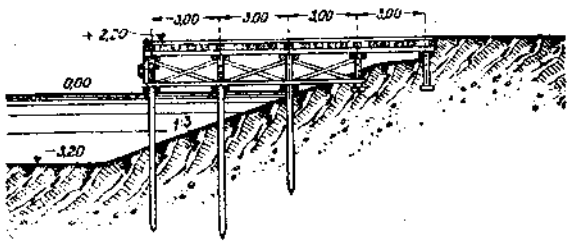


Черт. 47. Эстакада металлической конструкции.

Расчет деревянных сквозных сооружений балочной конструкции, состоящей из балки-насадки (черт. 48), несущей продольные прогоны и поддерживаемой сваями, сводится к расчленению всей конструкции на отдельные элементы (балка, сваи, прогоны и т. п.) и к определению их размеров в отдельности по обычным правилам строительной механики.

Деревянные или металлические решетчатые конструкции (черт. 42), т. е. те, в коих при данных внешних силах и данной схеме основной поперечной конструкции все элементы решетки являются рабочими, оказываются обычно много раз статически неопределимыми, что при точном методе расчета приводит к сложным и длинным выкладкам.

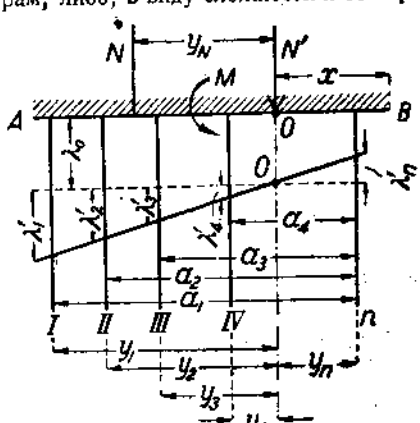
Принимая во внимание неучет жесткости узлов и точности сборки, обычно вместо точных методов применяют приближенные, при к-рых сложная система расчленяется на несколько более простых, решаемых самостоятельно одна от другой. Расчет решетчатых ферм выполняется по обычным правилам строительной механики, что же касается свайного основа-



Черт. 48. Сквозная набережная балочной конструкции.

ния, то задача сводится к определению осевых и нормальных нагрузок на сваи и моментов защемления в грунте (если таковое защемление имеет место) и к поверке глубины их забивки, к-рая выполняется при эскизном проектировании по трению боковой поверхности, а в окончательном проекте—по данным пробной забивки (отказу) или—лучше—по пробной отгрузке.

Эстакады в виде жесткого бетонного или железобетонного ростверка на деревянных сваях или полностью из железобетона редко рассчитываются с расчленением конструкции на составные элементы; предпочтительно вести их расчет с рассмотрением деформации всей системы в целом. Для этого можно применять либо метод рам, либо, в виду сложности и обширности выкладок, несколько приближенные методы, все же учитывающие общую деформацию всей конструкции. Такие методы предложены разными авторами: Якоби, Некентведом, Вюнцем и Герсевановым.



Черт. 49. Схема расчета свайного основания по Якоби.

в) Приближенный расчет свайного основания.

Обращаясь к методам приближенного расчета свайных оснований, дающим в общем достаточно удовлетворительные результаты, необходимо отметить, что метод Якоби является менее точным и более условным по сравнению с тремя другими—Некентведа, Вюнца и Герсеванова.

По методу Якоби, предложенному в 1916 г., ростверк (черт. 49) предполагается жестким, а сваи—забитыми до полного отказа. Прежде всего определяется положение «центра тяжести» O общего сечения

свайного основания путем нахождения координаты его относительно правого края ростверка:

$$X = \frac{\Sigma\left(\frac{F}{l}a\right)}{\Sigma\left(\frac{F}{l}\right)} = \frac{\Sigma\left(\frac{d^2}{l}a\right)}{\Sigma\left(\frac{d^2}{l}\right)},$$

где: F—поперечное сечение отдельных свай, d—их диаметры, l—длина отдельных свай (считая опору на $^1/_3$—$^1/_5$ глубины забивки сваи), a—расстояния отдельных свай от крайней правой сваи.

Этим определяются значения $y_1, y_2, y_3 \ldots y_n$, представляющие расстояния отдельных свай от вертикали, проходящей через центр тяжести сечения O, а также y_N—расстояние от этого центра тяжести до точки K приложения к нижней плоскости ростверка равнодействующей R всех сил, действующих на набережную выше этой плоскости. По этим величинам и по величине N вертикальной составляющей равнодействующей R определяются вертикальные нагрузки на отдельные сваи по ф-ле:

$$P_n = \frac{F_n}{l_n}\left[\frac{N}{\Sigma\left(\frac{F}{l}\right)} + \frac{N y_n \cdot y_N}{\Sigma\left(\frac{F}{l}\cdot y^2\right)}\right],$$

где F_n, b_n и y_n суть поперечное сечение, длина и плечо (y) сваи, для которой находится вертикальная нагрузка P_n, величины же в скобках F, l и y суть элементы интегрального суммирования по всем сваям набережных.

В случае круглых свай диаметром d получается выражение:

$$P_n = \frac{d_n^2}{l_n}\left[\frac{N}{\Sigma\left(\frac{d^2}{l}\right)} + \frac{N \cdot y_n \cdot y_N}{\Sigma\left(\frac{d^2}{l}\cdot y^2\right)}\right].$$

При равенстве длин всех свай и одинаковом диаметре их приведенные выражения упрощаются, а именно:

$$x = \frac{\Sigma(d^2 a)}{\Sigma(d^2)};\quad P_n = d_n^2\left[\frac{N}{\Sigma(d^2)} + \frac{N \cdot y_n \cdot y_N}{\Sigma \cdot (d^2 y^2)}\right].$$

Для распределения горизонтальной силы H, действующей на ростверк по верхним концам свай, Якоби предлагает считать, что каждая свая воспринимает лишь долю общей силы H, уравновешивающуюся с вертикальной силой P_n, определенной для этой сваи; в этом случае горизонтальная сила, приложенная к голове отдельной сваи, выразится величиной $h_n = P_n \cdot \operatorname{tg}\alpha$, где α—угол наклона этой сваи к вертикали. При этом условием устойчивости всей набережной против опрокидывания вперед ставится, чтобы:

$$\Sigma h_n \geqslant H.$$

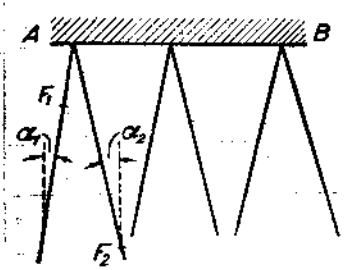
Если в набережной кроме отдельных свай имеются козлы (черт. 50), то вертикальные нагрузки P_n на отдельные козловые узлы определяются по тем же ф-лам, как и для одиночных свай. Что касается горизонтальных сил h_n, то сначала определяются по-предыдущему величины h_n для всех одиночных свай, затем находится разность $H - \Sigma h = H'$, каковая сила суммируется вместе с вертикальной (равнодействующая $\sqrt{P_n^2 + H'^2}$) и разлагается по направлению составляющих козел свай. Если в свайном ростверке несколько козел, то вертикальные нагрузки P_n определяются по-предыдущему, а горизонтальные силы H_n'—из условия, чтобы при жест-

части ростверка перемещение всех голов свай было одинаково. Это требование приводит к распределению общей горизонтальной силы H по отдельным козлам пропорционально коэф-там K_n; величины коих определяются по ф-ле:

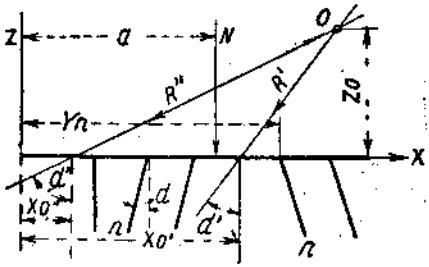
$$K_n = \frac{1}{\sin^2(\alpha_1+\alpha_2)}\left[\cos^2\alpha_1 \frac{l_1}{F_1} + \cos^2\alpha_2 \frac{l_1}{F_1}\right],$$

где α_1 и α_1 (черт. 50 суть углы наклона к вертикали свай козел, F_1 и F_2—площади сечений этих свай, а l_1 и l_2—их длины.

Второй способ.—Некентведа *,—так же, как и способ Якоби, исходит из основного предположения об абсолютной жесткости ростверка и о линейной зависимости осевых нагрузок на сваю от осадок их голов и от такой же зависимости изгибающих сваи сил от прогибов свай и от угла поворота их голов. Метод Некентведа отличается от способа Якоби рассмотрением всей деформации свайного основания в целом под действием двух сил: равнодействующей R' всех сил, действующих на ростверк



Черт. 50. Схема расчета козлового основания по Якоби.



Черт. 51. Схема расчета свайного основания по Некентведу.

и вызывающих вертикальное перемещение ростверка, и равнодействующей R'' всех сил, вызывающих горизонтальное перемещение ростверка. При этом рассматриваются три основных случая: 1) когда сваи предполагаются шарнирно связанными с ростверком и с грунтом, 2) когда они шарнирно связаны с ростверком и защемлены в грунте и 3) когда они защемлены в ростверке и в грунте.

В первом случае шарнирного прикрепления обоих концов свай (черт. 51) вычисляются координаты точки пересечения O двух упомянутых равнодействующих R' и R''; для этих координат получаются выражения:

$$x_0 = x_0' + z_0 \cdot \operatorname{tg}\alpha'; \quad z_0 = \frac{x_0' - x_0''}{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha'};$$

при этом $x_0' = \frac{\Sigma vx}{\Sigma v}$, $x_0'' = \frac{\Sigma vx \cdot \operatorname{tg}\alpha}{\Sigma v \cdot \operatorname{tg}\alpha}$,

где v—вертикальная составляющая усилия каждой сваи, определяемая выражением: $v = \frac{EF}{S_s} \cdot \cos^2\alpha$, где E—модуль упругости, F—поперечное сечение данной сваи, S_s—ее расчетная длина, α—угол наклона ее и вертикали, x—абсциссы голов свай относительно начала координат. Углы α' и α'' представляют углы наклона и вертикали упомянутых выше равнодействующих R' и R''; величина их определяется выражением: $\operatorname{tg}\alpha' = \frac{\Sigma v \cdot \operatorname{tg}\alpha}{\Sigma v}$; $\operatorname{tg}\alpha'' = \frac{\Sigma v \cdot \operatorname{tg}^2\alpha}{\Sigma v \cdot \operatorname{tg}\alpha}$. Зная для данного конкретного случая расчета (черт. 51)

* Chr. Nökkentved, Berechnung von Pfahlrosten. Berlin. 1928.

величину N—вертикальной составляющей всех сил, действующих на ростверк, a—расстояние ее от оси Z, затем величину H—горизонтальной составляющей этой же равнодействующей, далее момент этих сил $M = N(a - x_0) + Hz_0$ относительно точки O, Некентвед определяет величину усилия P в каждой свае по ф-ле:

$$P \cdot \cos\alpha = N\frac{v}{\Sigma v}\cdot\frac{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha'} + H\frac{v}{\Sigma v\cdot\operatorname{tg}\alpha}\cdot\frac{\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\alpha'}{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha'} + M\frac{v\eta}{I_0},$$

где η—горизонтальное расстояние от головы данной сваи до точки O, величина же $I_0 = \Sigma v\eta^2$, это—т. наз. момент инерции свайного основания относительно точки O.

При расчете по этой ф-ле усилий в сваях с шарнирами на обоих концах удобно располагать результаты выкладок в виде таблиц 10 и 11.

Табл. 10.

Порядок св. й	x	$\operatorname{tg}\alpha$	$\cos\alpha$	v	$v\cdot\operatorname{tg}\alpha$	vx	$v\cdot\operatorname{tg}\alpha x$	$v\cdot\operatorname{tg}^2\alpha$	η	$v\eta$	$v\eta^2$
1 2 3											
—											
Сумма...	—	—	—	Σv	$\Sigma v\cdot\operatorname{tg}\alpha$	Σvx	$\Sigma v\cdot\operatorname{tg}\alpha x$	$\Sigma v\cdot\operatorname{tg}^2\alpha$	—	—	$\Sigma v\eta^2$

Табл. 11.

№№ св. й	$\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha$	$\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\alpha'$	$\frac{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha'}$	$\frac{\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\alpha'}{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha'}$	$\frac{v}{\Sigma v}$
1 2 3					
Сумма.....					

	$\frac{v}{\Sigma v\cdot\operatorname{tg}\alpha}$	$N\frac{v}{\Sigma v}\frac{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha'}$	$H\frac{v}{\Sigma v\cdot\operatorname{tg}\alpha}$	$H\frac{v(\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\alpha')}{\Sigma v\cdot\operatorname{tg}\alpha(\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha')}$
Сумма....				

Конечные результаты способа Некентведа при учете защемления концов сваи сводятся к след. ф-лам*.

а) В случае, когда сваи защемлены в грунте и шарнирно связаны с ростверком, сохраняется выражение: $v = \frac{E\cdot F}{S_0}\cdot\cos^2\alpha$,

* «Портовые сооружения», коллект. труд под редакц. В. Е. Ляхницкого, гл. III, И. А. Смородинского, Гострансиздат, 1932 г.

как и в случае шарниров в обоих концах, и вводится новая величина $u=\frac{3EI}{S_1^3}\cos^2\alpha$, где I—момент инерции сечения сваи, S_1—защемленная длина сваи, определяемая в каждом конкретном случае на основании опыта или же предварительного условия, α—угол наклона сваи к вертикали.

Далее:

$$\operatorname{tg}\alpha'=\frac{\Sigma(v-u)\cdot\operatorname{tg}\alpha}{\Sigma(v+u\cdot\operatorname{tg}^2\alpha)};\quad \operatorname{tg}\alpha''=\frac{\Sigma(v\cdot\operatorname{tg}^2\alpha+u)}{\Sigma(v-u)\cdot\operatorname{tg}\alpha}.$$

Осевое усилие в свае получается в этом случае из выражения:

$$P\cdot\cos\alpha=N\frac{v}{\Sigma(v+u\cdot\operatorname{tg}^2\alpha)}\cdot\frac{\operatorname{tg}\alpha''-\operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\alpha''-\operatorname{tg}\alpha'}+H\frac{v}{\Sigma(v-u)\cdot\operatorname{tg}\alpha}\cdot\frac{\operatorname{tg}\alpha-\operatorname{tg}\alpha'}{\operatorname{tg}\alpha''-\operatorname{tg}\alpha'}+M\cdot\frac{v\cdot\eta}{I_1},$$

где N и H—вертикальная и горизонтальная составляющие равнодействующей всех сил, действующих на ростверк;

$$M=N(a-x_0)+Hz_0;\ \eta=x-x_0+z_0\cdot\operatorname{tg}\alpha;\ I_1=\Sigma v\eta^2+\Sigma u\eta_s^2;$$

$$z_0=\frac{x_0'-x_0''}{\operatorname{tg}\alpha''-\operatorname{tg}\alpha'};\quad x_0=x_0'+z_0\cdot\operatorname{tg}\alpha';$$

$$\eta_s=z_0-(x-x_0)\cdot\operatorname{tg}\alpha;\ x_0'=\frac{\Sigma(v+u\cdot\operatorname{tg}^2\alpha)\cdot x}{\Sigma(v+u\cdot\operatorname{tg}^2\alpha)};\quad x_0''=\frac{\Sigma(v-u)\cdot\operatorname{tg}\alpha\cdot x}{\Sigma(v-u)\cdot\operatorname{tg}\alpha}.$$

Далее, поперечное усилие в свае выражается:

$$T\cdot\cos\alpha=-N\frac{u}{\Sigma(v+u\cdot\operatorname{tg}^2\alpha)}\cdot\frac{\operatorname{tg}\alpha''\cdot\operatorname{tg}\alpha+1}{\operatorname{tg}\alpha''-\operatorname{tg}\alpha'}+H\frac{u}{\Sigma(v-u)\cdot\operatorname{tg}\alpha}\cdot\frac{\operatorname{tg}\alpha'\cdot\operatorname{tg}\alpha+1}{\operatorname{tg}\alpha''-\operatorname{tg}\alpha'}+$$
$$+M\cdot\frac{u\cdot\eta_s}{I_1}.$$

Момент защемления в грунте выразится величиной $M_f=T\cdot S_1$.

Для удобства выкладок при расчете составляются таблицы след. типа:

Табл. 12.

№№ свай	x	$\operatorname{tg}\alpha$	$\cos\alpha$	v	u	$v\cdot x$	$v\cdot\operatorname{tg}\alpha$	$u\cdot\operatorname{tg}\alpha$	$(v-u)\cdot\operatorname{tg}\alpha\cdot x$	$v\cdot\operatorname{tg}^2\alpha$
1 2 3										
Сумма .	—	—	—	Σv	—	$\Sigma v\cdot x$	$\Sigma v\cdot\operatorname{tg}\alpha$	$\Sigma u\cdot\operatorname{tg}\alpha$	$\Sigma(v-u)\operatorname{tg}\alpha\cdot x$	$\Sigma v\operatorname{tg}^2\alpha$

Табл. 13.

№№ свай	$u\cdot\operatorname{tg}^2\alpha$	$u\cdot\operatorname{tg}^2\alpha\cdot x$	η	η_s	$v\cdot\eta^2$	$u\cdot\eta_s^2$	$I_1=\Sigma v\eta^2+\Sigma u\eta_s^2$
1 2 3							
Сумма .	$\Sigma u\cdot\operatorname{tg}^2\alpha$	$\Sigma u\cdot\operatorname{tg}^2\alpha x$	—	—	$\Sigma v\eta^2$	$\Sigma u\eta_s^2$	—

б) В случае, когда сваи защемлены в грунте и в ростверке, сохраняет свое выражение $v=\frac{E\cdot F}{s_1}\cdot\cos^2\alpha$; вводится новая величина $r=\frac{12EI}{S_1^3}\cdot\cos^3\alpha$, где: I—момент инерции сечения сваи, S_1—длина сваи между точками защемления, α—угол наклона сваи к вертикали.

Далее:

$$\operatorname{tg}\alpha'=\frac{\Sigma(v-r)\cdot\operatorname{tg}\alpha}{\Sigma(v+r)\cdot\operatorname{tg}^2\alpha};\quad \operatorname{tg}\alpha''=\frac{\Sigma(v\cdot\operatorname{tg}^2\alpha+r)}{\Sigma(v-r)\cdot\operatorname{tg}\alpha}.$$

Кроме того вводятся еще величина $S'=\frac{1}{2}s_1\cdot\sec\alpha$ и две зависящие от нее величины:

$$S_0'=\frac{\Sigma s'r\cdot\operatorname{tg}\alpha}{\Sigma(v+r\cdot\operatorname{tg}^2\alpha)}\ \text{и}\ S_0''=\frac{\Sigma rs'}{\Sigma(v-r)\cdot\operatorname{tg}\alpha}.$$

Координаты точки O получаются по ф-лам:

$$z_0=\frac{x_0'-x_0''-(s_0'+s_0'')}{\operatorname{tg}\alpha''-\operatorname{tg}\alpha'};\quad x_0=x_0'+z_0\cdot\operatorname{tg}\alpha'-s_0',$$

где

$$x_0'=\frac{\Sigma(v+r\cdot\operatorname{tg}^2\alpha)\cdot x}{\Sigma(v+r\cdot\operatorname{tg}^2\alpha)}\ \text{и}\ x_0''=\frac{\Sigma(v-r)\cdot\operatorname{tg}\alpha\cdot x}{\Sigma(v-r)\cdot\operatorname{tg}\alpha}.$$

Осевые усилия в свае получаются для этого случая из выражения:

$$P\cdot\cos\alpha=N\cdot\frac{v}{\Sigma(v+r\cdot\operatorname{tg}^2\alpha)}\cdot\frac{\operatorname{tg}\alpha''-\operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\alpha''-\operatorname{tg}\alpha'}+H\cdot\frac{v\cdot}{\Sigma(v-r)\cdot\operatorname{tg}\alpha}\cdot\frac{\operatorname{tg}\alpha-\operatorname{tg}\alpha'}{\operatorname{tg}\alpha''-\operatorname{tg}\alpha'}+M\cdot\frac{v\cdot\eta}{I_z},$$

где:

$$M=N(a-x_0)+Hz_0;\ I_z=\Sigma v\eta^2+\Sigma r\eta_1^2+\frac{1}{3}\Sigma rs'^2;$$

$$\eta=x-x_0+z_0\cdot\operatorname{tg}\alpha;\ \eta_1=z_0+s'-(x-x_0)\cdot\operatorname{tg}\alpha.$$

Поперечные усилия, нормальные оси сваи, у головы и в грунте выразятся величиной:

$$T\cdot\cos\alpha=-N\cdot\frac{r}{\Sigma(v+r\cdot\operatorname{tg}^2\alpha)}\cdot\frac{\operatorname{tg}\alpha''\cdot\operatorname{tg}\alpha+1}{\operatorname{tg}\alpha''-\operatorname{tg}\alpha'}+H\cdot\frac{r}{\Sigma(v-r)\cdot\operatorname{tg}\alpha}\cdot\frac{\operatorname{tg}\alpha'\cdot\operatorname{tg}\alpha+1}{\operatorname{tg}\alpha''-\operatorname{tg}\alpha'}+$$

$$+M\cdot\frac{r\eta_1}{I_z}.$$

Момент вращения выразится:

$$M_s=-\frac{rs'^2}{3I_z}\cdot M,$$

а моменты защемления—вверху:

$$M_0=M_s-T\frac{s_1}{2}$$

и внизу:

$$M_u=M_s+T\cdot\frac{s_1}{2}.$$

Для удобства расчета выкладки рекомендуется располагать в форме таблиц по примеру приведенных выше, для предыдущего случая.

Наконец третий метод расчета свайного основания, предложенный проф. Н. М. Герсевановым, рассматривает два случая, когда головы свай защемлены в ростверке и когда они связаны с ним лишь шарнирно. В обоих случаях ростверк принимается абсолютно жестким, а сваи—вертикальными и считаются защемленными в грунте.

Для первого случая (черт. 52), когда сваи защемлены в обоих концах, для величины горизонтальных сил и моментов у нижних концов n-й сваи получаются выражения:

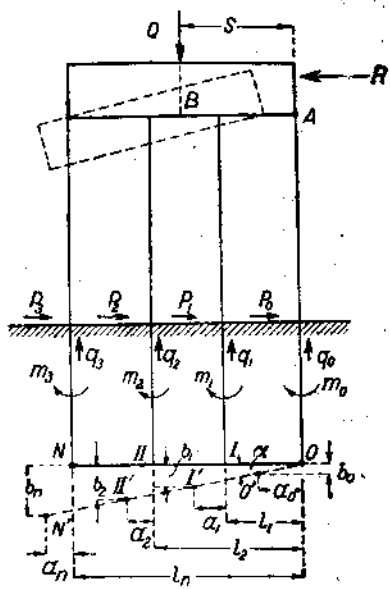
$$p_n = \frac{6EI}{L_n^3}(2a - L_n c);$$

$$m_n = \frac{2EI}{L_n^2}(3a - L_n c),$$

а для осевых усилий в сваях:

$$q_n = \frac{b_n FE}{L_n} = \frac{b_0 FE}{L_n} + \frac{c l_n FE}{L_n}.$$

В этих выражениях E—модуль упругости, I—момент инерции данной сваи, L_n—расчетная длина сваи, F_n—поперечное сечение сваи, l_n—горизонтальное расстояние данной сваи от крайней правой сваи (черт. 52), a—горизонтальное перемещение голов свай, принимаемое с допущением, одинаковое для всех свай, b_0—вертикальное перемещение крайней (справа) сваи, $c = \operatorname{tg}\alpha$, где α—угол поворота ростверка относительно горизонтальной линии. Из всех этих величин три, а именно: a, b_0 и c, неизвестны и для их определения составляются три ур-ия статики:



Черт. 52. Схема расчета свайного основания по Герсеванову (случай вертик. свай).

$$P = \sum_{n=0}^{n=N} p_n;\ Q = \sum_{n=0}^{n=N} q_n;\ \Sigma M_A = \sum_{n=0}^{n=N} m_n - \sum_{n=0}^{n=N} p_n L_n + \sum_{n=0}^{n=N} q_n l_n - Qs = 0.$$

По нахождении величин a, b_0 и c значения их подставляются в приведенные выше выражения для p_n, q_n и m_n.

Величина изгибающего момента в верхней точке заделки сваи в ростверке определяется (черт. 52) по выражению:

$$m'_n = m_n - p_n L_n - q_n a.$$

Для случая, когда вертикальные сваи в верхних концах связаны с ростверком шарнирами, при тех же основных предположениях, как и в первом случае, получаются для каждой сваи более простые выражения:

$$p_n = \frac{3EI}{L_n^3} \cdot a;\ m_n = \frac{3EI}{L_n^2} a;\ q_n = b_0 \frac{FE}{L_n} + c \frac{l_n FE}{L_n}$$

с тремя неизвестными величинами a, b_0 и c. Для нахождения этих трех неизвестных составляются три ур-ия статики:

$$P = \sum_{n=0}^{n=N} p_n;\ Q = \sum_{n=0}^{n=N} q_n;\ \Sigma M_A = \sum_{n=0}^{n=N} q_n l_n - Qs = 0;$$

вследствие шарнирности верхних концов свай моменты не могут передаваться на ростверк.

При наклонных сваях, заделанных в обоих концах, ход расчета сохраняется тот же, что и для рассмотренного выше случая. Для свай, наклоненных от вертикали влево (черт. 53, *а*), получаются значения:

$$p_n = \frac{6EI}{L_n^3}(2a_0 \cdot \cos\alpha + 2b_n \cdot \sin\alpha - L_n c) \cdot \cos\alpha - \frac{EF}{L_n}(b_n \cdot \cos\alpha - a_0 \cdot \sin\alpha) \cdot \sin\alpha;$$

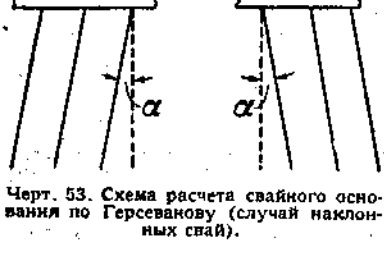
$$q_n = \frac{6EI}{L_n^3}(2a_0 \cdot \cos\alpha + 2b_n \cdot \sin\alpha - L_n c) \cdot \sin\alpha + \frac{EF}{L_n}(b_n \cdot \cos\alpha - a_0 \cdot \sin\alpha) \cdot \cos\alpha;$$

$$m_n = \frac{2EI}{L_n^2}(3a_0 \cdot \cos\alpha + 3b_n \cdot \sin\alpha - L_n c).$$

Для обратно наклоненных свай, от вертикали вправо (черт. 53, *б*), получаются значения:

$$p_n = \frac{6EI}{L_n^3}(2a_0 \cdot \cos\alpha - 2b_n \cdot \sin\alpha - L_n c) \cdot \cos\alpha + \frac{EF}{L_n}(b_n \cdot \cos\alpha + a_0 \cdot \sin\alpha) \cdot \sin\alpha;$$

$$q_n = -\frac{6EI}{L_n^3}(2a_0 \cdot \cos\alpha - 2b_n \cdot \sin\alpha - L_n c) \cdot \sin\alpha + \frac{EF}{L_n}(b_n \cdot \cos\alpha + a_0 \cdot \sin\alpha) \cdot \cos\alpha;$$



Черт. 53. Схема расчета свайного основания по Герсеванову (случай наклонных свай).

$$m_n = \frac{2EI}{L_n^2}(3a_0 \cdot \cos\alpha - 3b \cdot \sin\alpha - L_n c)$$

Аналогично предыдущему для нахождения трех неизвестных a, b_0, c составляются три ур-ия статики:

$$\Sigma X = 0, \quad \Sigma Y = 0 \quad \text{и} \quad \Sigma M = 0;$$

при этом в ур-ие моментов при определении плеч моментов горизонтальных и вертикальных реакций опор относительно точек A и B необходимо длину свай L_n соответственно умножить на $\sin\alpha$ и $\cos\alpha$; тогда ур-ие моментов для первой схемы (черт. 53, *а*) получается в виде:

$$\Sigma M'_A = \sum_{n=0}^{n=N} m_n - \sum_{n=0}^{n=N} p_n L_n \cdot \cos\alpha + \sum_{n=0}^{n=N} q_n (l_n - L_n \cdot \sin\alpha) - Qs = 0.$$

Момент в верхней точке по-предыдущему будет:

$$m'_n = m_n - (p_n \cdot \cos\alpha + q_n \cdot \sin\alpha) L_n.$$

Для случая свай, защемленных лишь в грунте и шарнирно связанных с ростверком, получаются, по аналогии с предыдущим, для схемы наклона свай по черт. 53, *б*, след. выражения:

$$p_n = \frac{3EI}{L_n^3}(a \cdot \cos\alpha + b_n \cdot \sin\alpha) \cdot \cos\alpha - \frac{EF}{L_n}(b_n \cdot \cos\alpha - a \cdot \sin\alpha) \cdot \sin\alpha;$$

$$q_n = \frac{3EI}{L_n^3}(a \cdot \cos\alpha + b_n \cdot \sin\alpha) \cdot \sin\alpha + \frac{EF}{L_n}(b_n \cdot \cos\alpha - a \cdot \sin\alpha) \cdot \cos\alpha;$$

$$m_n = \frac{3EI}{L_n^2}(a \cdot \cos\alpha + b_n \cdot \sin\alpha).$$

Для схемы наклона свай обратного (вправо от вертикали) те же величины получают иное выражение:

$$p_n = \frac{3EI}{L_n^3}(a \cdot \cos\alpha - b_n \cdot \sin\alpha) \cdot \cos\alpha + \frac{EF}{L_n}(b_n \cdot \cos\alpha + a \cdot \sin\alpha) \cdot \sin\alpha;$$

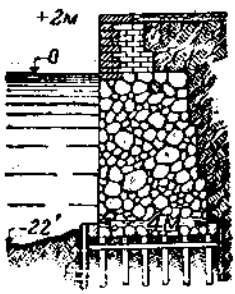
$$q_n = -\frac{3EI}{L_n^3}(a \cdot \cos\alpha - b_n \cdot \sin\alpha) \cdot \sin\alpha + \frac{EF}{L_n}(b_n \cdot \cos\alpha + a \cdot \sin\alpha) \cdot \cos\alpha;$$

$$m_n = \frac{3EI}{L_n^2}(a \cdot \cos\alpha - b_n \cdot \sin\alpha).$$

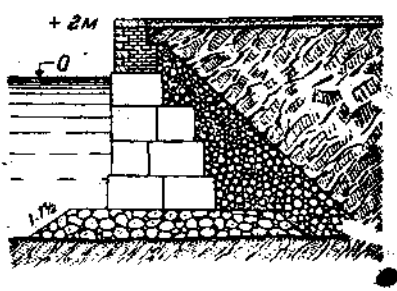
§ 4. Массивные набережные, непосредственно заложенные на грунте.

Массивные набережные, непосредственно заложенные на грунте, осуществляются из камня, бетона и дерева.

Набережные из каменной кладки, понимая под таковой бутовую, представляют возведенную со дна стенку, сложенную на растворе



Черт. 54. Набережная из каменной кладки во всю высоту.



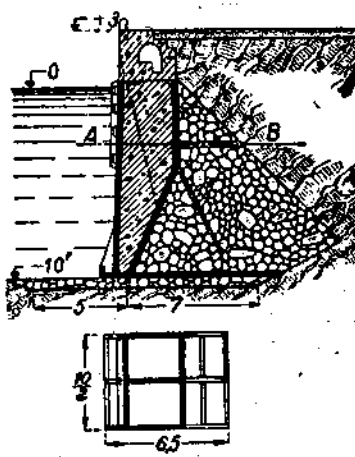
Черт. 55. Набережная из бетонных массивов.

(черт. 54). Этот тип сооружений предполагает, естественно, производство работ с водоотливом, к-рый осуществляется либо устройством перемычек вокруг места набережной с откачкой воды, или же сооружением набережной в котловане, вырытом в целине берега и соединяемом с морем только по окончании кладки стены.

Набережные из бетона сооружаются или из отдельных бетонных массивов (черт. 55), укладываемых в стену без раствора, или же в виде цельных, во всю высоту стены, монолитов, отливаемых на месте в формах.

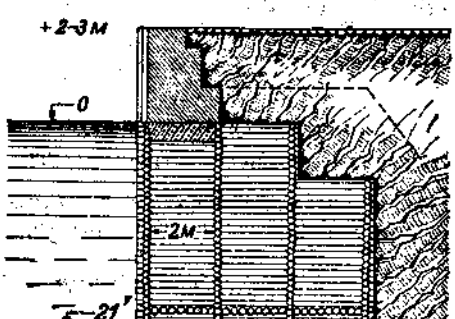
К группе бетонных набережных стенок следует отнести набережные из железобетонных массивов-гигантов (черт. 56), сооружаемых по тому же принципу, как и массивы-гиганты в молах и волноломах. Очертание железобетонных коробок в случае набережных бывает иногда несимметрично, что отражается на их положении на плаву, при буксировке их на место работ, и несколько осложняет отливку в формах.

Массивные набережные из дерева и камня осуществляются в виде ря-



Черт. 56. Набережная из железобетонных массивов.

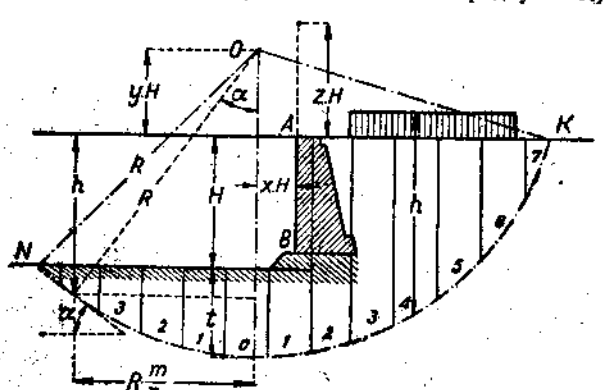
жей, к-рые получили значительное применение у нас, преимущественно на севере, и в Америке («crib works»). Ряжевой тип (черт. 57), являющийся наиболее солидным из всех конструкций деревянных набережных, применяется как в случае более значительных глубин и нагрузок на набережную, так и в тех случаях, когда по условиям грунта забивка свай невозможна.



Черт. 57. Ряжевая набережная.

Расчет этих типов набережных сводится к поверкам устойчивости на скольжение по основанию и на выпирание грунта из-под основания (см. § 10).

Кроме обычного способа расчета устойчивости набережных стенок в последнее время дополнительно применяют метод, основанный на предположении криволинейной поверхности призмы обрушения *. Этот метод получает подтверждение и с точки зрения механики грунтов (Терцаги). Наиболее простой в смысле выкладок способ Крея сводится к тому, что задаются (произвольно) центром круга скольжения и радиусом R, охваты-



Черт. 58. Схема расчета набережной при криволинейной поверхности обрушения (по Крею).

вающим очертание набережной в поперечном ее сечении, и делят фигуру, образованную контуром набережной (черт. 58), прилегающих участков грунта и кривой обрушения NOK, на n вертикальных полосок произвольной ширины; эту ширину назначают обычно равной нек-рой доле $\left(\frac{1}{n}\right)$

* Max Möller, Erddruck Tabellen. Lieferung 2. 1922. H. Krey, Die Widerstandfähigkeit des Untergrundes. «Die Bautechnik», Heft 40, 16 Sept. 1924.

длины радиуса круга R, т. е. ширина полоски $b = \frac{R}{n}$, при чем средняя полоска приходится как раз под вертикалью, проходящей через центр круга O. При таком построении синус угла α наклона элементов кривой обрушения в последовательных полосках будет, считая от средины этой кривой к ее краям, выражаться: $\sin\alpha = 0; \frac{1}{n}; \frac{2}{n}; \frac{3}{n} \ldots \frac{m}{n}$, где m—порядковый номер полоски, считая от прямой OO; вообще, если принять $n = 10$, линии вертикальных делений придутся в расстояниях от линии OO, равных $\frac{R}{20}, \frac{3R}{20}, \frac{5R}{20}$ и т. д., а для $\sin\alpha$ получим соответственные значения: 0,1, 0,2 и т. д.

На любую вертикальную полоску фигуры, напр., полоску 4, действует ее вес $G = \gamma h' b$, где h'—высота полоски от верхнего контура фигуры до кривой NOK, а γ—вес единицы объема столбика, изображенного полоской, или после приведения всех нагрузок (в пределах полосы) к уд. в. грунта (приведенная высота h):

$$G = \gamma_0 h b.$$

Если в одной вертикальной полоске встречаются части с разными удельными весами ($G = \Sigma g$) или полоска в концевых частях своих заканчивается неполной шириной ($< b$), тогда приближенно принимают $h = \Sigma\left(\frac{g}{hb}\right)$. При обрушении всей массы грунта и стенки по кривой NOK вес каждой полоски (в том числе и рассматриваемой полоски 4) вращается вокруг центра O, при чем плечо вращения $R \cdot \sin\alpha = \frac{mR}{n}$, где R—радиус ON, а m—порядковый номер деления; для частного случая 4-го деления имеем $\frac{4R}{n}$. Момент этого вращения получается равным: $G \cdot \frac{mR}{n} = \gamma_0 hb \frac{mR}{n}$.

Общий момент вращения всей системы составит:

$$M = \gamma_0 bR\left[\sum \frac{m}{n} h \text{ (справа)} - \sum \frac{m}{n} h \text{ (слева)}\right],$$

считая от вертикали Oo, проходящей через центр O.

В противоположную сторону этому вращающему моменту действует только момент трения по поверхности NOK, так как равнодействующая всех нормальных к этой поверхности составляющих давлений (реакции) грунта по поверхности NOK проходит через центр вращения O. Трение, проявляющееся по поверхности обрушения NOK в пределах одной полоски, равно $\gamma_0 \xi \cdot b$, при чем путем соответствующих построений и выкладок можно найти с достаточной точностью, что:

$$\xi = \frac{h}{\cos\alpha \cdot (\operatorname{ctg}\varphi + \operatorname{tg}\alpha)}.$$

Момент этого трения по поверхности обрушения в пределах одной полоски относительно центра O составит $\gamma_0 \xi bl^2$, а для всех полосок фигуры вместе получается момент:

$$M_r = \gamma_0 bR \Sigma\xi = \gamma_0 bR \Sigma \frac{h}{\cos\alpha \cdot (\operatorname{ctg}\varphi + \operatorname{tg}\alpha)}.$$

Для равновесия всей системы необходимо, чтобы $\left[\Sigma \frac{m}{n} h \text{ (справа)} - \Sigma \frac{m}{n} h \text{ (слева)}\right] < \frac{h}{\cos\alpha \cdot (\operatorname{ctg}\varphi + \operatorname{tg}\alpha)}$, считая от линии Oo. Из этого равенства можно найти величину $\operatorname{ctg}\varphi$, при к-рой устанавливается равновесие,

и сравнить найденный угол внутреннего трения φ с тем, к-рый может иметь место в действительности. Если найденный угол φ меньше угла внутреннего трения, характеризующего грунт основания в действительности, набережная м. б. признана устойчивой; в противном случае положение неудовлетворительно и набережная д. б. перепроектирована.

Для того, чтобы найти самое невыгодное положение поверхности обрушения, а также пределы ее распространения (положение точек N и K), надо проделать описанный расчет для различных положений центра круга O и для различных значений радиуса R. Для упрощения выкладок можно применить приближенный прием, заключающийся в том, что составляются суммы (Σh) и $\left(\Sigma h \frac{m}{n}\right)$ и затем отношение их приравнивают приближенно $\operatorname{ctg}\varphi = \frac{\Sigma h}{\Sigma h \frac{m}{n}}$. Для отыскания невыгодного положения кривой обрушения и центра O этот приближенный способ расчета вполне достаточен, значительно сокращая выкладки (отпадают $^2/_3$ правой стороны табл. 14), но затем для найденного невыгодного положения поверхности обрушения необходимо произвести расчет по более точной ф-ле, приведенной выше.

Табл. 14.

Номера полосок m	h в $м$	$\frac{m}{n} = \sin\alpha$	$h \times \frac{m}{n}$	$\left(\frac{m}{n}\right)^2$	$1-\left(\frac{m}{n}\right)^2$	$\cos\alpha = \sqrt{1-\left(\frac{m}{n}\right)^2}$	$\operatorname{tg}\alpha = \frac{\sin\alpha}{\cos\alpha}$	$\xi = \frac{h}{\cos\alpha\cdot(\operatorname{ctg}\varphi+\operatorname{tg}\alpha)} = \frac{h}{x}$					
								$\operatorname{ctg}\varphi=10$		$\operatorname{ctg}\varphi=4$		$\operatorname{ctg}\varphi=3$	
								x	ξ	x	ξ	x	ξ
9 8 7													
Суммы .	Σh	—	$\Sigma h \frac{m}{n}$	—	—	—	—	—	$\Sigma\xi$	—	$\Sigma\xi$	—	$\Sigma\xi$

Для облегчения отыскания самого невыгодного положения центра окружности скольжения Феллениус * на основании большого числа произведенных расчетов приводит таблицу, по к-рой по заданному отношению глубины поверхности скольжения t и высоте стенки H и по данной сплошной нагрузке q в $т/м^2$ на поверхности засыпки определяются координаты этого центра. При этом для случая исключительного наличия сцепления грунта, для какового случая центр круга лежит на вертикали, совпадающей с передней гранью AB стенки (черт. 58), дается лишь коэф-т z вертикальной координаты zH, а для случаев исключительного трения даются коэф-ты x и y двух координат xH и yH; исследование проведено для случаев, когда $\frac{q}{\gamma\cdot H}=0$, $\frac{q}{\gamma\cdot H}=0{,}5$ и $\frac{q}{\gamma\cdot H}=1{,}0$, и в каждом из них—для двух подслучаев, когда $\frac{t}{H}=0{,}5$ и когда $\frac{t}{H}=1{,}0$.

* W. Fellenius, Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen. Berlin. 1927.

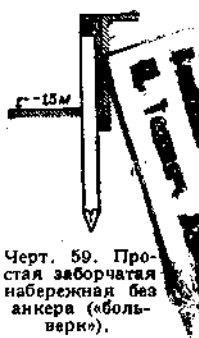
Табл. 15. Координаты центра круга скольжения (по Феллениусу).

$\frac{q}{\gamma H}$	$\frac{t}{H}$	Координаты центра круга при $H=1$			$\frac{q}{\gamma H}$	$\frac{t}{H}$	Координаты центра круга при $h=1$		
		чистое сцепление	чистое трение				чистое сцепление	чистое трение	
		Z	X	Y			Z	X	Y
0	0,5	0,31	0,25	0,28	1	0,5	0,68	0,34	0,39
0	1,0	0,59	0,33	0,41	1	1	0,95	0,44	0,57
0,5	0,5	0,57	0,31	0,35					
1	1,0	0,85	0,41	0,53					

Для расчета прочности стенки и основания ее стенка мысленно разрезается на ряд горизонтальных слоев по высоте и для подошвы каждого слоя (для шва) определяется величина равнодействующей всех сил, действующих на часть стенки выше плоскости этого шва, а также точка ее приложения. Эти данные позволяют определить по ф-ле неравномерного сжатия величину напряжения в плоскости этого шва и сравнить эту величину с прочным сопротивлением кладки раздроблению или растяжению.

В виду того, что кладка оказывает очень малое сопротивление растяжению и кроме того раскрытие швов кладки весьма вредно для целости всей стены, обыкновенно в монолите стены растягивающих усилий не допускается.

При расчете набережных стенок как из отдельных массивов, так и в виде массивной стенки на бутовой кладке на растворе необходимо в подводной части учитывать потерю веса материала. Это облегчение водой принимается в расчет путем уменьшения значения удельного веса материала набережной в подводной части (в тонно-метровой системе это уменьшение равно единице).



Черт. 59. Простая заборчатая набережная без анкера («больверк»).

§ 5. Свайные набережные стенки, подверженные распору.

Свайные набережные стенки, подверженные распору грунта, могут либо самостоятельно выдерживать этот распор (черт. 59 и 60), либо часть его передавать на специальное (черт. 61) разгружающее ее устройство, называемое анкером, либо наконец входить одним элементом (черт. 66 и 67) в общую конструкцию набережной, подверженной в целом распору. В соответствии с этим следует различать три основных типа свайных набережных стенок: а) простой тип без анкера, б) простой тип с анкером, в) сложный тип с передним или задним шпунтом.



Черт. 60. Простая свайная набережная без анкера.

а) Простая свайная набережная без анкера (больверк).

Простая свайная набережная, именуемая иногда больверком, представляет вертикальное ограждение берега, состоящее либо из свай, забитых в грунт в известном расстоянии друг от друга, со щитовой заборкой (черт. 59) между ними, либо из сплошного, обыкновенно шпунтового, ряда свай (черт. 60). Такие заборчатые или свайные больверки без анкеров могут выдерживать лишь незначительный распор и применяются лишь для невы-

сокие ограждений берега—от 2 до 4 *м*. В последнее время за границей в этих случаях на ряду с деревянными сваями в большом применении металлические сваи особых фасонных сечений (Ларсена, Лакавана и др. фирм), к-рые выдерживают и бо́льшую высоту. При расчете простого больверка (без анкера) необходимо определить ту глубину h забивки свай, при к-рой они будут устойчивы под действием внешних сил (распор грунта), и поверить напряжение в сваях и в досках заборки.

По теории бокового сопротивления свай предполагается, что свая не изгибается и что давление на грунт пропорционально его деформации. По этой теории эпюра напряжений на грунт выражается двумя треугольниками (заштрихованными на черт. 62), размеры к-рых определяются ординатами y и y_1; ордината y_1 на основании этой теории м. б. вычислена, т. к. она зависит от глубины h забивки свай:

$$y_1 = \frac{E(4h+6e)}{\mu bh^2 - 2E},$$

где—e плечо силы E, действующей на сваю (этой силой является распор грунта), b—ширина (толщина) сваи, а величина:

$$\mu = \gamma\left[\operatorname{tg}^3\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) - \operatorname{tg}^3\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)\right],$$

где γ—уд. в. грунта, φ—угол естественного откоса.

Другая ордината определяется по ф-ле:

$$y = \frac{E(4h+6e)}{\mu b(2y_1 h - y_1^2) - 2E}.$$

Зная величины этих ординат, легко определить максимальное напряжение грунта у нижнего конца сваи:

$$a = \frac{\mu y_1 (h-y)}{y - y_1}.$$

Это напряжение д. б. меньше допускаемого напряжения в грунте на глубине h, выражающегося произведением: $h \cdot \mu$.

Поверка прочности сваи, рассматриваемой как балка под действием внешней силы E и реакций грунта R_1 и R_2, сводится к нахождению положения того сечения, в к-ром перерезывающая сила равна нулю, а изгибающий момент достигает наибольшей величины; это сечение можно найти, приравняв нулю выражение перерезывающей силы.

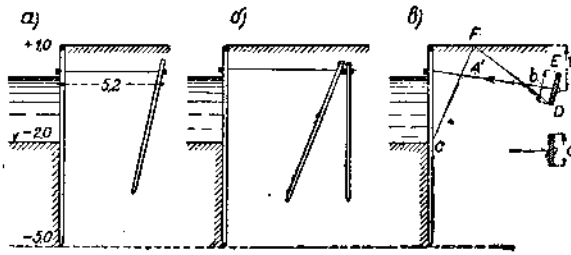
В случае заборчатого больверка указанному расчету подвергаются маячные сваи, для к-рых сила E будет распором грунта на участке стенки между двумя маячными сваями; доски заборки рассчитываются как балки, лежащие на нескольких опорах (маячных сваях).

б) Простая свайная набережная с анкером.

Простая свайная набережная с анкером представляет сплошную, чаще шпунтовую, линию, забитую в грунт и снабженную обыкновенно на уровне ординара продольными парными деревянными схватками, закрепленными на маячных сваях. Надводная часть стенки притянута с помощью горизонтальных или наклонных элементов (в виде деревянных парных схваток, металлических тяг, реже в виде железобетонных конструкций) к анкерному упору; последний располагается в виде отдельной сваи (черт. 61, *а*), козла (черт. 61, *б*) или особой анкерной плиты (черт. 61, *в*), в нек-ром расстоянии от набережной стенки, вне призмы обрушения.

Определение устойчивости и прочности такой заанкерованной свайной стенки сводится к установлению глубины ее забивки, к расчету сечения свай, сечения анкерной тяги и к расчету анкерного упора.

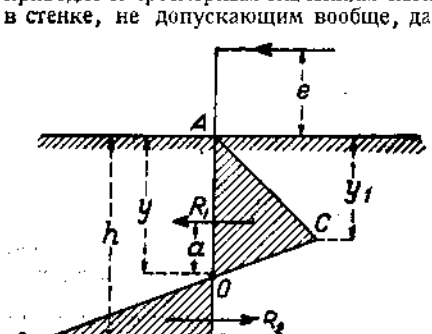
Существует несколько методов разрешения этих вопросов в зависимости от предполагаемого состояния заанкерованной сваи. Одни из них (Якоби, Меллер, Феллениус и др.) рассматривают сваю как консольную балку, свободно лежащую на двух опорах (черт. 63): одной — в месте прикрепления анкера к стенке, второй — в точке приложения пассивного давления грунта (отпора) к забитой части стенки, т. е. в точке, расположенной на двух тре-



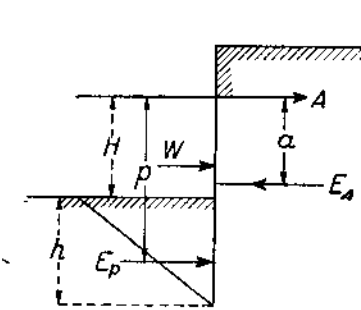
Черт. 61. Простая свайная набережная: а) в виде отдельной сваи; б) в виде козла; в) в виде плиты.

тях глубины забивки от дна бассейна. Метод, предложенный Ломейером рассматривает сваю как балку, нижним концом закрепленную в грунте и свободно лежащую на опоре в месте прикрепления к ней анкера.

Первые методы, не учитывающие зажатия свайной стенки в грунте, приводят к чрезмерным значениям изгибающих моментов и к напряжениям в стенке, не допускающим вообще, даже при средних глубинах бассейна,



Черт. 62. Диаграмма напряжений в грунте от сваи, подверженной горизонтальной силе.



Черт. 63. Схема действия сил на свайную стенку с анкером.

применения этого типа набережных; в виду явного противоречия с действительностью, изобилующей примерами устойчивого и прочного существования подобных стенок во многих портах, в расчет вводятся искусственно коэф-ты, уменьшающие величину активного давления грунта E_a позади стенки и увеличивающие значение пассивного давления грунта E_p впереди ее; хотя введение этих коэф-тов обычно объясняется неучетом сил сцепления в грунте и другими причинами, тем не менее они сохраняют условный характер.

По методу Якоби схема распределения сил показана на черт. 63, где E_A и E_p обозначают активное и пассивное давления грунта, W — давление

воды [*1] и A—реакцию анкера. Величины E_A и E_p определяются с теми замечаниями, к-рые были изложены выше; реакция анкера $A = E_A - E_p - W$. При горизонтальном дне гавани точка приложения пассивного давления находится на глубине $^2/_3$ глубины h забивки сваи, считая от дна бассейна. Эта глубина забивки проверяется из условий устойчивости стенки, т. е. из уравнения моментов всех сил относительно точки приложения анкера:

$$A \cdot a - E_p \cdot p - W \cdot \frac{2}{3} \cdot H = 0.$$

Полученное из этого уравнения значение E_p должно быть меньше вычисленного ранее пассивного давления на забитую в грунт часть стенки.

Для определения прочности шпунтовой стенки она рассматривается как консольная балка на двух опорах, из к-рых одной служит анкер, а



Черт. 64. Графический метод определения глубины забивки по Феллениусу.

другой является точка приложения пассивного давления. Опасное сечение определяется из: $\frac{dM}{dy} = 0$.

При определении изгибающего момента при этом расчете довольно произвольно увеличивают отпор E_p в два раза и уменьшают распор E_a в два—три раза.

Способ Мёллера-Фелленуса [*2] заключается в графическом определении глубины забивки свайной стенки и величины изгибающего момента. Схема распределения силы по этому способу изображена на черт. 64; излишек отпора, выражающийся заштрихованным треугольником, должен быть такой величины, чтобы момент его относительно точки A был в условии равновесия всей системы равен моменту площади фигуры активного давления.

Переходя к способу расчета заанкерованной свайной стенки по Ломейеру, необходимо напомнить, что свая, в отличие от предыдущих методов, принимается им заделанной в грунте.

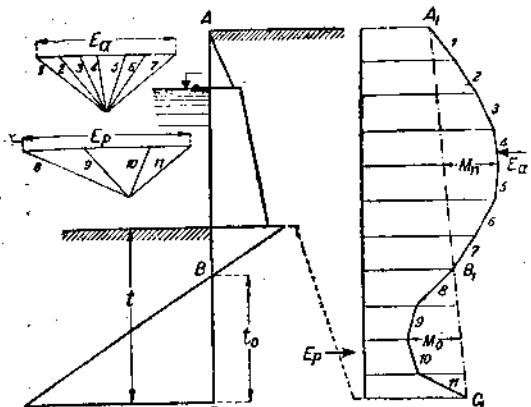
Диаграмма нагрузок грунта на стенку в этом случае получает вид, изображенный на черт. 65-а, при чем за верхнюю (свободную) опору балки принимается точка A, а за нижнюю (защемленную)—нижний конец C сваи.

[*1] При фильтрации воды в засыпку позади стенки (что обычно имеет место) давления ее с обеих сторон стенки взаимно уравновешиваются и член с W отпадает.

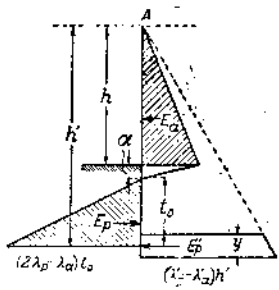
[*2] Max Möller. Erddrucktabellen. Lief. II. 1922.

Задавшись глубиной t забивки сваи и построив веревочный многоугольник, проводят замыкающую A_1C_1. Удовлетворительным решением считается то, при к-ром момент на пролете M_n оказывается близок по своей величине к моменту в заделке M_0. Результаты, получаемые этим способом Ломейера, дают меньшее значение изгибающего момента на пролете, чем другие приемы расчета (Якоби, Мёллер и др.); этот метод и оказывается потому более близким к действительности.

Для большего приближения к действительной деформации заанкерованных свайных стенок Ломейер



Черт. 65-а. Диаграмма давления грунта на свайную стенку по Ломейеру.



Черт. 65-б. Диаграмма давления грунта на свайную стенку по Ломейеру.

предлагает еще несколько иную схему распределения нагрузок грунта на стенку (черт. 65-б), при к-рой у нижнего конца сваи прикладывается к ней с внутренней стороны действие грунта в виде сосредоточенной силы C, действующей по нек-рой высоте y:

$$C = (\lambda_p - \lambda_a)\, h',$$

где $\lambda_p = \gamma \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$, а $\lambda_a = \gamma \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$. При этом расчете глубина забивки свай определится как $t = t_0 + a + \frac{1}{2}y$, где y может быть рассчитано или же принято приближенно: $y = 0{,}2\,t_0$.

в) Устройство и расчет анкера.

Анкер, входящий в состав рассмотренных свайных набережных, осуществляется либо в виде деревянных парных схваток, охватывающих анкерную сваю (черт. 61, *а*) или козловой упор (черт. 61, *б*), или же в виде металлической или—реже—железобетонной тяги, к-рая связана с анкерным козлом, реже — анкерной плитой (черт. 61, *в*).

Сечение анкера определяется по усилию, рассчитанному, как реакция верхней опоры A в зависимости от расстояния между ними b; это усилие

$$S_A = A \cdot b.$$

Анкерная свая (черт. 62) рассчитывается подобно свае, свободно стоящей с приложенной к ее верхнему концу силой H, с той лишь разницей, что свая

не выступает из грунта и верх ее находится ниже уровня грунта; для этого случая:

$$y_1 = \frac{4l\frac{A'}{\mu b} - tl^2}{2l + l^2 - 2\frac{A'}{\mu b}}; \quad y = \frac{2ly_1 - ty_1^2 - 4l\frac{A'}{\mu b}}{y_1^2 - 2ty_1 - 2\left(l - \frac{A'}{\mu b}\right)};$$

$$\sigma = \frac{\mu(y_1 + t)(l - y)}{y - y_1},$$

где значения букв показаны на черт. 62, $\mu = \gamma\left[\operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) - \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)\right]$, и где γ—уд. в. грунта, φ—угол трения грунта, величина A' есть реакция опоры A, уменьшаемая на сопротивление анкерной тяги: $A' = A - (h \cdot \mu \cdot b \cdot B)$, где b—ширина тяги, B—расстояние между ними; если тяга круглая, то $b = {}^2/_3$ диам., t—глубина анкера от поверхности грунта.

Для предварительного определения длины l анкерной сваи, подверженной анкерной реакции A, действующей на глубине t от поверхности грунта, пользуются выведенным из теории условием, чтобы:

$$A < \frac{\mu b}{6}(3tl + l^3),$$

где b—ширина сваи, а μ имеет прежнее значение.

Надо иметь в виду, что приведенные формулы предполагают сваи прямоугольного сечения, если же сваи круглого сечения с диаметром d, то расчет ведется как для свай прямоугольных шириной $b' = {}^2/_3 d$.

Анкерный козел рассчитывается под действием приложенной к верхнему узлу анкерного усилия A', к-рое разлагается на вытягивающее усилие $N = A' \cdot \operatorname{ctg}\alpha$ в вертикальной свае и сжимающее усилие $K = \frac{A'}{\sin\alpha}$ в наклонной свае, где α—угол наклона к вертикали наклонной сваи.

Анкерная плита рассчитывается под действием анкерного усилия A', приложенного по вертикальной оси симметрии плиты и на высоте центра ее давления, т. е. (черт. 61, *в*) центра тяжести диаграммы отпора грунта DEF; размеры плиты $(a \times b)$ должны быть выбраны так, чтобы допускаемое напряжение на грунт не было превзойдено давлением плиты. Т. к. предельное напряжение в грунте на глубине t по-предыдущему составляет:

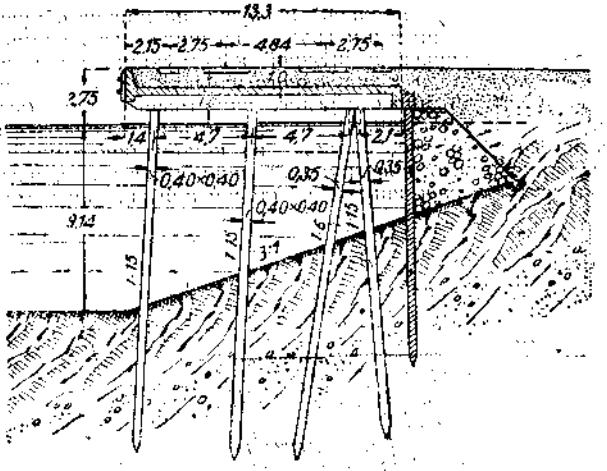
$$p = \mu t = \gamma\left[\operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) - \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)\right] \cdot t,$$

то, задавшись коэф-том запаса n, получим ур-ие для определения неизвестных a и b; $A' = \frac{1}{n}\mu t \cdot a \cdot b$; коэф-т n принимается для плотного песчаного грунта 1—2, а для мягкой глины—2—4.

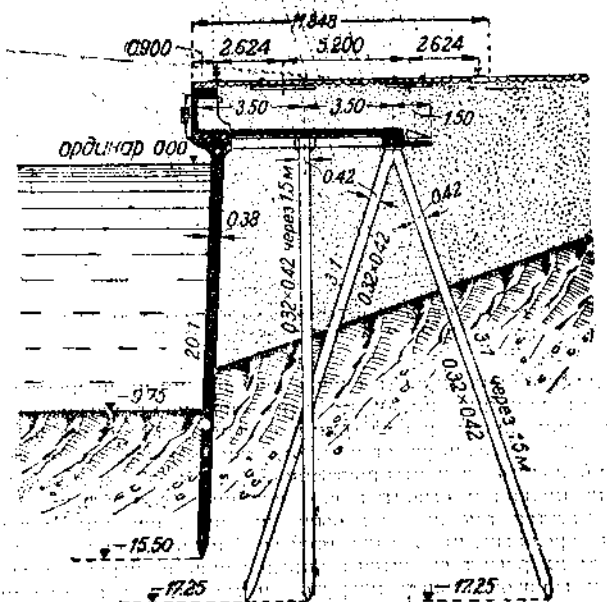
Длина анкера д. б. назначена так, чтобы призма пассивного давления грунта, на сопротивление к-рого рассчитывается анкер, полностью размещалась между анкером и набережной стенки; это приводит к условию (черт. 61, *в*), чтобы плоскость скольжения, проведенная от низа анкера под углом $\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$ к вертикали, пересекла поверхность земли между анкером и стеной, т. е. чтобы длина анкера $L \geqslant (l + t) \cdot \operatorname{tg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$. Кроме того необходимо еще соблюдение второго условия,—чтобы анкер был вне призмы обрушения, действующей на набережную стенку.

г) Свайные набережные более сложного устройства.

Рассмотренная свайная заанкерованная стенка применяется в самостоятельном виде лишь для набережных с небольшой глубиной (до 3—4 *м*)



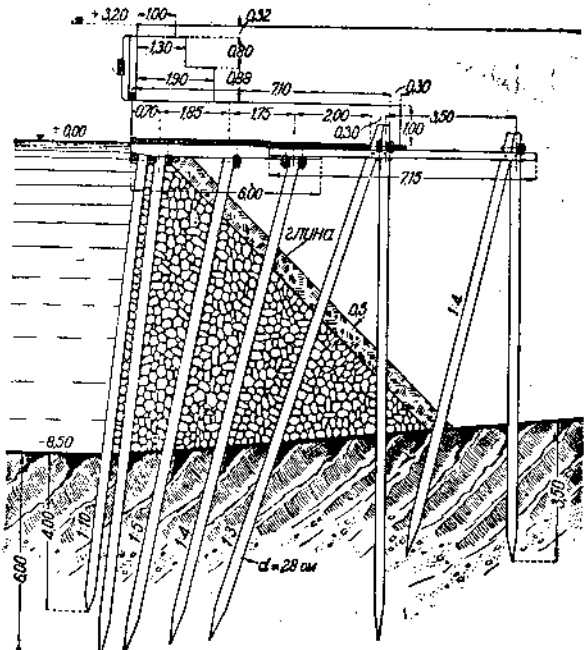
Черт. 66. Свайная набережная сложного устройства с задней шпунтовой стенкой.



Черт. 67. Свайная набережная сложного устройства с передней шпунтовой стенкой.

и при незначительной вертикальной нагрузке на призме обрушения. При более значительных глубинах и нагрузках возникает необходимость в более широкой, более устойчивой и прочной конструкции, к-рая при применении свай осуществляется в виде одного из двух типов: с задней шпунтовой стенкой (черт. 66) или с передней шпунтовой стенкой (черт. 67).

Каждый из этих типов может осуществляться целиком из дерева или полностью из железобетона, а также из комбинации этих материалов; металл фигурирует в этих конструкциях лишь в качестве одного из составляющих элементов в виде шпунтовой стенки или анкерных тяг.



Черт. 68. Свайная набережная сложного устройства с бетонным ростверком на деревянных сваях.

Набережные обоих типов в случае исполнения их полностью из дерева представляют конструкции, узлы к-рых не могут рассматриваться как жесткие; поэтому при их расчете они расчленяются на отдельные элементы: шпунтовую заанкерованную стенку, отдельные поддерживающие и анкерные сваи и балочные элементы ростверка. Все эти элементы рассчитываются отдельно по правилам строительной механики, при чем заанкерованная стенка трактуется так же, как было указано выше для случая простых свайных набережных; что же касается свай и козел, поддерживающих сооружение, то их расчет сводится к определению, во-первых, осевых (вертикальных) и горизонтальных нагрузок и моментов защемления, а затем к расчету их прочных сечений и глубины их забивки по сопротивлению грунта. Для определения нагрузок применяются различные методы (см. выше — Якоби, Некентведа, Герсеванова), учитывающие так или иначе

деформации свай, глубина же забивки рассчитывается при эскизном проектировании по трению боковой их поверхности, а в окончательном проектировании—по данным пробной забивки (отказу) или лучше по пробной отгрузке.

Набережные в виде жесткого, бетонного или железобетонного, ростверка (черт. 68) на деревянных сваях рассчитываются подобно упомянутым выше набережным, сконструированным сплошь из дерева, с той лишь разницей, что при определении нагрузок на верхние сваи их концы принимаются заделанными (защемленными) в ростверке.

Табл. 16. Данные о набережных стенках в портах Средиземного моря *.

№№ по порядку	Место расположения	Глубина набережи. h, м	Полн. выс. набер. от кордона до подошвы стенки H, м	Кубатура кладки на 1 п. м	Ширина подошвы стенки L	$\frac{100L}{H}$	Средняя ширина стенки a	$\frac{1000a}{H^2}$	Уклон передн. грани	Тип набережной
1	Бужи	9,0	12,2	55,5	5,0	41	4,55	37,3	0	Стенка из обыкновен. массив.
2	Оран	10,4	12,4	51,2	5,4	43	4,12	33,2	1 : 16	
3	Бизерта	8,5	11,0	36,1	2,5	23	3,28	29,8	1 : 5,5	
4	Ла-Пьер	10,0	12,5	49,5	5,0	40	3,96	31,6	1 : 25	
5	Марсель	12,0	14,4	98,6	7,5	52	6,85	47,5	0	Массивы-гиганты
6	»	12,5	14,9	84,7	7,5	50	5,68	38,1	0	
7	»	13,0	15,4	101,0	9,0	58	6,55	42,5	0	
8	Тулон	13,0	15,0	67,2	6,0	40	4,48	30,0	1 : 10	Стенка из обыкн. вен. массив.
9	Алжир	10,0	11,80	47,3	5,0	42	4,00	33,9	0	
		8,0	9,80	38,7	4,2	43	3,95	40,3	0	
		12,0	13,80	52,3	4,4	32	3,79	27,5	1 : 25	

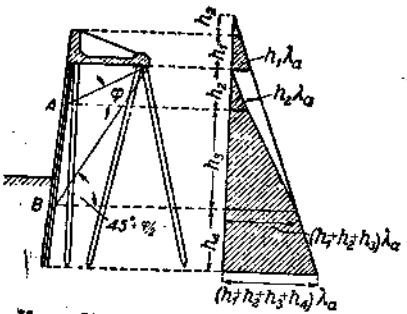
* V. Bénézit et J. Hersent. Quais à grande profondeur, XIV congress intern. de navigation. Le Caire. 1926.

Табл. 17. Данные о набережных из массивов-гигантов, построенных в Японии *.

№№ по порядку	Наименование элементов	Типы массивов-гигантов				
		1	2	3	4	5
1	Глубина у набережной . . . м	12,0	10,0	9,0	8,5	7,5
2	Длина массива . . . . . »	35,0	35,0	35,0	35,0	35,0
3	Ширина массива . . . . . »	11,7	10,2	9,7	8,8	7,9
4	Высота массива . . . . . »	13,5	11,8	11,0	10,2	9,0
5	Ширина переднего отсека . »	1,8	1,8	1,2	1,2	1,2
6	Вес массива . . . . . т	2 034	1 629	1 508	1 412	1 081
7	Объем массива . . . . . м³	845	635	603	568	433
8	Объем заполнения массивов »	754	527	425	397	355

* S. Sakomoto et K. Takanishi, Quais à grande profondeur, XIV congress intern. de navigation. Le Caire. 1926.

Свайные набережные, сплошь спроектированные из железобетона, рассчитываются либо подобно предыдущим типам по упомянутым методам, хотя и приближенным (с упрощением выкладок), но все же учитывающим с нек-рым допущением деформацию всей свайной конструкции в целом, либо как статически неопределимые системы—по методам, применяемым для рамных конструкций.

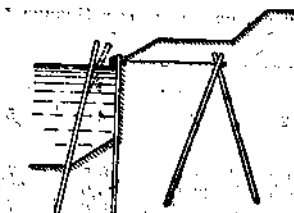


Черт. 69. Диаграмма разгружающего действия ростверка на переднюю шпунтовую стенку.

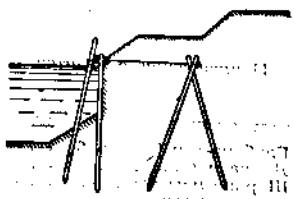
. При расчете набережных с передним шпунтом необходимо учитывать два обстоятельства: во-первых, разгружающее действие платформы ростверка на шпунтовую стенку и, во-вторых, наличие поддерживающих свай в призме обрушения. Разгружающий эффект ростверка представлен на черт. 69, где $\lambda_a = \gamma \cdot \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$, $\lambda_p = \gamma \cdot \mathrm{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$, что же касается положения поддерживающих свай внутри призмы обрушения, то это обстоятельство, с одной стороны, является запасом прочности (уменьшая,—в неизвестной, правда, мере,—расчетную их длину) при расчете их указанными выше методами, предполагающими отсутствие грунта по длине сваи, с другой же стороны, является причиной дополнительной боковой нагрузки на сваи от распора грунта и обычно учитывается лишь в смысле уменьшения распора на передний шпунт; это уменьшение иногда произвольно оценивается коэф-том 2—3, но может быть вычислено точнее *.

§ 6. Причальные приспособления.

Причальные приспособления имеют целью, во-первых, предохранить суда при швартовке от повреждений вследствие ударов о сооружения и трения о них во время стоянки и, во-вторых, обеспечить надежное укрепление судов у причального фронта; в соответствии с этим различают отбойные приспособления и приспособления для швартовки как у причального фронта, так и на водной площади.



Черт. 70-а. Тип прислоненной отбойной сваи у укрепленного откоса.



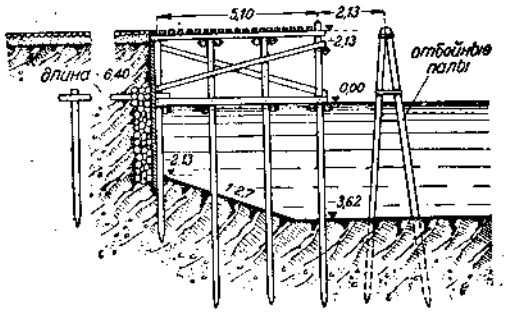
Черт. 70-б. Тип отдельно стоящей отбойной сваи у укрепленного откоса.

Отбойные приспособления.

Конструкция этих приспособлений зависит от типа причальной линии. При причальной линии в виде укрепленного откоса охранное приспособ-

* Brennecke-Lohmeyer, Grundbau, II, 1930.

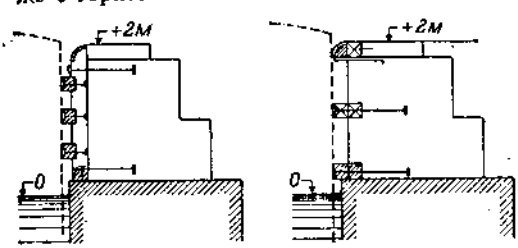
ление осуществляется из наклонно забитых одиночных свай (черт. 70-а), либо прислоненных к откосному укреплению, либо стоящих отдельно от него (черт. 70-б). Для передачи удара или нажима судна на несколько таких свай они иногда связываются продольным брусом. Конечно такие отбойные сваи без верхнего упора возможны лишь при мелких судах: рыбачьих ботах, шхунах, судовых переправах, лихтерах и т. п.; при более значительных судах для головы сваи необходим упор (черт. 70-а), осуществляемый обыкновенно в виде продольного бруса между сваей и строением берегового укрепления.



Черт. 71. Тип отбойного пала у набережной.

Так же разрешается вопрос охраны причальной линии и для эстакад (черт. 71), при чем особенное внимание необходимо уделить отбойным приспособлениям при железобетонных конструкциях, легко поддающихся сложным повреждениям от ударов судов. В этих случаях часто перед эстакадами забиваются не только отдельные сваи, но целые палы и специальные отбойные кусты.

Для охраны набережных могут применяться упомянутые выше отбойные сваи; при более значительных глубинах, т. е. при больших калибрах судов, сваи не выдерживают и взамен их устраиваются охранные рамы. Из разнообразных типов этих рам (черт. 70), повидимому, лучшей является рама, состоящая из элементов, расположенных в двух направлениях—горизонтальном и вертикальном—и находящихся в одной плоскости, или же с горизонтальными элементами, расположенными снаружи (рис. 72).



Черт. 72. Тип отбойной рамы у набережной.

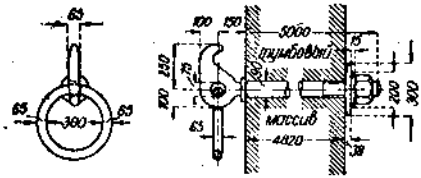
При устройстве охранных рам необходимо придавать им такую толщину, при к-рой судно, опираясь в них верхними частями своего борта, было бы обеспечено от соприкосновения в подводных своих частях с выступами набережной: между габаритом судна и набережной должен существовать зазор не менее 30—45 *см*.

Приспособления для укрепления судов у причальной линии.

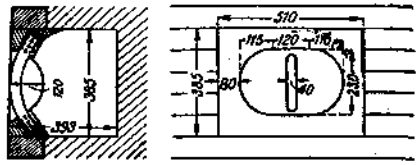
Приспособления для укрепления судов у причальной линии состоят из рым и причальных тумб. Под первыми разумеются кольца, заделанные либо на лицевой грани набережной стенки (черт. 73-а), либо у кордона стены (черт. 73-б). Первым типом рымов пользуются обыкновенно лодки, боты и катера, а вторым—суда малых и средних размеров. Тумбы, применяемые на набережных, ставятся у самого кордона (черт. 74 и 75).

Расчет рымов и тумб.

Расчет причальных приспособлений ведется по разрывающему усилию в швартовом тросе наибольшего судна, к-рое может ими пользоваться. Размеры швартового троса регламентированы в разных странах (см. та-

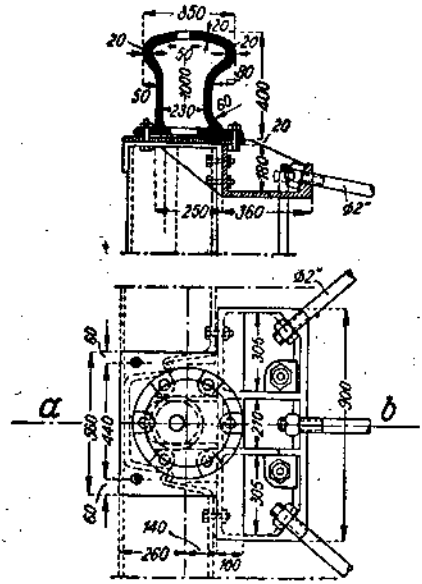


Черт. 73-а. Тип рыма на лицевой грани набережной.



Черт. 73-б. Тип рыма у кордона набережной.

блицу 18) и являются функцией от тоннажа судна, а по диаметру троса устанавливается и разрывное его усилие. При этом следует исходить из усилия одного конца швартового троса, допуская в элементах конструкций напряжения с нормальным для данного материала коэф-том запаса. Возможная перегрузка от пришвартовывания на один рым или тумбу двух судов или от накидывания «бухты» учитывается уменьшением коэф-та запаса в таких сравнительно редких необычных случаях; иногда, впрочем, весь расчет ведется на усилие, равное $2P$.



Черт. 74. Тип тумбы у кордона набережной.

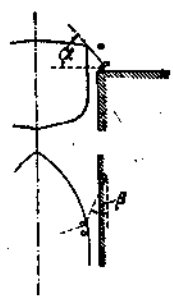
Табл. 18.

Длина судна в *м*	Диам. метал. троса в *мм*	Времен. сопр. в *т*
50	22	18
100	34	46
150	48	93
200	63	154
220	67	176
240	68	186
260	73	200

В конструкции рыма кольцо его рассчитывается, как кривой брус по усилию P; крюк, если он имеется, рассчитывается, как грузовой крюк подъемных механизмов (Hutte, т. I, 1926 г., стр. 1009); стержень рыма поверяется на изгиб от эксцентриситета подвески кольца и растяжения силой, перпендикулярной к кордону набережной: $N = P \cdot \cos\alpha \cdot \sin\beta$, где α—угол наклона троса к горизонту, а β—угол между горизонтальной проекцией троса и линией кордона; напряжение от изгиба будет:

$$\sigma = \pm \frac{M}{W} + \frac{N}{F}.$$

В конструкции тумбы рассчитываются тело тумбы и анкерные болты на действие разрывающего усилия троса P или, вернее, его вертикальной (черт. 75) составляющей $V=P\cdot\sin\alpha$, горизонтальной составляющей $H=P\cos\alpha$, затем составляющей, параллельной кордону, $T=H\cdot\cos\beta=P\cdot\cos\alpha\cdot\cos\beta$ и наконец составляющей, перпендикулярной кордону, $N=P\cdot\cos\alpha\cdot\sin\beta$. Головка тумбы поверяется на изгиб, растяжение и срез от сил V, N и T, при чем наименьший размер D ее шейки должен быть в 500 раз больше диаметра δ проволоки троса. Болты, соединяющие головку тумбы с фундаментной плитой, разделяются на две группы (черт. 74): задние, горизонтальные, предназначены для воспринятия силы N, передние же, вертикальные — для силы V; при действии силы T обе группы болтов работают совместно на срез. При m болтах первой и n болтах второй группы и при одинаковом диаметре d всех болтов эти поверки выполняются по ф-лам напряжений:



Черт. 75. Схема действия сил на тумбу.

$$\sigma_m=\frac{N}{m\frac{\pi d^2}{4}}\leqslant R_p;\ \sigma_n=\frac{V}{n\frac{\pi d^2}{4}}\leqslant R_p;$$

$$\tau=\frac{T}{(m+n)\frac{\pi d^2}{4}}\leqslant R_{cp},$$

где: R_p—прочное сопротивление на растяжение, а R_{cp}—на срезывание.

По этим же ф-лам рассчитываются и главные болты, прикрепляющие плиту к кладке после нахождения осевых и нормальных составляющих действующих на них сил.

Кроме расчета элементов самого причального приспособления необходимо поверить устойчивость и прочность той конструкции (набережной, пирса, эстакады), к к-рой это приспособление непосредственно прикреплено. При этом в массивных набережных усилием T в большинстве случаев можно пренебречь в виду весьма значительной величины сопротивления такой набережной продольным деформациям, усилия же N и V должны быть учтены поверкой массива, в к-ром заделана тумба. При сквозных конструкциях необходимо точно учесть влияние V, T и N на элементы конструкции.

В сквозных легких конструкциях (эстакадах) усилие от причальной тумбы передается часто специальным устройством, осуществляемым в виде массива, или анкерной плиты, или козла, связанных с тумбой (рымом, причальной сваей) металлическими тяжами.

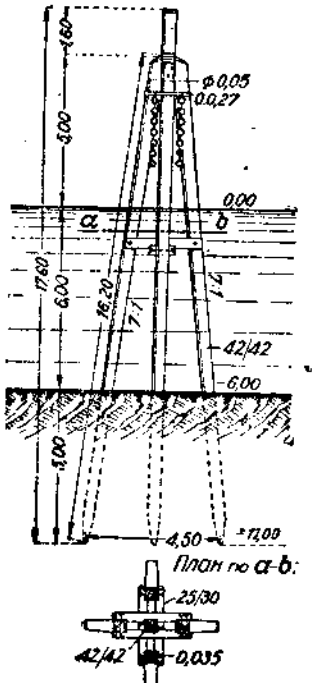
Приспособления для установки судов на водной площади.

Для установки судов на водной площади порта применяются палы (черт. 76 и 78) и бакены (черт. 77) (бочки).

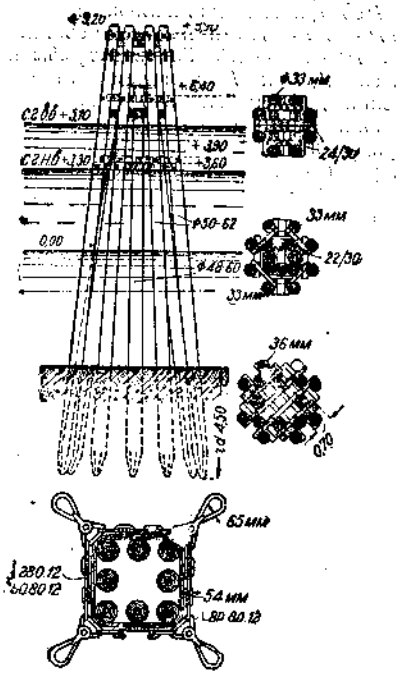
Палы.

Палы (франц.—ducs d'Albe, немецк.—Dalben, англ.—dolphins), состоящие из нескольких забитых в дно бассейна свай, сооружаются почти исключительно из дерева, в редких лишь случаях из железобетонных свай, так как последние в случае повреждения судном представляют большие затруднения при ремонте. Число свай, образующих пал, зависит от требуемого от него сопротивления, т. е. от размеров швартующихся у него судов; это число колеблется от 3 до 20 и более.

В отношении конструкции пал следует различать два основных типа: жесткий и упругий. Первый из этих типов (черт. 76-а) характеризуется на-

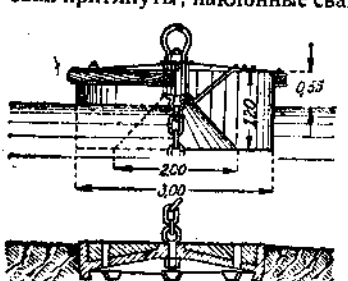


Черт. 76-а. Тип жесткого пала.



Черт. 76-б. Тип упругого пала.

клонным положением свай, кроме средней, к к-рой вверху все остальные сваи притянуты; наклонные сваи получают уклон от 4 : 1 до 10 : 1. Средняя свая и служит для зачалки и швартовки, соединение же между сваями выполняется посредством сильных болтов, скоб, металлических бугелей и обвязок. При этой конструкции усилия в сваях от нажима или удара судна получаются лишь осевые.

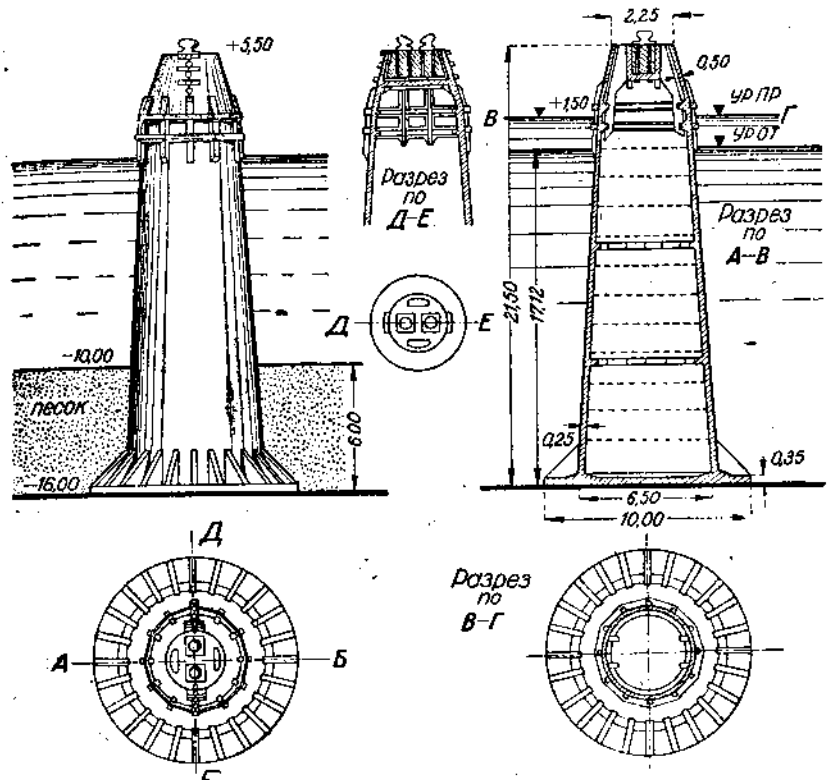


Черт. 77. Тип причальной бочки

Во втором типе пал, упругих (черт. 76-б), в отличие от первого, все сваи забиты вертикально, и эт му они при нажиме судна или ударе пружинят. В этом отношении они представляют упругий буфер для судна, но сваи в них при нажиме или ударе судна получают не осевые усилия, а изгибающие. Интересны по конструкции и методу производства работ построенные недавно в Роттердамском порту палы в виде башен из массивов-гигантов (черт. 78) высотой до 20 *м*, с диаметром нижнего основания до 10 *м*. Эти

башни отливаются в виде полых массивов в сухом доке, затем выводятся на плаву к пристани, наращиваются у нее и на плаву буксируются к месту работ, где затопляются в подготовленную яму, заполняются песком и надстраиваются верхушкой с кольцом для швартовки.

Расчет пал может быть произведен по тем же приемам, что и свайное основание в сквозных сооружениях,—либо простым разложением сил по сваям, либо с учетом деформации, по одному из приведенных выше приемов



Черт. 78. Тип пала в виде массива-гиганта.

(Якоби, Герсеванова, Некентведа) и наконец—реже—точным методом, когда конструкция представляет раму (в случае железобетонного пала).

Бочки.

Бочки, или буи, для швартовки судов (франц.—bouee d'amarage, немецк.—Ankerboyen) состоят из цилиндрических полых тел (черт. 77) диаметром от 2 до 3 *м*, обыкновенно с вертикальной осью. Иногда нижней части придается коническая форма. Прежде они делались из дерева, ныне почти исключительно из железа. Водоизмещение бочки, а след. и полезное,

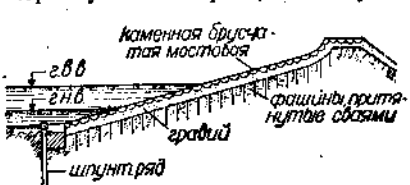
вучесть и размеры должны быть подсчитаны так, чтобы бочка не тонула под тяжестью приходящихся на нее цепей с судна. Установка бочки на место осуществляется с помощью цепи, с к-рой она связана посредством вертлюга и элемента, прикрепляющего цепь ко дну; таким элементом обыкновенно служит металлическая плита диаметром до 2,5 *м*, весом до 5 *т*; обыкновенно для лучшего прилегания ко дну плита снизу делается вогнутой. В мягких грунтах вместо плиты применяется винтовой якорь с широкими лопастями, диаметром до 1—1,5 *м*; эти винтовые сваи погружаются в случае назначения бочки для больших судов на глубину от 2 до 4 *м*. Цепи буя должны быть такой длины, чтобы при самом высоком стоянии воды он возвышался над ее поверхностью.

Литература.

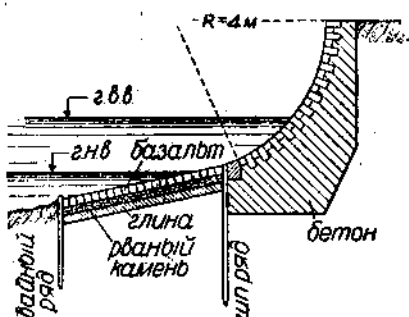
1. Э. К. Якоби, Расчет набережных, 1912 г. 2. Э. К. Якоби, Расчет шпунтовых стенок, 1912 г. 3. Н. П. Соколов, Портовые набережные, Москва, 1927 г. 4. В. А. Малюков, Обделка берегов приморских гаваней (в двух частях), Ленинград, 1928 г. 5. Н. М. Герсеванов, Расчеты фундаментов гидротехнических сооружений на основании учета деформации построенных сооружений, Москва, 1923 г. 6. В. Е. Ляхницкий, Курс морских и речных портов, 1926 г., §§ 23 и 49—51. 7. В. А. Малюков, глава III из курса «Портовые сооружения» под общей редакцией В. Е. Ляхницкого. 1931 г. 8. Н. А. Смородинский, глава III и IV из того же курса «Портовые сооружения», 1931 г. 9. Otto Schultze, Seehafenbau. II ч. Kap. XI. 1911. 10. Bénézit. Cours des ports et travaux maritimes, livre II, Chap. IV, 1922. 11. G. Green, Wharfs and piers, New-York, 1917. 14. O. Франциус — Основания и фундаменты, 1930 г. 13. O. Franzius — Verkehrswasserbau, Teil XI. 1927. 14. Brennecke, und Lohmeyer, Der Grundbau. 15. G. Rogge, Ausrüstung der Seehafen mit landfesten Pollern, Berlin, 1930. 16. Emperger, Handbuch für Eisenbeton. Band IV. «Wasserbau». 1930. 17. А. А. Андреев, Отбойные приспособления. 1931.

Укрепление морского берега.

Вопрос об укреплении берега возникает в практике портостроения в двух основных случаях: во-первых, когда морское побережье, не защищенное оградительными сооружениями и находящееся вне порта, подвергается разрушительному действию моря и это разрушение угрожает расположенным вблизи жилым местам, путям сообщения, промышленным и иным устройствам, и, во-вторых, когда внутри порта участок берега, используемый для перегрузочных или служебных операций, может по условиям работы не иметь набережной, но должен быть приведен в неизменяемое прочное состояние.



Черт. 79. Тип берегового укрепления в виде одежды по откосу, подверженному волнению.

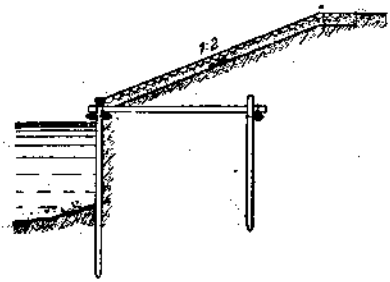


Черт. 80. Береговое укрепление в виде стенки на берегу, подверженном волнению.

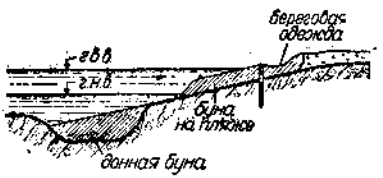
В первом случае, когда берег может подвергаться действию весьма сильных волн, укрепление бывает двух типов: либо в виде покрытия одеждой

берегового откоса (черт. 79), либо в форме особой оградительной стенки (черт. 80).

Во втором случае, отвечающем более спокойным, в смысле волнения, районам, укрепление устраивается в виде откосной одежды, при чем откосу придается более крутой характер, чем на открытом морском берегу (черт. 81). При совершенно открытых пляжах кроме непосредственного укрепления самого берега приходится еще принимать меры к защите прилегающего пляжа, т. к. его разрушение угрожает самому берегу, а иногда к защите прибрежных частей моря от размыва береговыми течениями. Для этих целей сооружаются на пляже и на руслах прибрежных потоков поперечные подводные траверсы или буны (черт. 82).



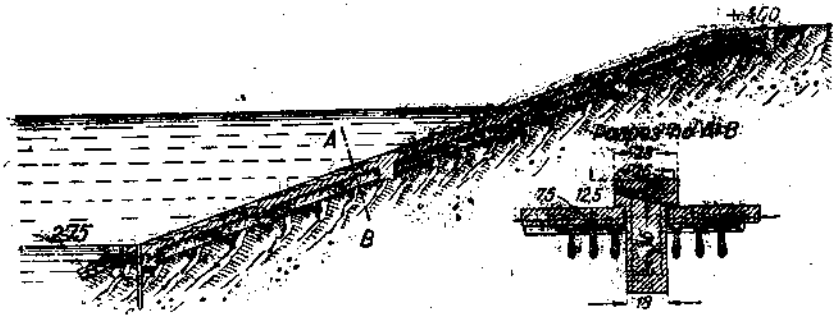
Черт. 81. Тип берегового укрепления при отсутствии сильного волнения.



Черт. 82. Схема общего расположения берегоукрепительных сооружений на открытом берегу.

§ 1. Береговые одежды.

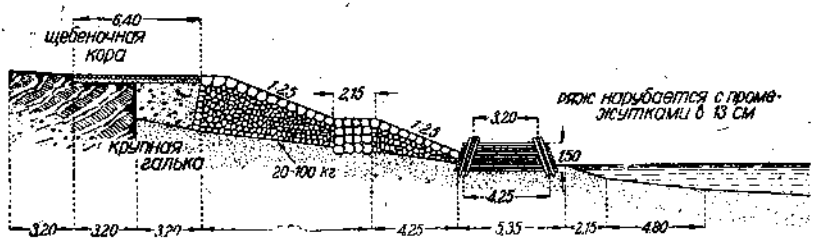
Береговые одежды, прикрывающие открытые берега, подверженные волнению (черт. 79), характеризуются общим пологим начертанием в



Черт. 83. Тип берегового укрепления в виде одежды системы де-Мюральта.

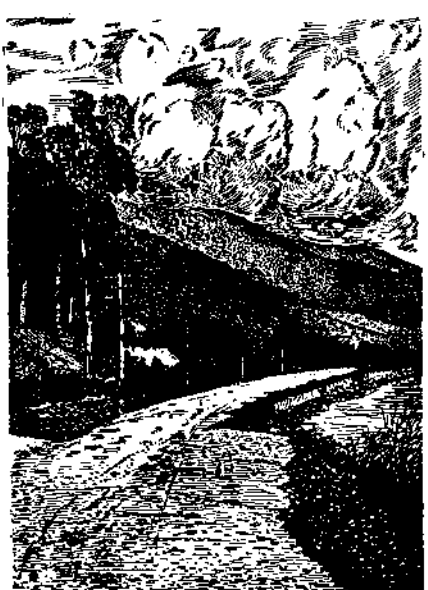
соответствии с естественным откосом пляжа, прочностью самой одежды и сильным прикреплением самой одежды к берегу. Нижний край одежды доводится на некую глубину—до 1—1,5 *м* ниже ординара, где он прочно укрепляется с помощью сплошного продольного ряда свай или опорной стенки, а верхний край поднимается до горизонта самых высоких вод и даже немного выше. Самая одежда составляется из бутыжной или брусчатой мостовой на подсыпке гравия или щебня, как показано на черт. 79, или же из бетонных или железобетонных плит. Одним из распространенных типов таких одежд является одежда системы инж.

де-Мюральта (черт. 83), состоящая из ряда расположенных по линии наибольшего ската берега железобетонных балок двутаврового сечения, заделанных на 0,3 *м* в грунт берега; между ними, входя под их пазы, отли-



Черт. 84-а. Разрез берегового укрепления, осуществленного в Гаграх (Черное море) для защиты от разрушительного действия моря.

ваются плиты, налегающие друг на друга по направлению откоса наподобие черепицы. Поверхность такой одежды имеет вид очень пологой лестницы, на к-рой лучше разбивается и обессиливается волна и по к-рой при осмотре удобно ходить.



Черт. 84-б. Общий вид прибрежного шоссе в Гаграх, разрушенного волнением.

В 1923 г. инж. Н. К. Анисимов применил укрепление разрушенного берега в Гаграх с использованием местных материалов—дерева и камня, что позволило за четыре месяца восстановить нарушенное сообщение по побережью (черт. 84-а 84-б, 84-в, 84-г). Основная причина разрушения берега — нарушение берегового режима вследствие устройства мола в 1916 г. Мол прекратил доступ гальки, передвигавшейся по берегу, что и вызвало наступление моря. Штормы произвели непосредственное разрушение, т. к. волна на пути своем не встречала пологого галечного пляжа, а прямо ударяла в мягкий берег (черт. 84-а).

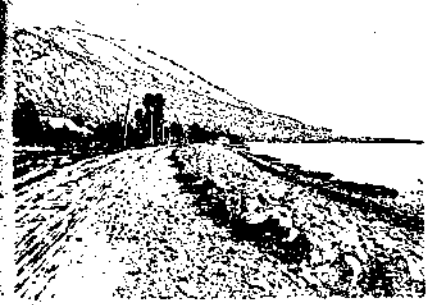
Применение плоского ряжа по урезу (черт. 84-б) предотвращало возможность опрокидывания ряжа, выступающие буны ускорили процесс образования пляжа при разрушившемся море, когда галечник вновь пошел по побережью. Конструкция ряжа и бун—сквозная. Укрепление исправно работает восьмой год. Море отступило от берега (черт. 84-в, 84-г).

При береге, не подверженном действию волнения, береговое укрепление, имеющее целью придать ему лишь определенную неизменяемую форму, устраивается легкого типа с более крутым откосом, иногда—в виде

простой хворостяной обделки; если у такого откоса производятся грузовые операции, он покрывается каменной мостовой или бетонной одеждой.

§ 2. Береговые стенки.

Береговые стенки, возводимые в случаях сильных и высоких волн, устраиваются обыкновенно с пологим передним очертанием, начинающимся от самого дна (черт. 80); укрепления этого типа состоят из двух частей: из передней рисбермы и самой стенки, плавно стыкающихся у подошвы стены. Уклон рисбермы сооружения составляет $^1/_8$—$^1/_5$ и бывает даже положе,



Черт. 84-в. Общий вид восстановленного участка размытого волнами шоссе в Гаграх.

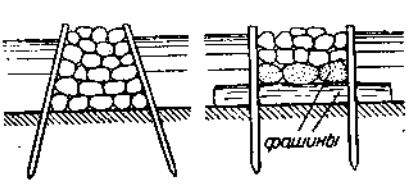


Черт. 84-г. Общий вид зарастания берега в Гаграх в месте создания защиты разрушенного берега.

а криволинейное очертание стены в виде козырька назначается по дуге круга диаметром до 4—5 *м* или по плавным кривым, радиус кривизны к-рых постепенно увеличивается вниз, к рисберме, и уменьшается кверху. Гребень стенки поднимается на высоту, обеспечивающую берег от заливания брызгами волны.

§ 3. Береговые буны.

Береговые буны, сооружаемые нормально береговой линии в известных расстояниях друг от друга, имеют целью, во-первых, удерживать песчаные массы, поднимаемые волнением, от уноса с данного места, во-вторых, способствовать оседанию наносов, приносимых водой же из других районов побережья. Результатом их действия является в первом случае сохранение пляжа и берега, во втором случае—нарастание берега. При отсутствии передвижения наносов вдоль берега применение бун мало полезно; достаточно в этом случае покрыть откос одеждой.



Черт. 85. Тип береговой буны легкой конструкции.

Буны возводятся, начиная от уреза ординара моря, до границ защищаемой полосы пляжа, что дает длину бун в Балтийском море от 20 до 60 *м*, а в открытых морях—от 50 до 200 *м*, а иногда и больше. Гребень бун располагается в морях бесприливных на высоте ординара, а в приливных морях на высоте среднего уровня, при чем ему придают уклон от $^1/_{50}$ до $^1/_{80}$, в соответствии с естественным уклоном дна; верховые концы бун должны быть прочно заделаны в берег, лучше всего в продольную береговую одежду или стенку,

Взаимное расстояние бун между собой обыкновенно составляет от одной до полуторной длины самой буны.

Простейшим типом защитных бун является обыкновенно одиночный или двойной ряд свай. Более прочным типом является каменная наброска между двумя рядами свай (черт. 85).

§ 4. Укрепление русла береговых протоков.

Для укрепления русла береговых протоков (черт. 82), угрожающих берегу подмывом, и для отклонения от берега их направления сооружаются в нек-ром расстоянии друг от друга особые прочные донные запруды, расположенные поперек этих русел. По своему типу они в известной степени напоминают рассмотренные выше береговые буны, но получают бо́льшие размеры. Поэтому эти сооружения обходятся очень дорого и применяются лишь в исключительных случаях.

Литература.

1. В. А. Малюков, Обделка берегов, приморских сооружений (в двух частях), 1928 г. 2. В. Е. Ляхницкий, Курс морских и речных портов, 1926. 3. Otto Schultze, Seehafenbau, II. Кар. XI. 1911. 4. Bénézit, Cours des ports et travaux maritimes. Livre II. Chap. III. 1922. 5. Mathews, Coast erosion and protection, London, 1913.

Эллинги.

Эллингами принято называть сооружения, служащие для установки на них судов во время их постройки до спуска на воду, а также сооружения, имеющие своим назначением подъем на них судов из воды для установки на время ремонта и для последующего спуска на воду.

§ 1. Классификация эллингов.

В соответствии с этими двумя назначениями эллинги разделяются на судостроительные (франц.—cale de construction, немец.—Helling, англ. shipbuilding slip) и на судоремонтные или судоподъемные (франц.—cale de halage, немец.—Ausschleppe, англ.—slip или marine railway).

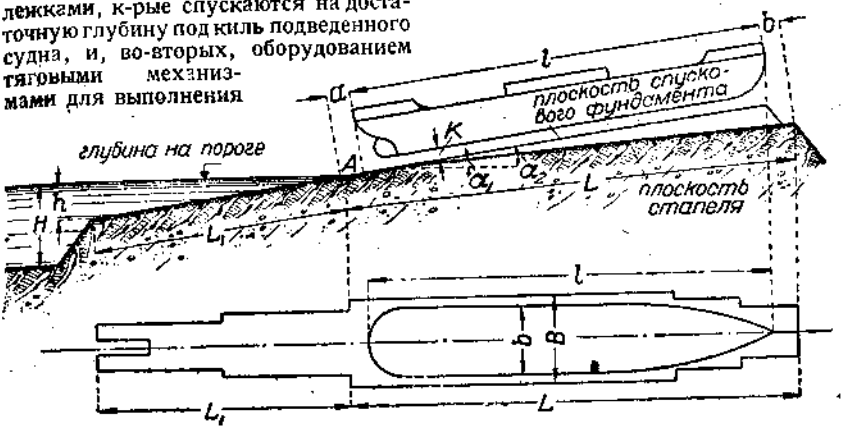
Первые из них не образуют неотъемлемой принадлежности каждого порта, возникая лишь там, где существуют благоприятные условия для судостроения, и входя в состав судостроительных устройств или заводов на ряду с другими элементами, как-то: судостроительными бассейнами, молами, судостроительными и механическими мастерскими.

Вторая группа эллингов, имеющих назначением извлечение судов из воды для ремонта, как все судоремонтные устройства, является принадлежностью всякого, даже средней величины, порта, иногда мелких рыбачьих портов-убежищ, но, в отличие от судостроительных эллингов, круг их применения ограничивается лишь судами небольших калибров—до 1 000 *m* водоизмещения и, как исключение, до 2 000—5 000 *m*. Сравнительно малое применение эллингов для подъема судов в последнее время может быть охарактеризовано статистическими данными, устанавливающими для Англии лишь 33% таких эллингов из общего числа судоподъемных устройств, из них 22 эллинга, принимающих суда свыше 60 *м* длиной; в Америке эллинги составляют 38% из общего числа судоремонтных устройств.

В зависимости от направления движения судна при спуске судостроительные эллинги разделяются на продольные (черт. 86) и поперечные (черт. 87). В первом случае судно двигается при спуске на воду вдоль своей оси; на поперечном эллинге спуск судна происходит перпендикулярно оси его. Те и другие эллинги имеют свои достоинства и недостатки; при этом продольные эллинги применяются для судов больших калибров, обеспечивая для них более безопасные условия спуска, а поперечные эллинги пред-

ставляют удобства для сооружения серийных судов среднего и малого калибра, напр., траулеров, буксиров, дноуглубительных снарядов и т. п.

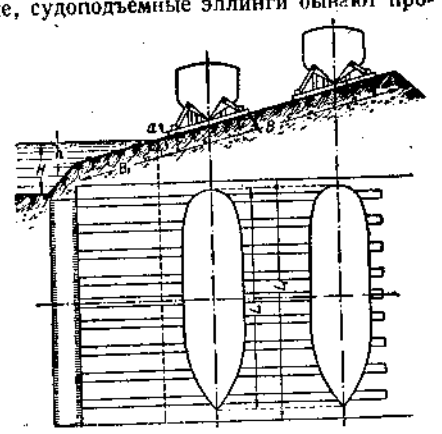
Судоремонтные эллинги отличаются от судостроительных, во-первых, наличностью приспособлений для подъема судов из воды—салазками или тележками, к-рые спускаются на достаточную глубину под киль подведенного судна, и, во-вторых, оборудованием тяговыми механизмами для выполнения



Черт. 86. Общая схема продольного судостроительного эллинга.

работы подъема судна; наличность салазок или тележки требует, конечно, большей глубины на пороге эллинга на высоту этого дополнительного элемента.

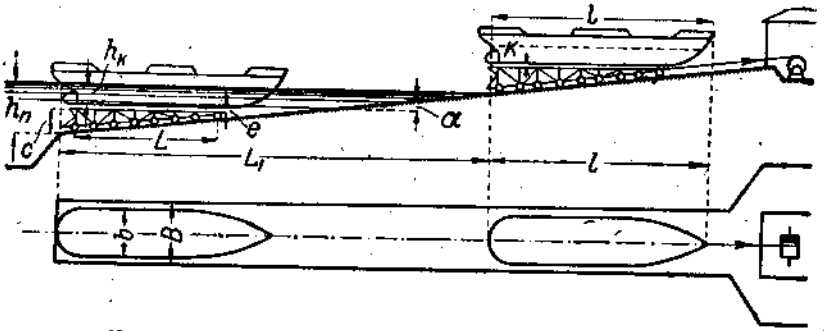
Так же, как и судостроительные, судоподъемные эллинги бывают продольные (черт. 88) и поперечные (черт. 89); кроме того, в зависимости от конструкции подъемного приспособления, они бывают с салазками, если платформа, подводимая под судно, двигается на полозьях, или же с тележками, если эта платформа опирается на катки. По имени строителей, впервые применивших эти типы судоподъемных устройств, продольные судоподъемные эллинги называются иногда Мортоновыми, а поперечные—эллингами Лабата.



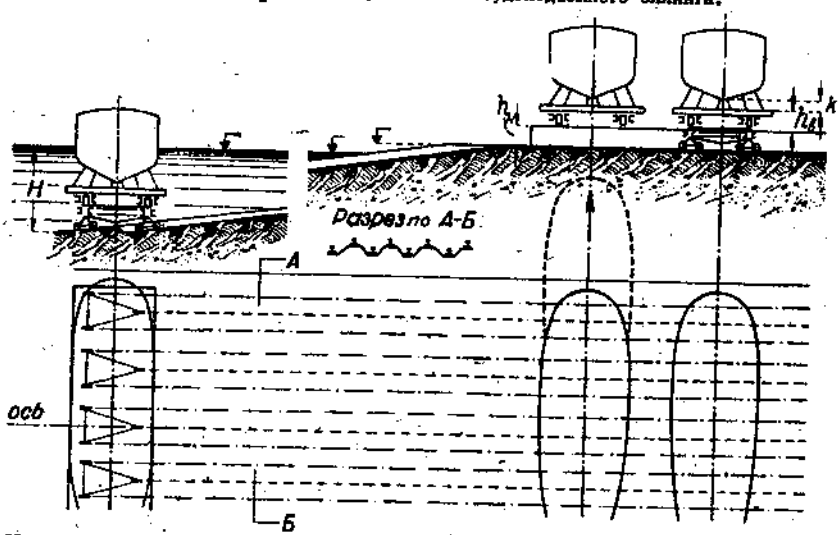
Черт. 87. Общая схема поперечного судостроительного эллинга.

Продольные судоподъемные эллинги (черт. 88), устраиваемые для судов водоизмещением по преимуществу до 1000 *т* и, как исключение, до 3000 *т* и даже до 5 000 *т*, имеют достоинством занятие небольшого участка берегового фронта, более простые конструкцию и схему подъемных приспособлений, но в то же время по сравнению с поперечными обладают рядом крупных недостатков, ограничивающих, в особенности в последнее время, их применение; к этим недостаткам надо отнести: большую подверженность судна при постановке на тележку изгибающим усилиям, чем в случае

поперечных эллингов, а также большие затруднения в эксплоатации, а именно, — при наводке судна на тележку, в особенности в случае наличия береговых течений, наконец большую продолжительность подъема. Этим объясняется, что для ремонта судов тоннажем в 1000—1500 *т* (реже до 2000 *т*) поперечные эллинги получают в последнее время большое



Черт. 88. Общая схема продольного судоподъемного эллинга.



Черт. 89. Общая схема поперечного судоподъемного эллинга (с боковыми площадками).

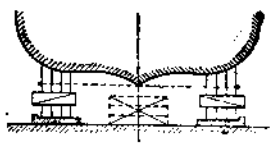
развитие, в особенности в тех случаях, когда они служат для подъема серийных судов с откаткой их на берег, на боковые ремонтные площадки (черт. 103).

§ 2. Продольные судостроительные эллинги.

а) Общая характеристика конструкции.

Судостроительный эллинг (черт. 86) состоит из четырех основных элементов: подводной части (I), называемой передовым стапелем, надводной и по-

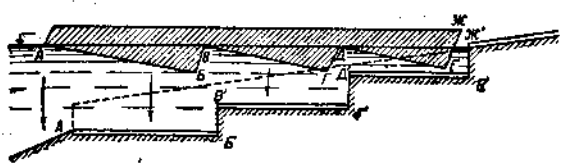
стоянной части (II), именуемой просто стапелем, наклонной плоскости скольжения (III), по к-рой совершается спуск судна и к-рая выстраивается обыкновенно для каждого данного судна индивидуально; эта плоскость носит название временного спускового фундамента; по стапелю двигаются (четвертый элемент) салазки или сани (IV), подводимые перед спуском под судно для снятия его с опор, на к-рых оно покоится во время постройки, и для спуска на них в воду. Спуск судна без этих приспособлений и непосредственным движением киля по спусковому фундаменту практикуется только для мелких судов. Кроме этих элементов надо упомянуть еще о шатровом покрытии эллинга (черт. 96) и об его механическом оборудовании (черт. 97).



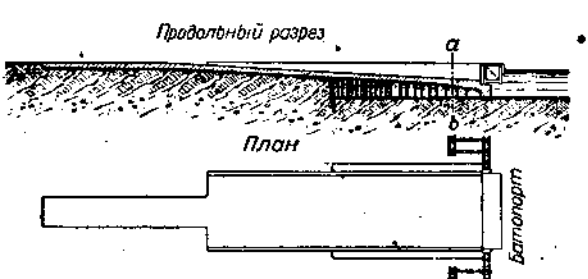
Черт. 90. Схема передачи веса судна с кильблоков на боковые полозья перед спуском.

В морях, подверженных приливам, деление стапеля на надводный и подводный условно, т. к. при отливе весь стапель может обнажаться. Верховая грань стапеля называется торцом, а низовая грань—порогом.

На стапеле продольного эллинга судно устанавливается кормой вниз, приблизительно в том положении, какое оно занимает после спуска на воде, с нек-рым диферентом на корму. Эта установка выполняется на коротких опорах (кильблоках), уложенных нормально оси эллинга в расстоянии от 1,25 до 2,5 *м*; высота кильблоков должна быть не меньше 1 *м* для предоставления возможности работать под килем, при чем отдельным кильблокам придают высоту с расчетом, чтобы киль судна занимал указанное положение. Кроме кильблоков корпус судна поддерживается сбоку рядом наклонных подпорок, упирающихся в стапель, но главный вес судна передается средней полосе стапеля под кильблоками.



Черт. 91. Наплавной спусковой фундамент передового стапеля.

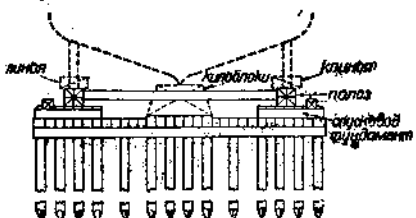


Черт. 92. Передовой стапель без наплавного фундамента.

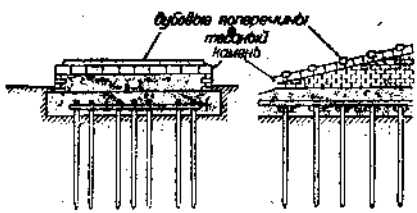
При спуске вес судна передается с кильблоков на двое полозьев салазок (черт. 90), которые составляются из брусьев и скользят по смазанной поверхности временного спускового фундамента; для этой передачи веса применяются особые клинья, к-рыми полозья подводятся под корпус судна,

Весьма важным фактором в операции спуска является уклон пути скольжения салазок, т. е. уклон спускового фундамента, к-рый должен быть назначен достаточным, чтобы судно, не развивая большой скорости, могло под действием силы тяжести двигаться вниз.

В конструктивном отношении стапели бывают с наплавным фундаментом или без него. В первых из них порог стапеля (черт. 91) всегда

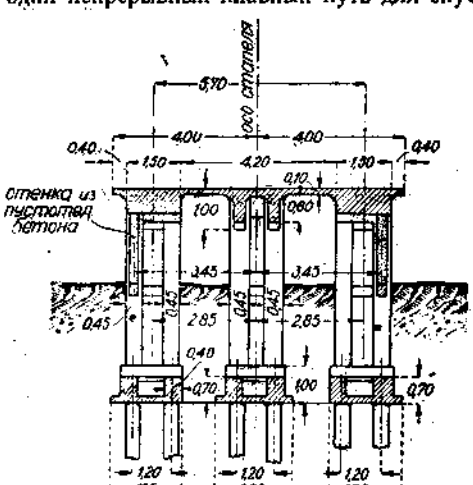


Черт. 93. Деревянная конструкция судостроительного продольного эллинга.



Черт. 94. Смешанная конструкция продольного судостроительного эллинга.

находится под водой, а перед спуском судна на подводный стапель наводится на плаву особый деревянный фундамент, который затем погружается и ложится на стапель, образуя с спусковым фундаментом надводного стапеля один непрерывный плавный путь для спуска судна. В стапелях без наплавного фундамента (черт. 92) подводный стапель огражден перемычками, под защитой к-рых вода откачивается, оголяя стапель; последний насухо подготовляется к спуску судна, после чего перемычка или специальный затвор (батопорт) удаляются и котлован затапливается. Выбор того или другого типа зависит от местных условий, в общем же в морях без приливов применяются наплавные фундаменты, в морях же с приливами предпочтительны эллинги с водоотливом. Для судов крупного калибра почти всегда применяется стапель с водоотливом.



Черт. 95. Конструкция продольного железобетонного эллинга.

Стапели судостроительных эллингов устраиваются либо сплошь из дерева в виде ростверка на свайном основании (черт. 93), или просто на деревянных клетях, либо на свайном основании с бетонным (черт. 94) или каменным полом. Сваи основания сгущаются под средней осевой полосой под килем, на к-рую передается вес судна во время постройки, и под двумя боковыми продольными полосами под полозьями спускового фундамента, на к-рые передается вес судна во время спуска. При бетонном или каменном ростверке в тело его втапливаются дубовые поперечины, к к-рым

затем прикрепляются кильблоки. В последнее время получили значительное применение железобетонные стапели, состоящие из ряда рам на сплошном (черт. 95) или свайном основании. Передовой стапель в случае бегущих течений или волнений, мешающих спуску, или при наличии наносов ограждается параллельными дамбами (черт. 92), к-рые при деревянных эллингах устраиваются в виде деревянных перемычек.

б) Установление основных размеров эллингов.

Размеры надводного стапеля продольного судостроительного эллинга определяются калибром наибольших судов, им обслуживаемых, причем большие суда строятся каждый на своем стапеле, а мелкие и средние суда—иногда по два на одном стапеле, установленные одно за другим. В случае постройки одного судна (черт. 86) на стапеле длина его выражается: $L = l + a + b$, где l—задаваемая длина судна, величины же a и b—длина площадок стапеля у кормы и у носа; при двух судах на стапеле полная длина его: $L' = l_1 + l_2 + a + b + c$, где c—площадка между обоими судами; a и c придают обычно величину в 2 $м$; расстоянию b придается 5 $м$; тогда $L = [l + 7]$ $м$; $L' = (l_1 + l_2 + 12)$ $м$. Если длина судна точно не задана и берется по тоннажу из таблиц, где дается длина между перпендикулярами, таковую надо увеличивать на длину носового и кормового пиков, составляющих в сумме около 15% длины судна между перпендикулярами.

Длина подводного стапеля определяется предварительно из условия, что глубина воды на пороге приблизительно равна средней осадке судна при спуске $h = h_{сп.}$; эта осадка рассчитывается по спусковому весу судна ($P_{сп.}$), составляющему обычно от $^1/_3$ до $^1/_4$ веса судна в полном грузу (водоизмещения); для грузовых судов океанского плавания или большого каботажа спускной вес составляет $^1/_{3,5}$ полного веса.

Принимая коэф-т полноты подводного очертания судна при спуске в 90% такого же коэф-та δ, отнесенного к грузовой ватерлинии (взятого из табл.), а длину и ширину судна на 5% меньше взятых из табл., легко найти осадку судна при спуске:

$$h_{сп.} = \frac{P_{сп.}}{0{,}9\delta \cdot 0{,}95L \cdot 0{,}95B} = \frac{P_{сп.}}{0{,}81BL\delta}.$$

По этой осадке и при уклоне i стапеля определяется длина подводного стапеля:

$$L_{под.} = \frac{h_{сп.}}{i}.$$

Определенная таким приближенным приемом длина подводного стапеля, достаточная для эскизного проектирования, должна быть при детальном проектировании уточнена расчетом спуска судна в виду серьезного значения этого размера для обеспечения правильного схода судна со стапеля при всплытии его; слишком короткий стапель может вызвать в корпусе опасные напряжения в отношении его продольного изгиба.

Ширина надводного стапеля должна превосходить ширину судна наибольшего калибра не менее 1,5—2 $м$ с каждой стороны; при установке на стапеле двух судов зазор между ними должен быть не менее 2 $м$.

Ширина подводного стапеля на протяжении от уреза воды до глубины 0,5—0,7 $м$ сохраняет размер ширины надводного стапеля или сужается до $^1/_2$—$^1/_3$ его ширины, затем участок подводного стапеля (черт. 86) состоит только из конструкции, поддерживающей спусковые фундаменты, шириной, определяемой статическим расчетом. Наконец на участке стапеля

(черт. 86) у самого порога устраиваются два узких выступающих в бассейн языка, между к-рыми образуется глубокий ковш для опускания в него носовой части судна в момент спуска, когда сани сойдут с порога и судно соскочит на воду; длина и ширина этого ковша определяются расчетом спуска судна, а для эскизного проекта длина ковша может быть принята предварительно от 10 до 15 *м*.

Глубина H бассейна за порогом определяется (черт. 86) в зависимости от глубины h на пороге, от высоты спусковых салазок K, коэф-та дополнительной осадки судна при прыжке в воду, принимаемого равным 1,75, и от запаса под килем Δh; глубина бассейна:

$$H = (h + K) \cdot 1{,}75 + \Delta h.$$

При назначении уклона i надводного стапеля и спускового фундамента принимаются во внимание следующие соображения. Уклон спускового фундамента делается для морских судов в пределах от 1 : 12 до 1 : 20,—тем круче, чем легче спускаемое судно; для малых судов в роде шаланд, лихтеров и ботов назначается даже уклон в 1 : 10; для речных судов уклон достигает от 1 : 6 до 1 : 8; для самых больших современных судов значение уклона падает до 1 : 27. Для этих судов в последнее время поверхности стапеля и передового стапеля в продольном разрезе придают вид плавной кривой с целью получить переменную и постоянно возрастающую к воде величину уклона; такое очертание теоретически правильно, ибо судно по мере опускания в воду теряет вес и встречает сопротивление воды; кроме того этим уменьшается длина подводного стапеля и облегчается давление на него.

Придавая такие уклоны временному спусковому фундаменту, необходимо самому надводному стапелю давать уклон положе самого пологого уклона временного спускового фундамента. Уклон передового стапеля (подводного) определяется условием непрерывности плоскости скольжения судна; для этого уклон передового стапеля должен быть круче уклона надводного стапеля и равен наиболее крутому уклону спускового фундамента, к-рый может потребоваться для строящихся на данном эллинге судов; при соблюдении таких уклонов на передовом стапеле можно строить временный спусковой фундамент с любым уклоном спуска.

Для больших судов хорда кривизны стапеля составляет до 60 *см*, а радиус кривизны—около 10 000 *м*. При этом необходимо иметь в виду, что криволинейная поверхность относится к спусковому фундаменту, а килевая линия сохраняет прямолинейный уклон. Установив форму спусковой линии, надо промежуток по высоте между поверхностью стапеля и ею заполнить соответствующей постоянной конструкцией или частыми деревянными клетками, к-рые хотя и дешевле, но опасны в пожарном отношении.

Длина саней (салазок), знание к-рой необходимо для выяснения распределения нагрузок на спусковой фундамент и его работы в статическом отношении, определяется из условия допускаемой наибольшей удельной нагрузки γ на скользящую поверхность саней, при к-рой сало из-под саней не выдавливалось бы. При ширине $2b$ полозьев саней из брусьев, равной от 1 *м* до 2 *м*, и при спускном весе корпуса $P_{сп.}$ длина саней:

$$l = \frac{P_{сп.}}{2 \cdot b \cdot \gamma}.$$

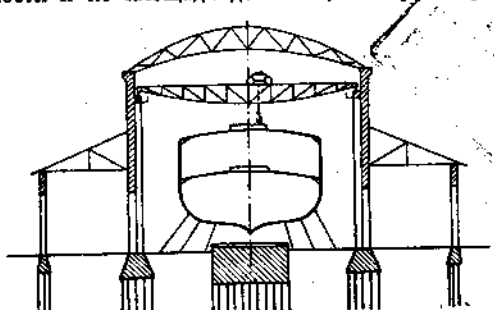
в). Внешние силы.

Внешние силы, действующие на эллинг, получают различное значение и распределение в зависимости от того, стоит ли судно на стапеле в период постройки или же движется по спусковому фундаменту при спуске на воду.

В период постройки вертикальными силами являются спускной вес судна, а также воды, наливаемой в отдельные отсеки судна и нефтяные цистерны

при испытании их. Эти силы передаются стапелю через кильблоки, расположенные по килевой линии, и боковыми подпорами (черт. 96), устанавливаемыми в две линии, по одной снаружи дорожек спускового фундамента; последний в этот период нагрузки не несет. Распределение веса судна в поперечном сечении стапеля принимается: на кильблоки в средней трети длины судна—в $^2/_3$ веса, а в концевых частях—полный вес судна; на боковые подпоры принимается в средней трети длины судна на каждом борту по $^1/_4$ веса, а в крайних третях—по $^1/_3$ веса соответствующей трети судна на борт. Распределение веса судна по его длине должно быть задано проектом судна особой эпюрой; в общем случае для грузовых судов в средней трети длины сосредоточено до 40% его веса, в кормовой трети—35%, и в носовой—25%. Делением этого веса на длины соответствующих частей судна получается нагрузка на *п. м* стапеля. Кроме веса судна необходимо учитывать также и вес воды, к-рой заполняют на стапеле для испытания на гидростатическое давление двойное дно, носовой и кормовой отсеки, а также топливные цистерны; вес этой воды определяется по объему, занимаемому ею в отсеках судна.

Продольными силами в период постройки являются продольная составляющая $D = OK$ веса судна (черт. 99, *а*), давление ветра вдоль оси судна или нормально ей. Давление ветра рассчитывается по установленным (см. § 5) нормам интенсивности и по площади действия, за к-рую принимается миделевое сечение судна или поверхность борта, дополненные сечением подмостей и самого стапеля. Продольная составляющая веса судна, к-рая значительно меньше такой же силы, развивающейся при спуске судна, в этом случае покоя судна не учитывается.

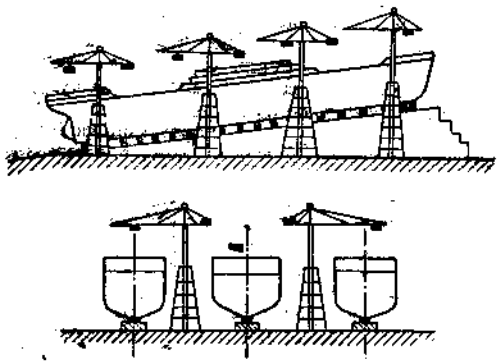


Черт. 96. Тип шатрового покрытия над стапелем.

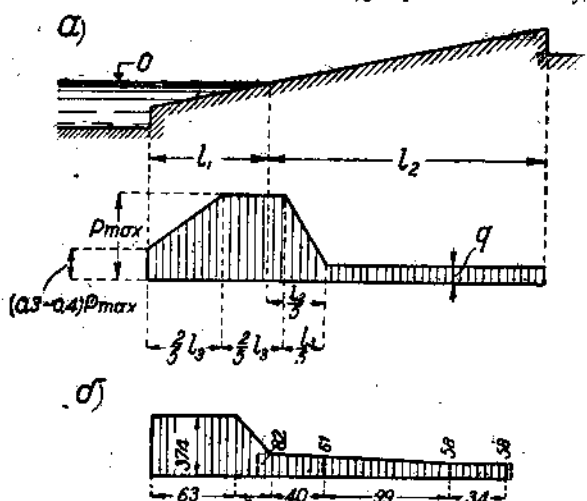
В период спуска вертикальными силами являются спускной вес судна и «баксовое» давление, передаваемые спусковому фундаменту через салазки; кильблоки и боковые подпоры, несшие нагрузки в первый период (постройки), в период спуска нагрузок не несут.

Вертикальное давление от судна на салазки определяется в зависимости от спускового веса $P_{сп.}$, длины l и ширины $2b$ полозьев и не должно превосходить $max\,\gamma = \frac{P_{сп.}}{2 \cdot b \cdot l} \leqslant 25\ т/м^2$ по условиям невыжимания сала из-под полозьев. Погонная наибольшая нагрузка на спусковой фундамент составит $max\,p_{пог.} = 25 \cdot 2b = 25 \cdot 2 = 50\ т/м$, если $2b = 2\ м$. При учете неравномерности распределения этого давления по отдельным клеткам, передающим вес корпуса судна на сани, а также ударно о характера приложения этих сил при движении судна приведенная выше нагрузка $max\,p_{пог.}$ увеличивается умножением на коэф-т неравномерности и ударности $= 1{,}25 - 1{,}30$. Эта погонная нагрузка ($1{,}3\ max\,p_{пог.}$) принимается распределенной по всей длине спускового фундамента, от торца стапеля и до точки его, отвечающей положению носовой части спускающегося

судна в момент начала его всплывания. С этой точки на спусковой фундамент начинает действовать особая вертикальная сила, называемая баксовым давлением и представляющая давление носовой части судна (черт. 98), еще опирающейся на спусковой фундамент, под влиянием приподнимающего вверх действия воды на его кормовую часть, к-рая оторвалась от стапеля и уже всплыла. Точное определение этого давления и пределов его передачи на спусковой фундамент выполняется в специальном расчете спуска корабля (см. отдел судостроения), для эскизного же проекта принимается ориентировочно, на основании данных практики, что баксовое давление проявляется (черт. 98) на участке, начинающемся выше уреза воды на расстоянии $^1/_8$ длины надводного стапеля, считая от уреза воды, и что наибольшая величина его составляет $^1/_3$ спускового веса судна, считая



Черт. 97. Перегрузочное оборудование судостроительного эллинга.



Черт. 98. Схема распределения баксового давления.

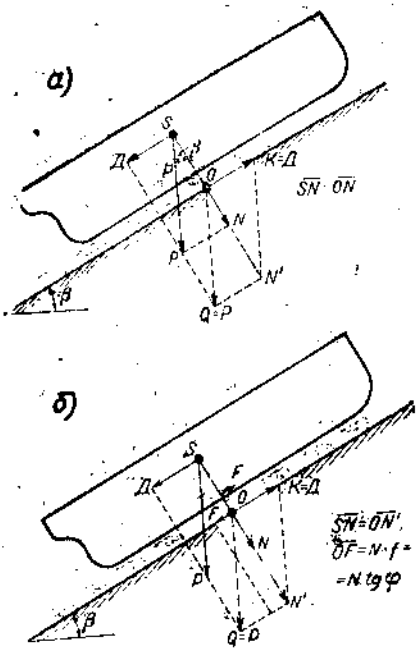
на оба полоза вместе; это давление нарастает постепенно на протяжении $^1/_4$ указанного участка (черт. 98, *а*), считая от верхового его предела, держится затем на максимальном значении на $^2/_5$ длины этого участка и затем далее к порогу стапеля падает. На черт. 98, *б* приведена эпюра давления

от судна с спусковым весом в 25 500 *m*, принятая при расчете эллингов верфи «Вулкан», в Гамбурге.

Продольные силы, действующие на стапель в период спуска судна, состоят из составляющей $Д = OK$ веса судна (черт. 99, *б*), давления ветра, силы трения саней о спусковой фундамент, давления толкачей и курков и наконец раскачивания движущегося судна; продольная сила $Д$ уменьшается на силу трения F.

Давление ветра в торец стапеля и судна, а также на боковую их поверхность сохраняет ту же величину, что и для периода постройки.

Сила трения F салазок о спусковой фундамент определяется в зависимости от нормального к его поверхности давления судна и от коэф-та трения полозьев о фундамент; нормальное давление $N = P_{сп.} \cdot \cos\alpha$, где α—угол наклона фундамента; сила трения $F = N \cdot f$, где f—коэф-т трения $= 0{,}03 — 0{,}05$. Принимая при малом угле α запас прочности $\cos\alpha = 1$, получим: $F = P_{сп.} \cdot 0{,}05$. В тот момент, когда судно перед самым началом спуска, после удаления из-под него последних кильблоков и подпор, удерживается еще от начала движения вниз с помощью стрел D и курка E—F (черт. 100), на среднюю и низовую секции стапеля BC и CD будет в соответствующих точках передаваться сила, движущая судно вниз, т. е. $T = P_{сп.} \cdot \sin\alpha = P_{сп.} \cdot \operatorname{tg}\alpha = P_{сп.} \cdot i$, где i—уклон спускового фундамента. Эта сила, равная $\overline{OK}$, приложена к стапелю и действует вверх по стапелю.



Черт. 99. Схема распределения сил, действующих на стапель; а) во время постройки судна; б) во время спуска.



Черт. 100. Расположение задержников и толкача в момент перед спуском судна.

В случае недостаточной величины движущей силы T при увеличившемся трении (при холодной погоде) применяются толкачи (чертеж 100), к-рые развивают силу, равную 0,05 спускового веса судна и передающуюся через упор в стапель.

Сила торможения, осуществляемая иногда при спуске крупных судов, может быть оценена тоже в $0{,}05\ P_{сп.}$ и приложена по всей длине саней так же, как сила трения.

Сила раскачивания судна в направлении поперек стапеля во время движения не поддается пока теоретическому исчислению и принимается равной величине $\frac{P_{сп.}}{40}$ и приложенной по всей длине саней.

Кроме приведенных выше сил, действующих на основные элементы конструкции эллинга, необходимо отметить еще нагрузку на поверхность стапеля между основными балками под кильблоками и балками под спусковыми фундаментами, которая принимается в 1—2 $т/м^2$, а также нагрузку на поверхность стапеля (плиту) между балками, поддерживающими боковые подпоры. Эта последняя нагрузка в виду возможности установки по недосмотру подпорки не на балку, а на плиту, принимается в 3—4 $т/м^2$.

Схема расчета эллинга. Расчет продольного судостроительного эллинга под действием рассмотренных выше сил состоит в поверке по правилам статики сооружений отдельных элементов конструкции эллинга, на к-рые таковая может быть расчленена. В случае деревянной конструкции в виде (черт. 93) ростверка на деревянных сваях и деревянных настилов на стапеле расчет сводится к обычной поверке свай на глубину забивки, на сжатие и продольный изгиб, затем к поверке избранных размеров элементов ростверка в виде балок и стоек, работающих на изгиб, иногда в виде деревянных ферм мостового типа. При железобетонной конструкции, осуществляемой в форме свай, балок, рам и плит, расчет сводится тоже к поверке этих элементов по правилам строительной механики.

§ 3. Поперечные судостроительные эллинги.

Поперечные эллинги, сохраняя такой же общий состав, как и продольные, отличаются от них более крутым уклоном спускового фундамента благодаря спуску судна лагом, при к-ром судно не испытывает напряжений, зависящих от уклона, а разгон судна при спуске быстро погашается сопротивлением воды.

Поперечные эллинги, в отличие от продольных, устраиваются всегда с наплавным фундаментом, в редких случаях (в Сев. Америке) они сооружаются совсем без подводного стапеля с порогом, расположенным выше уровня воды; впрочем, эта система вследствие риска для судна не получила распространения.

Надводный стапель поперечного эллинга в общем имеет ту же конструкцию, что и продольный, с той лишь разницей, что продольная ось его направлена не нормально, а параллельно берегу (черт. 87); спусковой фундамент состоит не из двух дорожек, расположенных вдоль бортов судна, а из нескольких, расположенных нормально оси судна; число дорожек зависит от длины судна.

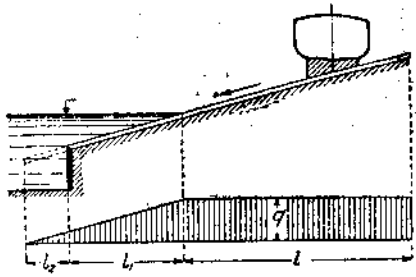
Отдельные полозья (черт. 87), скользящие по этим дорожкам, связываются в одну общую конструкцию саней, внутри к-рых на кильблоках и боковых подпорах покоится судно; последнее остается на них как в период постройки, так и в период спуска, во время к-рого вся конструкция саней с кильблоками и подпорками опускается в воду. При таком устройстве никакой передачи веса судна с одних опор (кильблоков) на другие (спусковые фундаменты) перед спуском не происходит, баксовое давление отсутствует, полный вес судна передается в течение постройки и спуска через сани ряду спусковых полос фундамента, расположенных нормально берегу. Все это упрощает конструкцию поперечного эллинга и его расчет по сравнению с продольным.

Основные размеры надводного стапеля (длина и ширина) определяются так же, как и для продольного эллинга (стр. 731); в продольном направлении (по оси судна) стапель сооружается горизонтальным; редко придается ему небольшой уклон, отвечающий уклону киля судна на плаву.

Спусковые фундаменты в виде полос, шириной в 1—2 $м$, очерчиваются обычно по прямой линии с уклоном в пределах от $^1/_8$ до $^1/_{12}$ как в

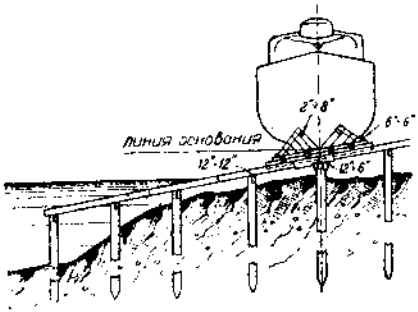
подводной, так и в надводной части. Глубина на пороге назначается, как и в продольном эллинге, равной средней осадке h судна в спусковом состоянии. В нек-рых случаях, в особенности в Америке, в целях экономии не доводят подводную часть спускового фундамента до этой глубины, обрывая его раньше и заставляя судно сделать прыжок в воду; в последнее время такая конструкция встречается очень редко.

Длина саней, считая таковую нормально оси судна, превосходит ширину его корпуса, достигая 20 *м*; число отдельных полозьев и дорожек определяется не по допускаемой удельной нагрузке на полозья, что давало бы незначительное число их и опасное для судна редкое расположение их, а по числу шпангоутов, по одному полозу на один или два шпангоута. Глубина бассейна H непосредственно за порогом (черт. 87) должна обеспечить свободное всплывание судна, под килем к-рого остаются сани со спусковым устройством. Если высоту саней и спусковых устройств обозначить через a, коэф-т дополнительного погружения судна при спуске—b, а запас под килем—через K, то глубина бассейна должна быть: $H = (h_{сп.} + a) \cdot b + K$; обычно $a = 0{,}75—1{,}0$ *м*, $b = 0{,}3$ *м*; $K = 0{,}3$ *м*.



Черт. 101. Схема распределения сил на поперечном стапеле.

Величина и распределение внешних сил в поперечном эллинге те же, что и в продольном, с той лишь разницей, что отсутствует баксовое давление, а потому нагрузка на спусковые фундаменты сохраняет свое значение по всей длине от места постройки до уреза воды; от уреза далее вниз это давление вследствие постепенной передачи части веса судна (водоизмещение погрузившейся части судна) на воду уменьшается, как видно из схемы на черт. 101, выражаясь на пороге нек-рой величиной больше нуля; при таких условиях удельное давление на полозья, даже с принятием коэф-та ударности и неравномерности равным 2, получается в 1,5—2 раза меньше предельного в 25 *т/м²*.

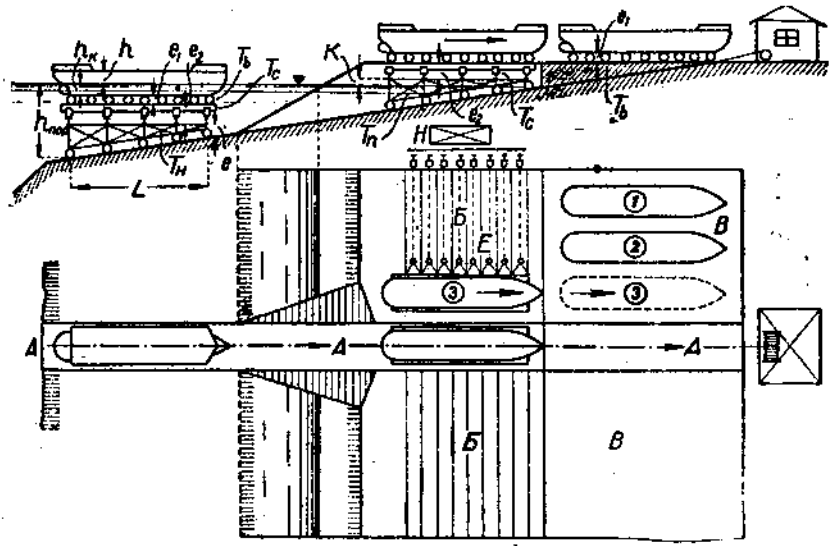


Черт. 102. Легкая конструкция поперечного судостроительного эллинга.

В отношении горизонтальных сил сказанное для продольных эллингов остается в силе с тем лишь отличием, что отсутствуют толкачи и что вследствие возможной неравномерности распределения горизонтальных сил следует учитывать таковую введением особого коэф-та, равного 1,5—2. При сравнительно небольших калибрах судов, строящихся на поперечных эллингах, таковые, не неся значительных нагрузок, могут быть спроектированы в виде более легких конструкций, чем продольные эллинги, напр., в виде эстакадных (черт. 102) или же плоских конструкций—в виде уложенных на спланированном берегу деревянного или железобетонного ростверков.

§ 4. Продольные судоремонтные эллинги (слипы).

Продольные слипы для подъема одного судна (без откатки) состоят (черт. 88) из стапеля и одной продольной тележки, движущейся по рельсовым путям, уложенным по стапелю, и остающейся под судном на время ремонта. Продольные слипы для подъема и установки на берегу ряда судов (черт. 103) состоят из продольного стапеля *А*, поперечных откатных крыльев *Б*, одного или двух, и ремонтной площадки *В* для установки судов, а также из трех тележек: одной продольной нижней $T_н$, служащей для вытаскивания судов из воды до уровня откатных крыльев, второй средней поперечной $T_с$.—для откатки поднятого из воды судна по крылу *Б* и третьей верхней продольной тележки $T_в$.—для задвигания судна на ремонтную площадку *В*;



Черт. 103. План и продольный разрез продольного судоподъемного эллинга для ремонта ряда судов.

для функционирования такого слипа достаточно иметь по одной нижней и средней тележке и несколько верхних—по числу одновременно устанавливаемых на ремонтной площадке судов. Вследствие сложности устройства таких слипов с тремя типами тележек применение их ограничено отдельными случаями; обычно для подъема и установки на рабочей площадке одновременно многих судов с успехом применяются поперечные слипы (см. ниже).

Подъемные устройства в продольном слипе состоят из шпилей, расположенных, как показано на черт. 88 и 103, и тяговых тросов, прикрепленных к соответственным тележкам; для поперечных тележек, поднимаемых системой параллельных тросов, должны быть предусмотрены приспособления *Е* для равномерного натяжения (черт. 103) их с целью обеспечить эту тележку от перекосов и связанного с таковыми заедания ее в рельсах. Тросы помещаются в канавках, специально углубленных в площадке стапеля между рельсами. Кроме того в конструкцию тележек должны быть введены приспособления для торможения на случай обрыва тросов; в прежнее время

для этого применялись особые храповые устройства в виде системы собачек, ползущих по зубчатой рейке, уложенной на стапеле вдоль рельсов; в настоящее время для торможения служат особые клинья под каждый каток, к-рые при обрыве начинают действовать автоматически.

Основные размеры продольного слипа первого типа (на одно судно) определяются в зависимости от наибольшего калибра судна; длина тележки L (черт. 88) назначается с таким расчетом, чтобы корпус наибольшего судна не свешивался с нее во избежание перегрузки крайних ее катков; ширина тележки должна быть несколько больше (на $1^1/_2$—2 *м*) наибольшей ширины судна для возможности установки на тележке стоек (черт. 88), служащих боковыми сигналами, когда тележка спущена под воду, а иногда и поддерживающих продольные рабочие балконы по обоим бортам поднимаемого судна. Высота тележки определяется конструктивно и по расчету на вес наибольшего судна; тележке придают форму косяка (черт. 88) с горизонтальной верхней плоскостью, на к-рой под данное поднимаемое судно с учетом его диферента на корму устанавливаются кильблоки и подпоры; в этом типе высота в низовом конце косяка определяется (черт. 88) геометрически: $C = Li$, где L—длина тележки, i—уклон стапеля.

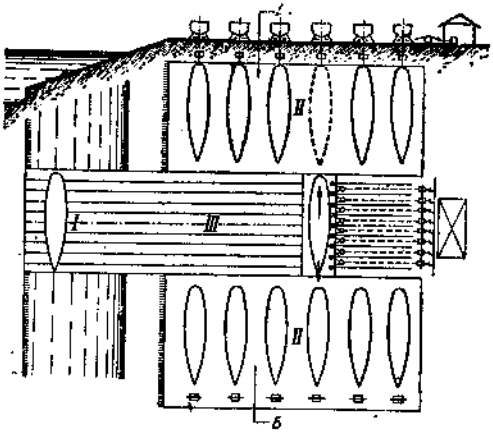
Уклон стапеля делается однообразным по всей длине в подводной и надводной части, причем назначается обычно в пределах от $^1/_{10}$ до $^1/_{20}$. Длина и ширина надводного стапеля определяются по тем же соображениям, как и для судостроительного продольного эллинга. Ширина подводного стапеля определяется шириной тележки, длина же его зависит от глубины на пороге стапеля. Эта глубина (черт. 88) геометрически определяется для слипа первого типа (на одно судно) так: $h_{пор.} = h_c + c + Li + l$, где h_k—осадка судна по корме (осадка берется для судна без груза, но с учетом возможной аварии), c— зазор под килем судна при установке его на тележку, L—длина тележки, i—уклон стапеля, e—высота тележки в верхнем конце.

Для продольного слипа второго типа (черт. 103) сказанное о нижней тележке—косяка первого типа—остается в силе, с тем лишь изменением, что в выражение глубины порога (черт. 88) должны войти дополнительные слагаемые, учитывающие высоту продольной верхней тележки e_1 и высоту поперечной (средней) тележки l_2; осадка судна берется по корме h_k; величина e обозначает здесь высоту косяка в верховом конце (не менее 0,5 *м*). Итак: $h_{пор.} = h_k + c + e_1 + e_2 + a_i + e$. Кроме того наличие двух пар тележек приводит к след. габаритным соотношениям: ширина верхней продольной тележки принимается равной 0,6—0,7 наибольшей ширины судна; длина верхней тележки принимается равной наибольшей длине судна; размеры средней поперечной тележки определяются размерами стоящей на ней продольной; ширина поперечной тележки равна длине продольной и длина поперечной тележки равна ширине косяка.

Размеры косяка в плане в свою очередь определяются размерами поперечной тележки и должны давать в продольном и поперечном направлениях запас в 1—2 *м*.

Отметка рельсов вытяжных (вдоль берега) горизонтальных путей для хода поперечной тележки должна быть назначена так, чтобы при подъеме косяка не только обнажилась его верхняя (черт. 103) плоскость, но в запас на колебание уровня и для возможности осмотра его с низовой торцовой его стороны эта плоскость была бы приподнята на $k = 0{,}3$—$0{,}5$ *м* над уровнем воды в бассейне. Ширина вытяжной полосы должна быть назначена по длине судна так, чтобы перемещаемое судно не мешало судам, стоящим на ремонтной площадке; при установке же судов в ремонт на площадке расстояние между осями судов должно быть на 4—5 *м* больше наибольшей ширины судов. Если намечается оборудование площадки кранами, это расстояние соответственно увеличивается.

Внешними силами, действующими на продольный слип, является вес судна и тележек (и косяка), поддерживающих его. Вес судна устанавливается в задании (обычно без груза), вес же тележек и косяка определяется расчетом на основании предварительно разработанных конструкций их. При распределении веса судна на тележки в виду неизбежной перегрузки катков вводится коэф-т запаса, к-рый принимается равным 1,5.

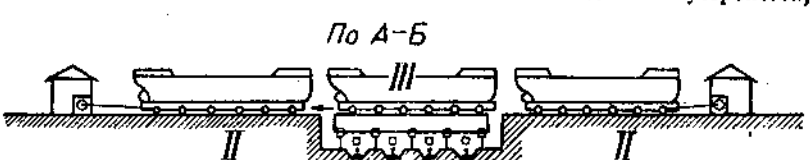


Черт. 104-а. План и продольный разрез поперечного судоподъемного эллинга (схему тележки см. черт. 89).

Подобно случаям судостроительных эллингов, необходимо вводить в расчет действие ветра на судно и на конструкцию тележек, косяка и на стапель; в дополнение к этим силам следует учитывать также и силу от внезапной остановки косяка при обрыве тягового троса; эта сила принимается равной 5% суммы весов судна, косяка и верхней тележки и горизонтально приложенной в уровне верхней плоскости косяка.

Расчет продольного слипа (его гидротехнической части) под действием отмеченных выше сил сводится к поверке на устойчивость и прочность по методам строительной механики отдельных частей конструкции слипа, на к-рые она может быть расчленена подобно тому, как это указано было в отношении продольного судостроительного эллинга.

В дополнение к этому должны быть подвергнуты расчету подвижные элементы * (тележки, косяк), а также механические подъемные устройства,



Черт. 104-б. Сечение поперечного судоподъемного эллинга (изображенного на черт. 104-а) параллельно берегу.

как-то: шпили, тросы, двигатели. Тяговое усилие в тросе, потребное для подъёма судов, определяется с учетом вредных сопротивлений по ф-ле:

$$T = P \cdot \sin\alpha + \frac{\delta}{r} P \cdot \cos\alpha + \frac{f}{\sqrt{1+f^2}} \cdot \frac{S}{r} \sqrt{P^2 \cdot \cos^2\alpha + (T - Q \cdot \sin\alpha)^2},$$

где P—общий вес судна с тележками (и косяками), α—угол наклона стапеля к горизонту, δ—коэф-т трения второго рода при движении

* См. расчет тележек, как металлических конструкций, а также элементов подъемного оборудования металлич. конструкц. в гл. «Подъемные механизмы» настоящего справочника.

катков, r—радиус катков, f—коэф-т трения первого рода в подшипниках, s—радиус цапф. Для малых углов для чугуна ($\delta = 0{,}03$), для $f = 0{,}16$, для случая $r = 0{,}6$ *м*, $s = 0{,}1$ *м* ф-ла получает вид: $T = P(i + 0{,}024)$. Подъемный трос рассчитывается на это усилие с значительным запасом против разрыва: коэф-т запаса принимается равным от 3 до 10. Тросы поперечных и продольных тележек, разрыв коих не сопряжен с опасностью, рассчитываются с запасом 2—3.

Мощность машины в НР определяется, в зависимости от скорости подъема v *м/сек.*, предварительно по ф-ле:

$$A = \eta \cdot \frac{Tv}{75},$$

где: T выражено в *кг*, η—коэф-т потерь в передаточных механизмах ($\eta = 1{,}1$); скорость подъема принимается $v = 0{,}03 - 0{,}05$ *м/сек.* При проектировании силовой установки мощность ее, потребная для подъема и для других целей (мастерские, освещение и т. п.), должна быть подсчитана точно.

§ 5. Поперечные судоремонтные эллинги (слипы).

Поперечные слипы, как общее правило, устраиваются для подъема и установки одновременно ряда судов на ремонтную площадку и состоят (черт. 104-а): из поперечного стапеля *I*, одного или двух ремонтных крыльев *II*, по одну или обе стороны от надводного стапеля, и двух тележек—нижней поперечной и верхней продольной. С помощью нижней тележки судно вместе с верхней тележкой поднимается из воды на горизонтальную часть *III* стапеля и затем с помощью продольной тележки, стоящей на поперечной, перекатывается продольно на одно из боковых ремонтных крыльев. Иногда вместо двух тележек устраивается одна с особой конструкцией катков, позволяющей поворачивать их на 90°, при чем все указанные перемещения судна совершаются с помощью этой одной тележки.

Стапель поперечного слипа представляет ряд продольных фундаментов, поддерживающих рельсовые пути катков нижней тележки; число рельсовых ниток, в зависимости от длины тележки, доходит до нескольких десятков. Особенностью устройства этих путей в поперечном слипе первого типа, в отличие от других эллингов, является поочередное расположение путей на двух разных высотах (черт. 89), что позволяет держать судно и на наклонной подводной части стапеля и на надводной горизонтальной в горизонтальном положении.

При конструкции слипа с двумя тележками средняя вытяжная полоса подводного стапеля должна быть расположена ниже примыкающих к ней боковых ремонтных крыльев *II* на глубину, позволяющую (черт. 104-а и 104-б) установить рельсы верхней продольной тележки на одном уровне с рельсами на ремонтных площадках; при применении одной лишь тележки с поворотными катками этого углубления средней вытяжной полосы не требуется; рельсы ее должны быть в одном уровне с рельсами на ремонтных площадках.

Основные габаритные размеры поперечного слипа определяются во многом так же, как и для продольного слипа второго типа. Уклон стапеля поперечного эллинга назначается более крутым, чем в продольном, а именно, в пределах от $^1/_{10}$ до $^1/_8$, для уменьшения стоимости (т. е. длины) его при значительной ширине; т. к. однако эта крутизна вызывает усиление тяговых устройств и подъемных механизмов, в каждом отдельном случае вопрос об уклоне должен быть разрешен экономическим сравнением вариантов.

Глубина на пороге H определяется из условия размещения по высоте, считая от уровня воды в бассейне (черт. 89), наибольшей осадки судна h, к-рая указывается в задании, затем необходимого при наводке судна зазора e между килем и поверхностью кильблоков на верхней тележке,

высотой кильблоков k, конструктивной высотой $h_в$ верхней продольной тележки, затем такой же высотой $h_н$ нижней тележки (считая и рельсы на ней) и затем высотой рельсов h_r на самом стапеле. Эта глубина на пороге выразится: $h_{пор.} = h + e + k + h_в + h_н + h_r$. В зависимости от этой глубины и принятого уклона i стапеля определится и длина подводной части от уровня воды до упора порога его: $L_{под.} = h_{пор.} : i$. Длина надводной наклонной части стапеля $L_{над.}$ определяется в зависимости от возвышения (черт. 104 и 88) верхней точки наклонных путей, к-рое принимается обычно около 1 *м*, и от уклона: $Q_i L_{над.} = \frac{1}{i}$. Отметка путей горизонтальной вытяжной полосы стапеля составляет $+1$ *м*; отметка путей на ремонтных боковых площадках составляет $(1 + h_н)$ *м*, где $h_н$ — высота нижней тележки. Ширина вытяжной горизонтальной полосы *III* и размеры ремонтных площадок определяются так же, как и в продольном слипе, в зависимости от размеров поперечной тележки, от зазоров между ремонтируемыми судами (4—5 *м*) и от числа судов, одновременно находящихся в ремонте.

Внешние силы, действующие на поперечный слип, определяются так же, как выше указано для продольного слипа.

Статическому расчету слипа должен предшествовать выбор определенной конструкции слипа, далее расчет верхней и нижней тележки для определения их весов; затем можно приступить к расчету самого слипа, к-рый, в зависимости от его конструкции, сводится к поверке намеченных размеров элементов слипа, как-то: балок, плит, свайных оснований и ленточных фундаментов, на основании приемов строительной механики. В частности расчет плиты и балок, лежащих на грунте, необходимо вести как балки на упругом основании, применяя для этого хотя бы метод, изложенный ниже (см. стр. 763) для днища сухого дока, с целью определения элементов деформации: реакции грунта, изгибающих моментов и перерезывающих сил.

Относительно расчета тележек, тросов и мощности установок остается в силе сказанное выше для продольного слипа.

Литература.

1. В. Е. Тимонов, Эллинги и доки, часть I, 1908 г. 2. Н. Н. Колпычёв, Судостроительные эллинги. 3. В. А. Берг, VI гл. курса «Портовые сооружения» под общей редакцией В. Е. Ляхницкого. 4. Bénézit, Cours des ports et travaux maritimes. Livre III, chap I. 1923. 5. H. Proetel, Seehafenbau, Berlin. 1921. 6. Emperger, Handbuch für Eisenbeton, IV Band, Wasserbau. 1930. В. В. Цеханович, Спуск судов на воду, 1931 г.

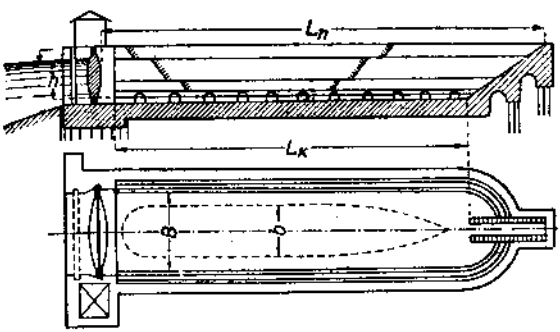
Сухие доки и шлюзы.

§ 1. Установление основных размеров сухих доков и шлюзов.

Сухой док (англ.—dry dock; немец.—trockener Dock, франц.—forme de radoub или cale sèche) состоит (черт. 105) из двух основных частей: камеры, в к-рой помещается судно во время ремонта, и шлюзной части, представляющей вход в камеру с затворами; третьим элементом дока является оборудование, под к-рым разумеются приспособления для установки судна, для отвода и выпуска воды, для перемещения материалов и передвижения рабочих. Камера дока определяется длиной и шириной днища и формой поперечного сечения. Под полезной длиной L_k дока (черт. 105) разумеется расстояние между внутренней поверхностью шлюзного затвора и вертикалью, прове-

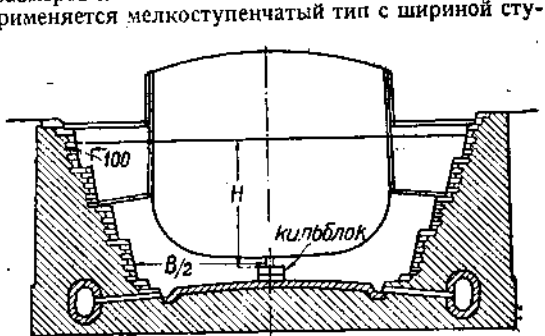
денной от подошвы торцовой стены дока; в отличие от этой длины, различают длину l по линии кильблоков между крайними кильблоками и полную длину $L_п$, представляющую полезную длину, увеличенную на проекцию задней торцовой стены. Под шириной дока разумеют не ширину камеры B, а ширину входа в док $b_в$., измеренную на уровне днища, и несколько большую ширины b судна.

Размеры камеры определяются калибром наиболее крупного из судов, для к-рых он предназначается; для удобства работ, осмотра корпуса, движения рабочих, переноски материалов и т. д. зазор между корпусом судна и стенами дока не должен нигде быть менее 2—3 *м*. Поверхность днища дока должна быть назначена на глубине осадки судов, увеличенной на высоту кильблоков и еще на нек-рый запас, около 1 *м*, между килем судна и верхом кильблоков; при этом приходится считаться с возможностью несколько увеличенной (на 30—60 *см*) аварийной осадки нагруженного судна. Глубина на пороге должна быть больше этой осадки приблизительно на 1 *м*.



Черт. 105. Общее устройство сухого дока. План и продольный разрез.

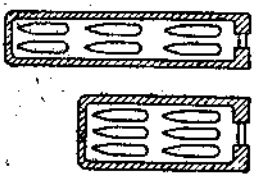
Поперечное сечение камеры (черт. 106) имеет общую форму трапеции. Уширение сечения снизу вверх достигается уступами, которые во Франции делаются более крупных размеров и в небольшом числе (от 2 до 4) шириной от 1 до 1,5 *м*; в Англии применяется мелкоступенчатый тип с шириной ступеньки около 0,5 *м*, высотой от 0,4 до 0,6 *м*. Эти частые уступы удобны в смысле упора в них боковых распорок, поддерживающих судно, но они чрезмерно расширяют профиль камеры кверху и неудобны для перемещения работающих в камере. В последнее время в Англии от этого типа отказываются; в новом Гладстоновском доке в Ливерпуле применены редкие уступы. У подошвы стен при сопряжении их с днищем устраивается несколько мелких ступеней, полезных для придания устойчивости и прочности стенам камеры.



Черт. 106. Поперечное сечение камеры сухого дока.

Днище в поперечном разрезе камеры имеет уклон от оси дока в обе стороны к подошве стен для отвода фильтрационных и дождевых вод в боковые продольные кюветы, ведущие к сборному колодцу насосной станции. Задняя грань стенок камеры имеет вертикальные ограничения либо подкошенную форму или ступенчатую. Толщина днища зависит от характера грунта

и от давления воды снизу (см. ниже); в случае скалы днище состоит из тонкого выравнивающего слоя, а иногда и совсем отсутствует.

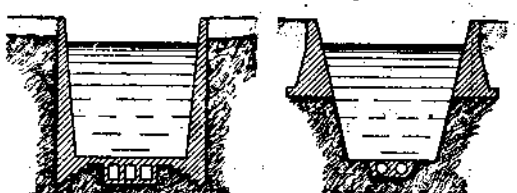


Черт. 107. План дока для одновременного размещения нескольких судов.

В продольном осевом разрезе (черт. 105) поверхность днища горизонтальна, уклон к вершине камеры для фильтрационных вод дается лишь кюветам. На продольном разрезе камеры усматриваются, кроме лестниц, также и вертикальные стремянки.

В случае назначения сухого дока для одновременного размещения в нем нескольких судов, что имеет место при обслуживании доком серийных судов малого или среднего калибра, напр., траулеров, эти суда устанавливаются в доке (черт. 107) с интервалами между ними по ширине в 3,5—4 *м* и по длине в 4—5 *м*; соблюдением указанных зазоров определяются размеры камеры.

Возвышение стен шлюзной части, камеры и прилегающей к их кордону придоковой территории назначается обычно на 1 *м* выше горизонта самого высокого уровня воды в море.



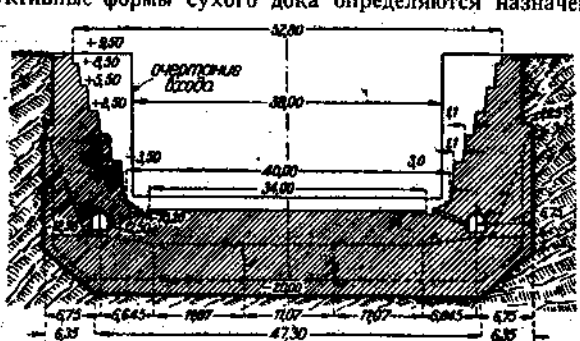
Черт. 108. Типы сухого дока в скалистом грунте.

Шлюзная часть дока (черт. 110—112) характеризуется длиной и формой поперечного сечения; эти размеры и форма шлюзной части зависят от типа затвора дока—створчатых ворот, задвижных ворот или батопорта.

Основные размеры доков, сооруженных в разных странах в последнее время, приведены в таблице 19.

§ 2. Конструктивные формы сухого дока и его основные элементы.

Конструктивные формы сухого дока определяются назначением его и



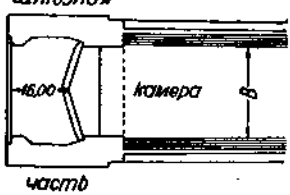
Черт. 109. Тип сухого дока на сжимаемом грунте.

местными условиями: характером грунтов, амплитудой уровня моря, наличием тех или других строительных материалов. При скалистом грунте призма дока высекается в скале, причем обыкновенно верхняя часть его в пре-

Табл. 19. Основные размеры сухих доков.

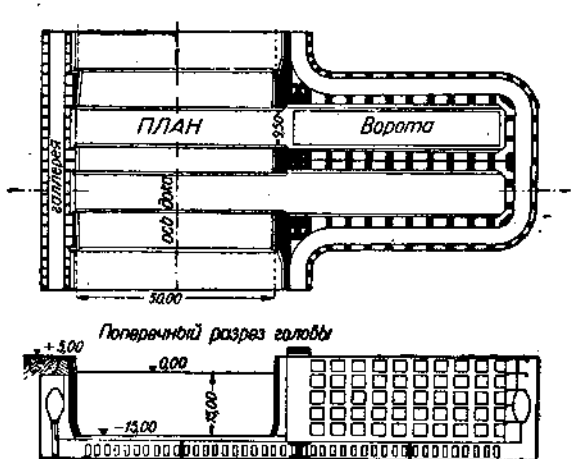
№№ по порядку	Наименов. порта	Наименование дока	Год сооружения	Длина в м		Ширина в м		Глубина воды на пороге в м		Объем призмы воды в м³	Толщина днища в м		Ширина входа в м
				по кильблокам	общая	вверху	у дна	при низк. воде	при высок. воде		в шлюзной части	в камере дока	
1	Марсель	—	1910	200	—	—	25	9	—	60 000	—	4,5	—
2	Дюнкирхен . . .	№ 4	—	202	—	—	21	6,9	7,9	—	—	—	—
3	Гавр	№ 7	1923	300	—	—	30	13,6	15,85	233 000	10,9	10,9	—
4	Брест.	Ланикон	1910	250	—	—	36	8,6	16,0	140 000	—	2,0	—
5	Тулон.	Вобан	—	422	—	—	36	—	—	—	—	—	—
6	Бремергафен . .	—	1908—1912	260	—	—	35,5	11,5	—	—	—	8,0	—
7	Квебек	—	1920	350	350	—	—	12,2	—	—	—	2,0	36,6
8	Нью-Йорк . . .	—	1912	213	—	—	—	10,0	—	—	—	—	34,2
9	Иммингам . . .	—	1912	221	225	—	—	7,0	—	—	—	—	17,0
10	Амстердам . . .	—	1925	204	220	—	28,5	10,5	—	60,0	—	—	6,0
11	Соутгемптон. . .	Мильтрук	1931	366	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	Ливерпуль . . .	Гладстон	1913	312	—	47,3	43	8,85	15,00	—	—	1,8	36,6
13	Лондон	Тильбури	—	251	266	21,3	—	6,56	9,75	—	—	5,5	—
14	Генуя.	№ 2	—	212	220	18,5	14,6	8,5	—	—	—	6,5	—
15	Неаполь	—	—	210	—	36	27	10,5	—	—	—	—	—

делах требуемого возвышения кордона стен надстраивается в виде отдельных стен с засыпкой грунтов (черт. 108) до проектного уровня территории. Нижняя часть призмы дока получает соответственную каменную, бетонную или железобетонную обработку поверхности (облицовки) скалы. Днище оставляется либо в естественном виде с прокладкой в скале водопроводных галлерей (черт. 108), или же в случае трещиноватости и водопроницаемости скалы одевается бетонным или железобетонным днищем соответствующей толщины, по расчету. При сжимаемых упругих грунтах шлюзная часть и камера дока сооружаются как одно целое в виде коробки (черт. 109), состоящей из боковых стен на сплошном основании. Шлюзная часть, как отмечено уже выше, получает ту или иную конструкцию в зависимости от типа затвора, к-рым закрывается вход в док.



Черт. 110. Шлюзная часть дока при затворе в виде створчатых ворот.

При створчатых воротах шлюзная часть получает (черт. 110) такое же устройство, как головная часть судоходных шлюзов. При задвижных затворах (черт. 111), перемещающихся нормально оси дока и удаляемых при открытии в особые боковые камеры (ниши), шлюзная часть получает прямоугольную форму сечения, ширина к-рого должна быть на 2 *м* больше ширины наиболее крупного из судов, посещающих док; глубина на пороге на 0,7—1,0 *м* больше наибольшей осадки судна; длина шлюзной части определяется расчетом (см. ниже). Наконец при батопортах поперечное сечение шлюзной части дока (черт. 112) получает форму трапеции с уклоном боковых граней от 4 : 1 до 3 : 1 с шириной паза *H* по дну от 0,8 до 1,0 *м* и шириной пазов *h* по боковым граням от 0,25 до 0,35 *м*; длина шлюзной части определяется статическим расчетом (см. ниже).



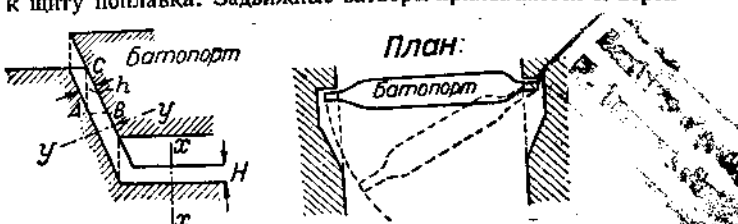
Черт. 111. Шлюзная часть дока при задвижном затворе.

Створчатые ворота, дающие наименьшую по сравнению с другими водонепроницаемость, в сухих доках применяются редко: при них шлюзная часть получает такое же устройство, как в судоходных шлюзах.

Задвижные ворота (черт. 111), перемещающиеся нормально оси дока и удаляемые при открытии его в особые боковые камеры (шкафы), обеспечивают большую водонепроницаемость, чем створчатые, и применяются в последнее время в сухих доках так же, как и в морских шлюзах, представляя преимущества по сравнению с другими затворами в отноше-

нии правильности, точности и быстроты маневров с ними; эти обстоятельства в нек-рых случаях, когда вход в док подвержен действию сильных течений, ветра и волнения, имеют серьезное значение.

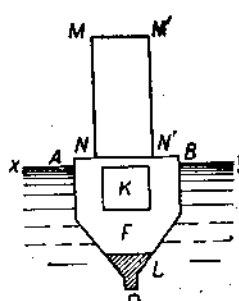
Задвижные ворота устраиваются обыкновенно в виде закрытого со всех сторон металлического ящика (черт. 111) или в виде металлического щита; в первом случае ворота получают плавучесть благодаря внутренним водонепроницаемым отсекам, во втором случае плавучесть достигается присоединением к щиту поплавка. Задвижные затворы прижимаются к верти-



Черт. 112. Шлюзная часть дока при батопорте.

кальным кромкам входного отверстия шлюзной части дока и к особому порогу ее и перемещаются, либо скользя по основанию двумя своими килями, либо катясь по ряду катков, укрепленных в этом основании. Большее распространение получил этот последний тип катучих ворот.

Батопорт (франц.—bateau-porte—судно-ворота) представляет собой затвор (черт. 113), имеющий конструкцию понтона, к-рый для закрытия входа в док затопляется в определенном месте шлюзной части и прижимается своими закраинами к кромкам входного отверстия дока и к порогу его, а для открытия дока всплывает после откачки из него воды и отводится в сторону. Из всех доковых затворов батопорт обладает наибольшей водонепроницаемостью и дешевизной устройства, поэтому, несмотря на нек-рую медленность действия, он получил наибольшее применение в доках.



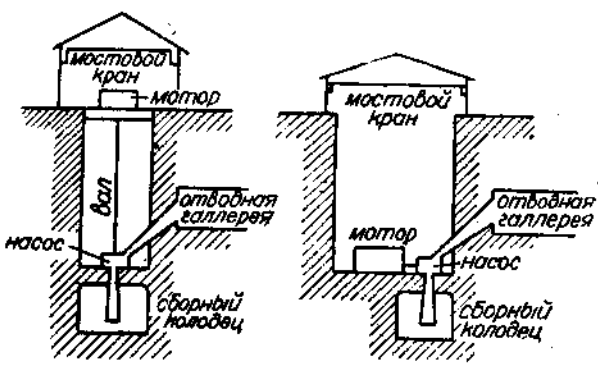
Черт. 113. Устройство батопорта.

Для возможности осуществления установки батопорта погружением его во входном отверстии фасаду батопорта и входному отверстию дока придают трапецоидальное очертание, благодаря к-рому батопорт погружается, как клин, в суживающееся вниз входное отверстие. Для того, чтобы при поднятии батопорта вода из дока не вырывалась через щель, образующуюся под ним, нижнему пазу его (x—x) придают большую высоту H, чем боковым пазам (y—y), благодаря чему щель внизу образуется не раньше, чем весь батопорт отойдет от кромок закрываемого им отверстия; при значениях H от 0,8 до 1,0 *м*, а h от 0,25 до 0,35 *м* уклон боковых граней батопорта определяется в 4 : 1 до 3 : 1.

Батопорты сооружаются из дерева и металла, для более крупных отверстий преимущественно из металла; возможно и применение железобетона. Они состоят из поплавка ABD в виде корпуса (черт. 113) с непроницаемой палубой AB и из металлического строения с двумя вертикальными щитами MN и $M'N'$. Общий вес батопорта и постоянного балласта F и размеры поплавка рассчитаны так, чтобы ватерлиния XY находилась ниже палубы AB на незначительном расстоянии—в 0,50—0,30 *м*; благодаря этому достаточно

впуска небольшого дополнительного количества воды в балластную цистерну *К* для того, чтобы заставить батопорт погрузиться.

Из элементов оборудования дока необходимо отметить прежде всего приспособления для установки судна, к-рые состоят из кильблоков, подобных тем, какие применяются на эллингах, и боковых распорок в стены; для крупных судов, в особенности для военных, обладающих значительной шириной, кроме осевой линии кильблоков устраивают еще по одной, ей параллельной, с каждой стороны. При устройстве кильблоков необходимо обеспечить их от всплывания, для чего они прикрепляются к днищу дока. Кильблоки делаются деревянные или чугунные с деревянными подушками. Расстояние между кильблоками должно отвечать распределению веса судна по его килю; обыкновенно они сближаются в средней его части до 1 *м* и менее, нормальный же шаг их выражается в 1,3—1,5 *м*.

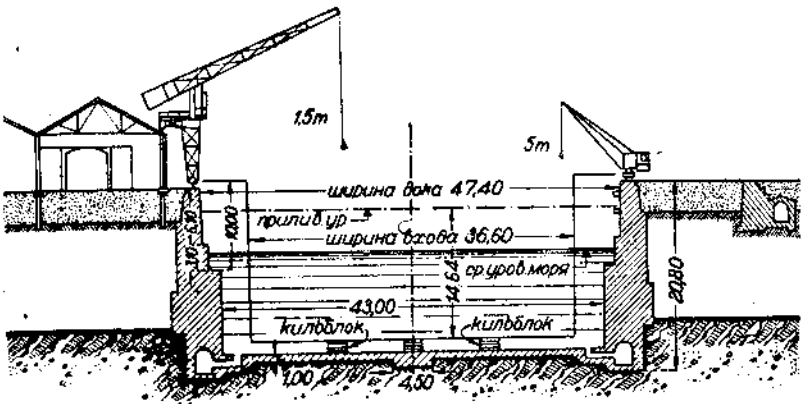


Черт. 114. Расположение насосов в сухом доке.

Водоотливное оборудование сухого дока состоит из системы водопроводных галлерей и насосной станции. Прежняя система наполнения дока через отверстие в затворе ныне не применяется; для этого служат специальные галлереи в толще стен шлюзной части, входные отверстия коих расположены ниже низкого уровня моря, а выпуски из них в док располагаются возможно ниже, у самого днища дока. Водоспускная система состоит из водосборных кюветов, о к-рых упоминалось уже выше, и общей водосборной галлереи. Обыкновенно в доках устраивают по всей длине боковых стен две водосборные галлереи, к-рые затем в низовом конце дока соединяются галлереей в днище дока; обе галлереи приводят воду к колодцу всасывающих труб насосов.

Насосная станция располагается над водосборным колодцем, обыкновенно вблизи сухого дока; при нескольких сухих доках, расположенных в одной группе, вся она обслуживается одной насосной станцией над общим водосборным колодцем, куда сливаются воды из нескольких сухих доков. Станция состоит из нескольких агрегатов насосов для осушки дока и из насосов для удаления фильтрационной воды во время ремонта судна в доке. Насосы для осушки применяются исключительно центробежные; общая мощность их определяется в зависимости от кубатуры отливной призмы, доходящей в новейших крупных доках до 70 000 $м^3$ воды, от средней высоты подъема (считая от центра тяжести откачиваемой призмы воды до уровня на 1 *м* выше уровня моря), а также от срока осушки: последний назначается обыкновенно не менее 2 часов. Насосы располагаются на незначительной

высоте (4—5 *м*) над водосборным колодцем (черт. 114) для уменьшения высоты всасывания и ставятся на водонепроницаемой диафрагме (во избежание затопления); напорная труба выходит в водоотливную галлерею и,

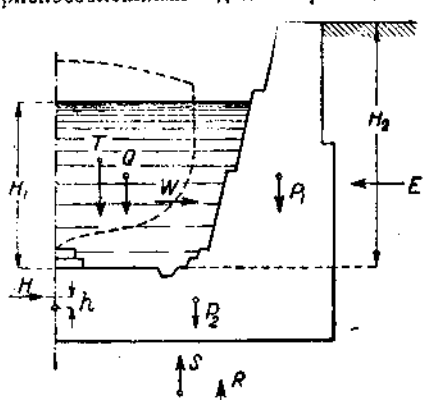


Черт. 115. Оборудование дока кранами.

таким образом, помещение насосов оказывается совершенно сухим. Двигатель помещается либо на уровне поверхности земли, либо внизу у насоса; при первой схеме (черт. 114) облегчается уход за моторами, но усложняется передача движения насосам—на расстояние иногда до 10 *м*.

Оборудование сухого дока приспособлениями для перемещения материалов состоит в устройстве спусковой наклонной плоскости, обыкновенно в торцовой стене дока (черт. 105), и в кранах портально-поворотной системы, движущихся по рельсовому пути по кордону продольных стен дока (черт. 115). Иногда небольшой кран помещается на батопорте.

В виду основного требования, предъявляемого к докам в отношении водонепроницаемости, наиболее употребительным материалом для современных доков являются бетон и железобетон, также камень; деревянные доки, строившиеся ранее, могут найти себе применение лишь в исключительных случаях—при доках малого размера и при отсутствии иных материалов, кроме дерева.



Черт. 116. Схема действия внешних сил на сухой док.

§ 3. Схема действия внешних сил на сухие доки.

При расчете сухих доков, так же как и других сооружений значительного протяжения, выделяется мысленно (черт. 116) отрезок камеры, заключенный между двумя вертикальными плоскостями, проходящими нормально продоль-

ной оси дока в расстоянии единицы длины друг от друга. Этот отрезок сооружения находится под действием следующих сил: 1) веса P_1 стены и веса P_2 половины днища; 2) гидростатических давлений W и Q на лицевую грань стены и на днище; 3) нагрузки T от судна на кильблоки; 4) распора грунта E на стену; 5) гидростатического давления S на днище снизу; 6) реакции грунта P и T) реакции H отброшенной левой половины сооружения.

Первые три силы определяются просто, распор E может быть вычислен так же, как это делается (см. выше) для случая набережных стенок; направление его можно приближенно принять горизонтальным. Гидростатическое давление S, приложенное к днищу снизу, обычно принимается равномерным по всей ширине сооружения, величина же его определяется разностью отметок уровня грунтовых вод за стенами дока и под подошвой основания. Реакция R грунта представляет наиболее трудно поддающуюся расчету силу, т. к. закон ее распределения по ширине основания неизвестен и зависит как от свойств грунта, так и от порядка производства работ по сооружению дока. Совершенно несжимаемый грунт оказал бы реакцию, пропорциональную в каждой данной точке соответствующей нагрузке на нее; наоборот, грунт плывучий вызвал бы одинаковую реакцию по всей площади днища; на самом же деле грунт обладает частичной сжимаемостью и распределение реакции его зависит как от степени этой сжимаемости или оседания грунта под нагрузкой, так и от способа производства работ.

Обычно при расчетах прочности сухих доков принимаются, как наиболее опасные схемы нагрузки доков, два состояния: 1) камера наполнена водой до наивысшего горизонта и 2) камера опорожнена и днище нагружено судном. Кроме этих схем должны быть рассмотрены и другие схемы, соответствующие периоду возведения дока, т. к. они могут оказаться более опасными, чем схемы загрузки законченного сооружения; расчет по этим последним схемам может привести к установлению определенного порядка производства работ по сооружению дока.

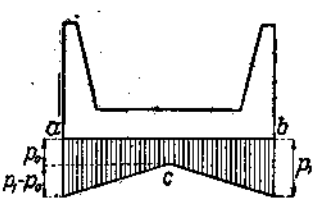
Если сначала сооружается днище, покрывающее всю площадь дока, и на нем затем возводятся стены, то при отсутствии засыпки за ними днище будет изгибаться кверху. Если напряжения, возникающие при этом в днище, не превышают допускаемых, такой порядок работ возможен и засыпка за стенами может быть выполнена после окончания возведения стен. Если же полученные напряжения превышают допускаемые (даже повышенные в виду временного характера деформаций), следует изменить порядок работ: при этом можно либо засыпку грунта за стенами, возведенными на днище дока, производить постепенно, по мере возведения стен, с таким расчетом, чтобы вызываемый этой засыпкой распор уменьшал деформации днища, вызываемые весом стен, либо возводить стены и днище раздельно, при чем смыкание отдельных частей (днища и стен) выполняется лишь после окончательного или же частичного их возведения и после окончательной осадки; в этом последнем случае днище после соединения со стенами будет испытывать напряжения только от дополнительных нагрузок, не зависящих от веса стен.

§ 4. Расчет основной конструкции сухих доков.

Расчет основных элементов сухих доков представляет поверку избранной конструкции в целом на устойчивость и прочность. При этом основные требования сводятся к тому, чтобы давление на грунт по подошве днища было по возможности равномерным, чтобы наибольшее давление не превосходило допускаемого для данного грунта, чтобы наименьшее давление на грунт с учетом противодавления грунтовых вод не приводило к отрицательным величинам и наконец чтобы напряжения в элементах сооружения были безопасны для прочности конструкции.

В дополнение к этим расчетам основных элементов в проекте дока должны быть выполнены: гидравлический расчет водопроводных галлерей, основанный на допускаемом для данного сооружения времени наполнения и опоражнивания его, затем расчеты металлических конструкций—ворот, ремонтных затворов, затворов водопроводных галлерей, наконец расчеты насосов и потребной энергии для их работы.

Имея в виду, что расчеты металлических конструкций и насосов относятся к другим отделам настоящего справочника, остановимся здесь лишь на основном расчете камеры дока, а именно: сначала стен, а затем, по установлении их размеров и веса, на расчете днища.



Черт. 117. Эпюра распределения реакции грунта по ширине дока по Франциусу.

Расчет стен дока. В то время как в массивных набережных придание им большего веса увеличивает их устойчивость, а увеличение ширины понизу уменьшает напряжение на грунт, в сухом доке для уменьшения вредного влияния тяжелых стен на изгибание его днища стены должны быть по возможности легче, размеры их понизу могут быть меньше, чем у набережных, т. к. доковые стенки опираются не на грунт, а на днище; поэтому стенка не должна иметь обратных уступов во избежание увеличения ее веса за счет веса грунта на этих уступах; такие уступы появляются вследствие конструктивной формы дока с внутренней стороны камеры. С другой же стороны, требование водонепроницаемости, предъявляемое к докам, заставляет, в отличие от набережных, строго соблюдать правило невыхода кривой давления из средней трети во избежание появления растягивающих напряжений в кладке и раскрытия ее швов. Обстоятельством, облегчающим вес стенок, могут служить водопроводные галлереи, проходящие в толще стен.

Сплошные массивовые стенки рассчитываются под действием упомянутых выше (черт. 116) внешних сил: веса стенки $P_1 = \Omega \cdot \gamma$, где Ω—площадь поперечного сечения, а γ—удельный вес, затем гидростатического давления изнутри камеры $W = \frac{\Delta H_1^2}{2}$ с плечом $a = \frac{H_1}{3}$, далее, гидростатического давления $W' = \frac{\Delta H_1^2}{2}$ на заднюю грань со стороны засыпки; веса и давления грунта:

$$E = \frac{1}{2}\gamma' H_2(H_2 + 2h_r)tg^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right),$$

где γ'—вес единицы объема грунта, H_2—высота стенки, h_r—приведенная высота нагрузки на прикордонную площадь территории, равная заданной нагрузке на кв. единицу этой площади, деленной на вес γ' единицы объема грунта.

Направление действия распора грунта принимается в запас прочности нормальным задней грани стенки, т. е. без учета трения грунта о стенку; это дает запас не только в расчете стенки, но и в расчете днища—при условии, что задняя грань стенки в доках имеет вертикальное или подкошенное очертание.

Расчет устройства стенки на опрокидывание и скольжение по днищу производится так же, как в случае набережных стенок. При проектировании сплошных стен доков можно задаться профилем их, отвечающим условию наиболее легкого веса; для этого, задавшись по

конструктивным целям начертанием высоты уступов внутренней грани стенки (черт. 106), определяют ширину этих ступеней по ф-ле [*1]:

$$\eta = \frac{\mu \frac{\Delta}{\Delta_1} \frac{x^3}{6} + \frac{1}{2} \int_0^x y^2 \, dx}{\int_0^x y \, dx},$$

выведенной из условия получения у наружного края каждого шва напряжения, равного нулю. В этой ф-ле $\mu = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$, φ—угол естественного откоса грунта засыпки, y—ширина (толщина) стены, x—расстояние шва от верха стены, Δ—вес единицы объема грунта, облегченный весом вытесняемой воды, Δ_1—вес единицы объема материала стенки, η — расстояние от внутренней грани стены до точки кривой давления в данном шве.

При доковых стенах с отверстием в них (для водопроводных галлерей), значительно ослабляющих стенку, для поверки напряжений в обеих тонких стенках, ограничивающих водопроводную галлерею, применяют различные приемы. По одному из них, предложенному проф. Энгельсом, каждая из стенок рассчитывается отдельно, как работающая самостоятельно, с соответствующим распределением по закону трапеции равнодействующей всех выше лежащих сил и сил, действующих на слой с галлереей. Другой прием, более точный, состоит в расчете части стены, ослабленной галлереей, как двухстоечной жесткой рамы с жесткой заделкой нижних концов стоек; при этом ось горизонтального ригеля принимается на уровне ключа свода галлереи или в плоскости верхней грани (при плоском перекрытии галлереи); жесткость ригеля считается бесконечно-большой по сравнению с жесткостью стоек, оси к-рых принимаются посредине толщины простенков галлереи [*2].

Расчет днища дока выполняется различными методами в зависимости, во-первых, от характера основания и, во-вторых, от требуемой степени точности.

Если основанием служит скала (т. е. несжимаемый грунт), сквозь к-рую благодаря ее трещиноватости может к днищу снизу свободно подходить вода и оказывать на днище гидростатическое давление, то днище, т. е. вырезок его двумя вертикальными плоскостями, нормальными продольной оси дока, рассчитывается как балка, свободно лежащая на двух опорах (на стенах) и подверженная действию равномерно распределенной нагрузки, равной: $q = (\Delta H - \Delta_1 e)$, где Δ и Δ_1—уд. в. воды и материала днища, H—высота напора воды на днище, e—толщина днища; наибольший изгибающий момент посредине пролета $M_{max} = \frac{ql^2}{8}$, где l—ширина дока.

Если днище дока расположено на сжимаемом грунте, то при расчете его должны быть учтены не только упругие свойства материала сооружений, но также и грунта основания, к-рый в этих случаях должен быть достаточно хорошо исследован в отношении сжимаемости и оседания под нагрузкой; это оседание характеризуется особым коэф-том, под к-рым разумеется коэф-т пропорциональности между давлением p на единицу

[*1] Н. М. Герсеванов, Расчет сухих доков по методу Франциуса. Ленинград. 1923.
[*2] Kleinlogel, Rahmenformeln, изд. 1925.

площади грунта и осадкой грунта y, отвечающей этому давлению. Значения этого коэф-та оседания $k = \frac{p}{y}$, выражающегося в $\frac{кг/см^2}{см}$ или $кг/см^3$ и показывающего, сколько $кг$ должно быть нагружено на 1 $см^2$, чтобы получилась осадка в 1 $см$, колеблются, по данным различных исследователей, в широких пределах: от 0,1—0,5 для грунтов малой плотности до 5—10—20 для грунтов плотных и даже до 30—100 для грунтов твердых; для твердой скалы этот коэф-т дается в пределах от 100 до 1 000 и более. В ответственных проектированиях необходимо получить коэф-т k в результате специально поставленных в данном конкретном случае исследований.

Для расчета днища дока должны быть определены для любого сечения его в расстоянии x от одного из краев его (слева) величины трех так называемых элементов деформации: 1) изгибающего момента $M = -EI\frac{d^2y}{dx^2}$, 2) перерезывающей силы $Q = \pm EI\frac{d^3y}{dx^3}$, где $y = f(x)$ есть прогиб днища в точке x, и 3) давления на грунт (или равной ему реакции грунта) p.

При $p = ky$ задача сводится к определению закона распределения прогиба $y = f(x)$ по ширине днища; решение этого ур-ия приводит к решению системы ур-ий и сложным выкладкам, в особенности, когда приходится иметь дело с сравнением вариантов доков при различных размерах днищ и стен; поэтому прибегают к различным методам облегчения выкладок; во-первых, применяя упрощенные методы приближенного расчета и, во-вторых, методы, сокращающие, при сохранении необходимой точности, количество неизвестных в системе ур-ий для определения произвольных постоянных интегрирования.

Приближенный метод расчета днища дока по Франциусу (1908 г.) основан на допущении, что криволинейная эпюра изменения реакции грунта по ширине дока, отвечающая кривой линии изогнутой оси днища, может быть условно заменена двумя (черт. 117) трапециями; при этом разность ординат реакции грунта в крайних и в средней точках ($p_a - p_c$) принимается пропорциональной разности осадок в этих же точках. Это предположение дает одно ур-ие для определения двух неизвестных распределений реакции (p_a) и (p_c), а именно: $p_a - p_c = K(f_a - f_c) = Kf$, где K—коэф-т осадки, f_a и f_c—прогибы в точках a и c, f—результирующий прогиб средины днища относительно краев. Второе ур-ие получается из условия, что общая равнодействующая реакций грунта равняется внешней нагрузке дока на основание: $\frac{p_a + p_c}{2} \cdot L = \Sigma P$, где L—длина балки, т. е. ширина дока, ΣP—сумма всех вертикальных внешних сил. Для решения этой системы двух ур-ий относительно искомых p_a и p_c необходимо предварительно определить величину разности прогибов f_a и f_c, т. е. результирующий прогиб f. Прогиб посредине f_0 от действия всех внешних сил направлен вниз и определяется как сумма величин прогибов, полученных балкой, опертой по концам отдельно от каждой силы: $f_0 = f_1 + f_2 + f_3 + \ldots$; при этом величины всех прогибов определяются по ф-лам сопротивления материалов.

Прогиб f_u в той же средней точке от действия реакций грунта, изменяющихся по закону двух трапеций, направленный вверх, может быть выражен в ф-ии пока неизвестных p_a и p_c, если рассматривать днище как балку, загруженную снизу равномерно распределенной нагрузкой с ординатой p_c и двумя треугольными нагрузками с ординатами на концах, равными $(p_a - p_c)$. Общий прогиб:

$$f_u = \frac{p_c L}{EI} \cdot \frac{5L^3}{384} + \frac{(p_a - p_c)}{2} \cdot \frac{L}{EI} \cdot \frac{3L^3}{320},$$

где L—пролет балки ($=$ ширине дока). Результирующий прогиб середины дока относительно краев $f=(f_a-f_c)$ получается суммированием взятых со своими знаками прогибов средней точки от активных сил и от реакций грунта:

$$f=(f_a-f_c)=f_0+f_u.$$

Решив систему упомянутых двух ур-ий, находим выражения для крайних ординат трапеций реакции грунта:

$$p_a=\frac{2\Sigma P}{L}-\frac{p_c}{2};$$

$$p_c=\frac{\frac{\Sigma P}{L}+\frac{Kf_c}{2}-K\Sigma PL^3\cdot\frac{0{,}00468}{EI}}{1+KL^4\cdot\frac{0{,}00183}{EI}};$$

при этом величины p_a и p_c принимаются положительными, если они направлены снизу вверх.

По нахождении распределения реакции грунта (эпюра—трапеция) расчет сводится к определению элементов деформации M и Q по ф-лам сопротивления материалов. Хотя изложенный метод приближенного расчета, основанный на допущении Франциуса, значительно упрощает выкладки, тем не менее применение его может быть допущено лишь в качестве первоначальной наметки. Практика показывает, что при мало жестких днищах и малом коэф-те оседания K неточность определения этим методом элементов деформации p, M и Q может оказаться очень чувствительной и при нек-рых схемах нагрузки может даже получаться деформация другого направления. Необходимо поэтому настаивать на применении в дополнение к приближенному также расчета и по одному из точных методов.

Точный расчет днища дока, основанный на решении уравнения $y=f(x)$, сводится к решению системы $4(n-1)$ уравнений при n особых точках для нахождения произвольных постоянных интегрирований. Для облегчения этой задачи различными авторами предложены разные методы, обеспечивающие надлежащую точность и сокращающие количество неизвестных в системе указанных ур-ий. Эти методы изложены в специальных трудах, посвященных расчетам балок на упругом основании. Один из наиболее удобных методов * состоит в применении готовых ф-л, в к-рых величины произвольных постоянных даны в виде буквенных выражений, пригодных для любых нагрузок и свойств материалов сооружений и грунтов основания; благодаря этому избегается необходимость решения системы ур-ий и весь расчет сводится к подстановке численных значений в ф-лы.

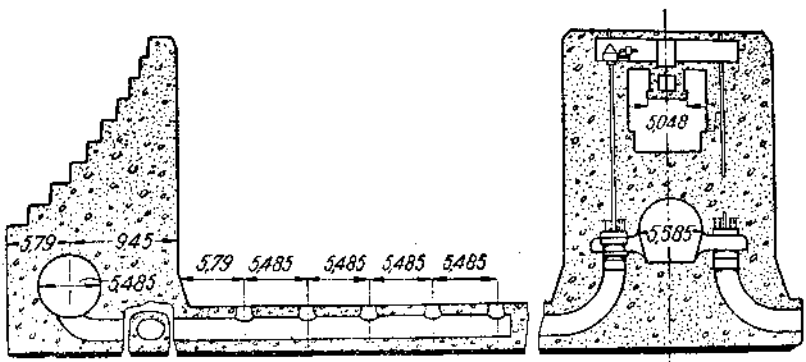
§ 5. Конструктивные особенности и расчет морских шлюзов.

Морские шлюзы имеют назначением либо преодоление падений разных бьефов на искусственных морских путях—каналах, или же соединение приливных портовых бассейнов с морем.

Морские шлюзы первой группы, как, напр., шлюзы Панамского, Манчестерского и др. каналов (черт. 118—119), по идее, по общему расположению составных частей и по большинству деталей конструкции

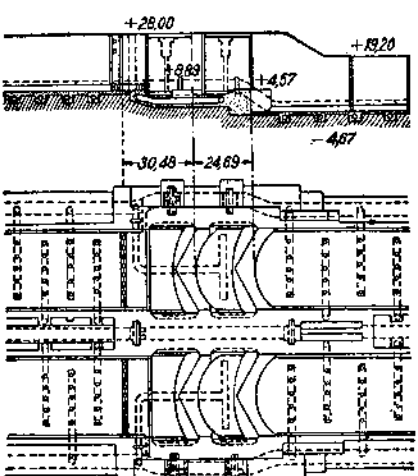
* Э. Ф. Корневиц и Г. В. Эндер, Формулы для расчета балок на упругом основании, 1932 г.; те же авторы, гл. VI курса «Портовые сооружения», изд. под ред. проф. В. Е. Лажинского, Гострансиздат, 1932 г.

мало отличаются от судоходных шлюзов, применяемых на внутренних водных путях; главное отличие заключается в значительно больших их размерах в соответствии с габаритом морских судов и в нек-рых пред-

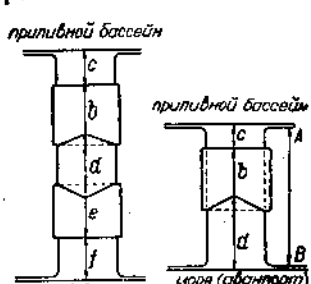


Черт. 118. Поперечное сечение шлюза (Панамский канал).

охранительных мерах против навалки этих судов на шлюзные ворота; этих мер обычно не применяют в шлюзах внутреннего судоходства. Другая группа морских шлюзов, возводимых для соединения приливных портовых бассейнов с морем (черт. 120), служа несколько иным целям, чем транзитно проходимые шлюзы рек и каналов, получает иногда некрые детали конструкции, отличные от этих последних шлюзов, но детали эти носят второстепенный характер в общем строении шлюза.



Черт. 119. Отрезок продольного разреза и плана морского шлюза (Панамский канал).



Черт. 120. Тип шлюза и полушлюза в приливном бассейне.

К числу предохранительных мер и приспособлений в морских шлюзах следует отнести сооружение парных ворот в верхней и нижней головах, устройство предохранительных цепей впереди ворот на уровне воды для

удержания разогнавшегося судна, запрещение судам проходить через шлюз при работе своих машин и, как следствие этого, устройство специальной механической проводки судов через шлюзы, наконец создание длинных направляющих стен на подходах к шлюзам.

В шлюзах второй категории, как особенность, следует отметить устройство ворот (в случае створчатой системы) обратного направления, ограждающих основные ворота от ударов волн, частое применение задвижных затворов, обеспечивающих удобный проезд поперек шлюза, наконец приспособления для превращения такого шлюза временно в сухой док. Во избежание устройства двустворчатых ворот взаимно противоположного направления в морских шлюзах применяются задвижные однополотные затворы, подобно отмеченным выше для закрытия сухих доков.

Табл. 20. Основные размеры некоторых морских шлюзов.

№№ по пор.	Место расположения	Название шлюза	Год постр.	Полезн. длина в м	Полезн. ширина в м	Глубина на пороге и тип ворот	
						при выс. воде	при низкой воде
1	Манчестерский канал.	—	1918	182	24,4	8,32	— ств.
2	Панамский канал . .	—	1912	305	33,5	—	12,5 ств.
3	Кильский канал . . .	Гольтенау	1914	221,15 + 100	45,0	16,94	11,68 задв.
4	Эмден.	Новый шл.	1914	260	40,0	13	— —
5	Кардиф	Южн. зав.	1907	259	27,4	14,4	12,7 задв.
6	Портсмут	Новый шл.	—	260	33,5	10	— задв.
7	Эймейден	Новый	1929	400	50,0	15	— задв.
8	Антверпен.	Крюйскам	1928	270 = (180+90)	35,0	14,54	10 задв.

Расчет шлюзов. Так же, как и для сухих доков, при расчете шлюзов рассматривается, во-первых, основная конструкция (тело) камеры шлюза, а затем водопроводные галлереи, ворота, затворы и др. элементы оборудования. Расчет стен и днища камеры дока выполняется так же, как и для сухого дока, с тем лишь отличием, что при опорожненной камере отсутствует нагрузка на днище ее от судна. Расчет голов шлюза выполняется так же, как и для речных шлюзов.

Литература.

1. В. Е. Тимонов, Эллинги и доки, 1910 г. Петербург. 2. Н. М. Герсеванов, Расчет доков по методу Франциуса (литограф. записки), 1923 г., Петроград. 3. В. Е. Ляхницкий, Курс морских и речных портов, 1926 г., Москва. 4. Э. Ф. Корневиц и Г. В. Эндер, глава VII курса «Портовые сооружения», под общей редакцией В. Е. Ляхницкого, 1931 г. 5. Н. И. Анисимов, Пример расчета сплошного бетонного фундамента дока (шлюза) на сжимаемом основании, 1915, Петроград. 6. Bénézit, Cours des ports et travaux maritimes, Livre II, chap. VII. 1922. 7. Brysson Cunningham, Dock engineering, chap. XI—XII. 1904. 8. W. Hunter, Dock and lock machinery, London, 1921.

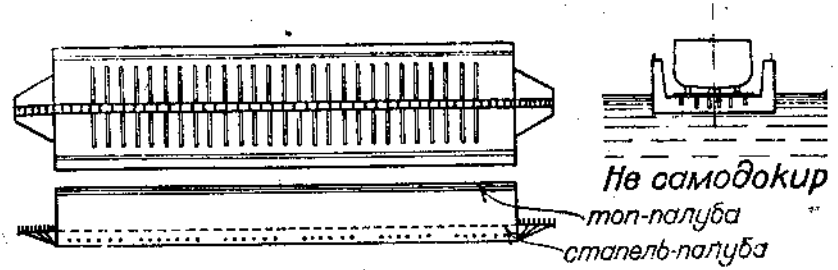
Пловучие доки.

§ 1. Главные типы пловучих доков.

Пловучий док представляет пловучую конструкцию, назначением к-рой является подъем из воды на себе судов и вообще всяких пловучих средств для осмотра и исправления подводной их части с наименьшей потерей времени. При этом поднимаемое судно должно, не подвергаясь особым усилиям,

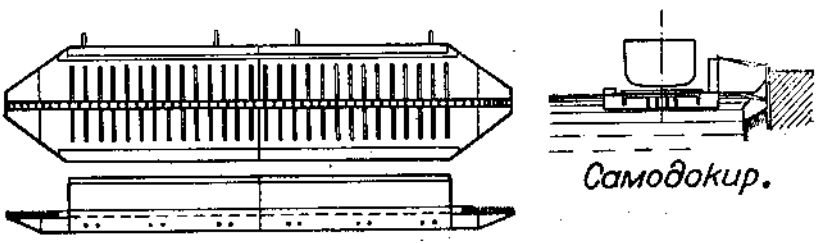
удерживаться в устойчивом положении возможно более жесткой конструкцией дока. Части плавучего дока, находящиеся в эксплоатационной работе всегда под водой, требуют в свою очередь для осмотра и ремонта подъема из воды; поэтому при отсутствии других доков, больших размеров, к-рые могли бы поднять на себя данный плавучий док, последний должен обладать возможностью докировать сам себя (самодокирование).

Плавучий док, имея либо симметричную форму прямоугольного корыта (черт. 121), либо несимметричного уголка (черт. 122), состоит из



Черт. 121. Уравновешенный (балансирный) док.

понтона и вертикальных стен (двух в первом случае и одной во втором случае); внутри понтона и в нижних частях стен имеются камеры, заполняемые по желанию водой для погружения понтона дока настолько, чтобы подлежащее подъему судно могло свободно быть введено внутрь дока; при этом верхняя площадка боковых стен (башен), называемая топпалубой, должна возвышаться немного над уровнем воды. При помощи насосных установок, расположенных внутри стен, вода из камер понтона и из нижних отсеков стен м. б. удалена, благодаря чему док с уста-

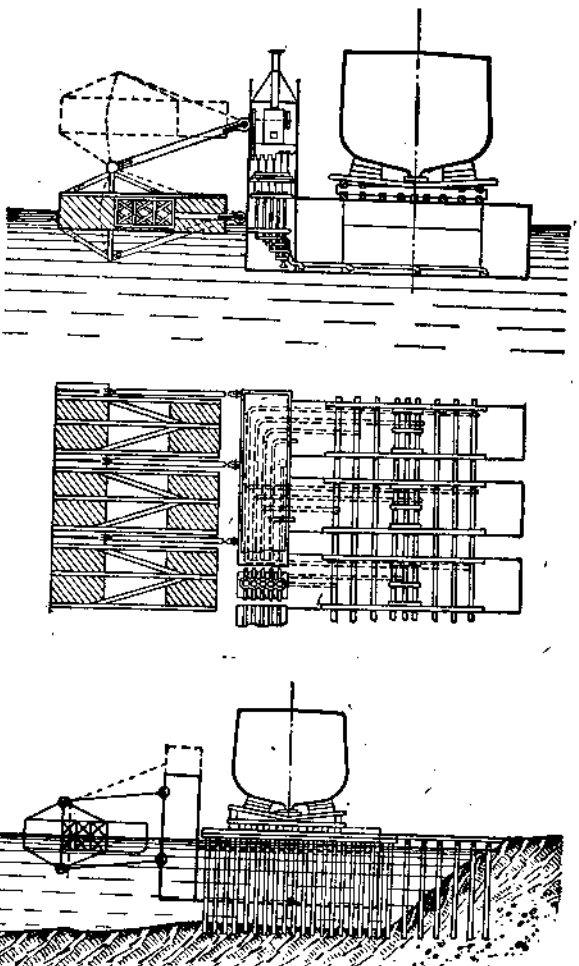


Черт. 122. Несимметричный береговой док.

новленным в нем на плаву судном поднимается; когда палуба понтона дока, называемая стапель-палубой, займет нормальное положение над поверхностью воды, судно, стоящее на этой палубе и к этому времени закрепленное на ней при помощи предварительно установленных на ней кильблоков и распорок, окажется поднятым из воды и доступным для окраски и ремонта.

В соответствии с указанными выше двумя формами плавучие доки различаются двух основных типов: симметричные, или коробчатые (черт. 121), называемые U-образными, и несимметричные, или угловые (черт. 122),

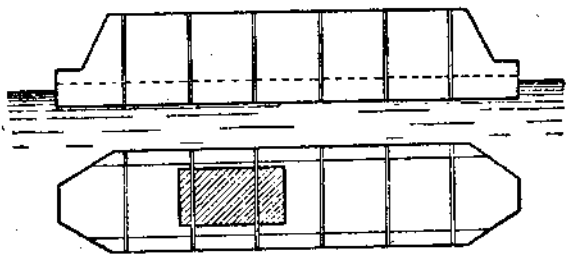
называемые L-образными. В то время как первые благодаря системе внутренних переборок в понтоне представляют систему, к-рая м. б. спроектирована



Черт. 123. Несимметричный док с плавучим противовесом.

самоостойчивой во всех положениях, второй тип получает остойчивость только посредством шарнирного прикрепления либо к неподвижной конструкции на берегу (черт. 122), либо к особому достаточно тяжелому поплавку (черт. 123). Из этих двух основных типов более распространен первый, т. к. он дает возможность проще разрешить задачу жесткой конструкции, в особенности для судов более крупных размеров; для меньших

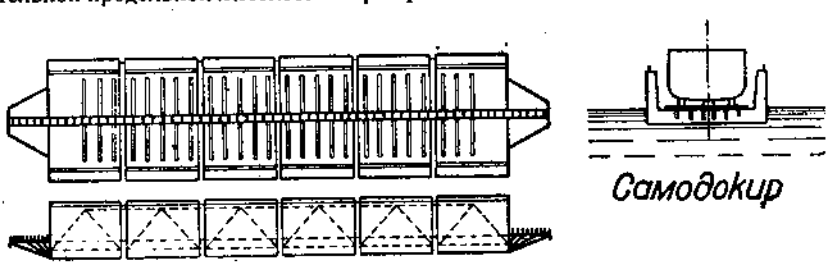
же судов несимметричный тип имеет нек-рое удобство в эксплоатации, представляя более светлое и просторное помещение; кроме того, несимметричный док позволяет использовать его как устройство только для подъема, без оставления на нем судна для ремонта, как это видно из черт. 123, где показаны процесс подъема судна на док и затем перестановка его со стапель-



Черт. 124. Секциональный док.

палубы дока на береговую эстакаду; док освобождается для следующего подъема.

Из разнообразных типов симметричной формы пловучего дока первой по времени был т. наз. уравновешенный, или балансирный, док (черт. 121). Имея непрерывный понтон и стены во всю длину, этот тип обладает значительной продольной жесткостью при сравнительно небольшом весе, а потому

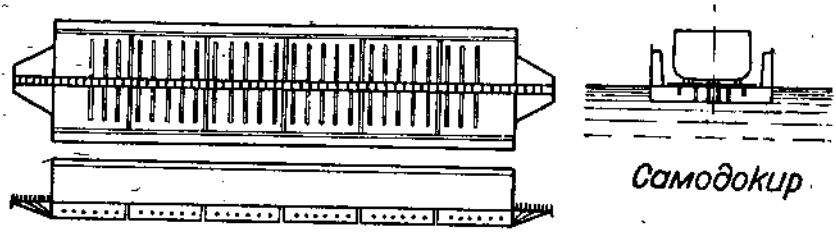


Черт. 125. Секциональный док с фермой жесткости.

представляет для судов наиболее надежное подъемное средство. Отсутствие средств самодокирования является недостатком этого типа; этот недостаток для малых калибров восполняется возможностью докировать их в доках большего калибра. Самые большие доки обычно не могут принять для докирования пловучих доков свыше 6 500 *m* грузоподъемностью. Большинство доков этого типа в Европе—металлической конструкции, в Сев. Америке—деревянные. Простейшим типом самодокирующего дока является док, представляющий предыдущий тип, разрезанный вертикальными плоскостями во всю высоту его на части (черт. 124); части такого дока, называемого секциональным, связывались ранее между собой гибким соединением—тросами или цепями. Такой док, представляя легкую возможность самодокирования отдельных секций, оказывается неудобным и даже опасным для докируемых

судов, не обладая продольной жесткостью и не будучи в состоянии передавать изгибающих моментов от одной секции другой.

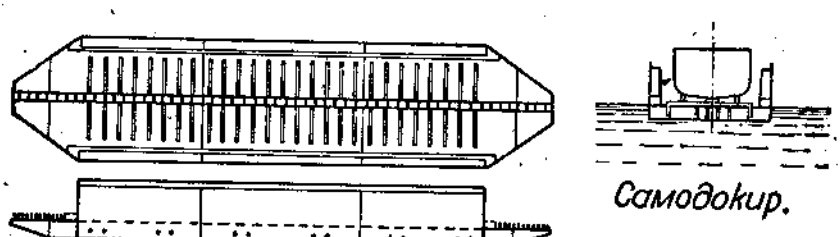
Для придания недостающей жесткости этому типу доков при деревянной их конструкции в Америке выработался особый тип усиленного секционального дока (trussed dock); в нем (черт. 125) в каждой секции в боковых стенах введена одна панель вареновской фермы, в узлах к-рой поставлены отливки с проушинами; проушины двух соседних секций соединяются



Черт. 126. Полусекциональный док типа Rennie.

болтами, благодаря чему образуется жесткая деревянная ферма во всю длину дока.

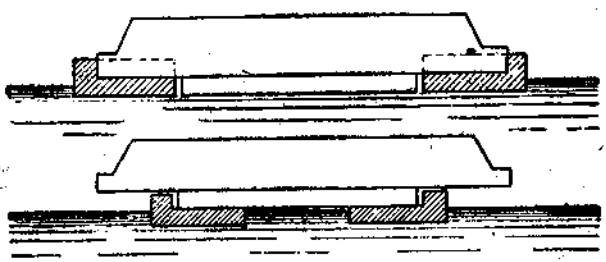
Другое решение вопроса о продольной жесткости привело к созданию особого типа дока под названием Рени (Rennie type). Этот тип (черт. 126) состоит из цельных, во всю длину дока, продольных боковых башен, опирающихся на ряд прикрепленных к ним снизу небольших понтонов, легко выводимых для докирования внутри самого дока. Недостатком этого т. наз.



Черт. 127. Секциональный док системы Кларк Стандфильд.

«полусекционального типа» является необходимость придания боковым стенкам вследствие небольшой высоты их тяжелых сечений для принятия ими изгибающих моментов по длине дока. Этот недостаток был устранен в другом типе, впервые построенном английской фирмой Кларк Стандфильд (черт. 127), в к-ром стены устроены также цельными во всю длину дока, высотой до низа понтона дока, с зажатыми между ними тремя малыми понтонами, легко выводимыми для самодокирования. В этой конструкции большая высота стен позволяет им легче, чем в типе Rennie, воспринимать изгибающие моменты по длине судна. Однако и этот тип доков не лишен недостатка, состоящего в том, что тяжелые нагрузки восприни-

маются все же конструкцией, составленной из сболченных частей; вследствие этого доки данного типа получили небольшое распространение, уступив место более совершенной конструкции. Эта последняя состоит из трех или более (черт. 124) секций, связанных не гибкой связью, а сболченных по всей периферии соприкасания; благодаря этому система обладает достаточной жесткостью и может воспринимать изгибающие моменты по длине дока. По этому типу недавно сооружен величайший в мире плавучий док в английском порту Соутгэмптоне, грузоподъемностью в 60 000 *т*. При соответствующем расчете связи между отдельными секциями такому секциональному доку м. б. обеспечена надлежащая жесткость. Это обстоятельство, а также способность самодокирования выдвигают этот тип, как наиболее рациональный для практического применения.



Черт. 128. Уравновешенный док системы Dewey'я.

В отношении материала необходимо отметить преимущественное применение дерева в Сев. Америке *, металла—в европейских странах и лишь единичные случаи применения железобетона. В Америке построен ряд плавучих доков типа Rennie, имеющих деревянные понтоны и металлические стены, несущие вполне удовлетворительно свою службу; там же встречаются деревянные секциональные доки с гибкой связью между секциями.

В дополнение к приведенным основным типам плавучих доков здесь следует упомянуть еще об одном типе, построенном для работы на о-ве Манилла по специальному заданию морского министерства Соединенных Штатов, требовавшего повышенной продольной жесткости; этот тип, известный под названием «Dewey type», представляет (черт. 128) балансирный док, цельный во всю длину, с вырезами внизу по концам; вырезы заполнены отдельными понтонами, шириной большей, чем ширина дока; эти понтоны могут быть отделены от дока, слегка осажены, а затем подведены под основной док; при откачке из них баласта эти понтоны поднимают весь док, осуществляя этим его самодокирование; сами концевые понтоны докируются в свою очередь в основном доке. Вследствие усиленной жесткости такой док получился значительно более тяжелым по сравнению с доками других систем (в полтора раза), а потому вряд ли можно считать его рентабельным для работы с торговыми судами.

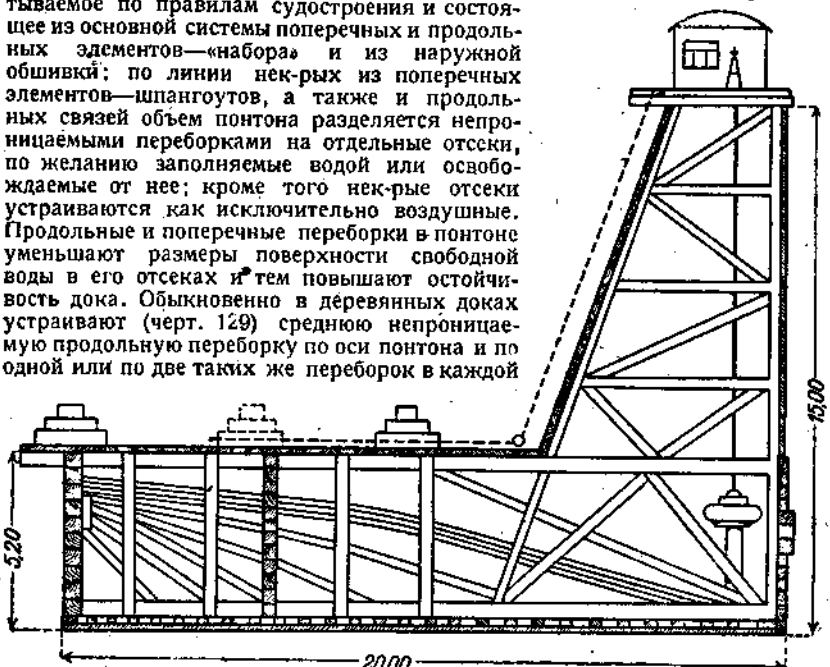
Выбор типа плавучего дока определяется многочисленными условиями местной обстановки и требованиями задания.

---

* I. Stuart Crandall, Floating dry dock design. Papers of the Boston Society of Civil Engineers. Sept. 1923. Vol. X, № 7.

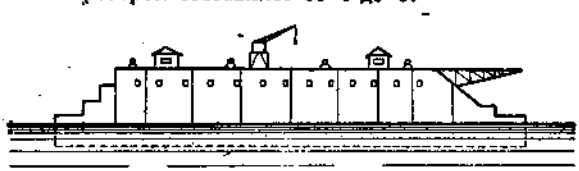
§ 2. Основные черты конструкции плавучих доков.

Конструктивно плавучий док состоит из понтона и башен. Понтон представляет собой судно прямоугольных очертаний, проектируемое и рассчитываемое по правилам судостроения и состоящее из основной системы поперечных и продольных элементов—«набора» и из наружной обшивки; по линии нек-рых из поперечных элементов—шпангоутов, а также и продольных связей объем понтона разделяется непроницаемыми переборками на отдельные отсеки, по желанию заполняемые водой или освобождаемые от нее; кроме того нек-рые отсеки устраиваются как исключительно воздушные. Продольные и поперечные переборки в понтоне уменьшают размеры поверхности свободной воды в его отсеках и тем повышают остойчивость дока. Обыкновенно в деревянных доках устраивают (черт. 129) среднюю непроницаемую продольную переборку по оси понтона и по одной или по две таких же переборок в каждой



Черт. 129. Сечение плавучего дока деревянной конструкции.

продольной половине его. В металлических доках число продольных водонепроницаемых переборок составляет от 4 до 6.

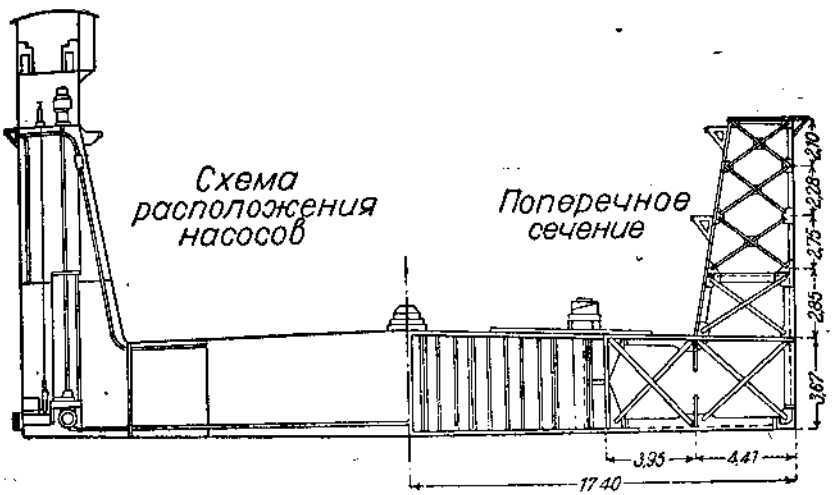


Черт. 130. Башни дока, срезанные уступами по концам.

Для уменьшения веса дока башни немного не доводятся до концов понтона и срезаются (черт. 130) наклонной плоскостью или уступами. Иногда делаются вырезы в башнях и в средине дока; в других случаях части башен заменяются сквозной фахверковой конструкцией; все это кроме уменьшения веса улучшает условия судоремонтных работ на доке, увеличивая освещен-

ность и вентиляцию и обеспечивая более быстрое высыхание окраски судна и удобную подачу материалов в док. В башнях, в верхних частях их, обыкновенно в средних по длине дока отсеках, располагаются (черт. 130) насосные станции, связанные с отсеками дока во всех его секциях (в случае разделения дока на секции) соответствующими трубопроводами.

С целью уменьшения работы по откачке воды при всплытии в башнях иногда оставляют отверстия для отлива из них воды самотеком во время процесса всплытия. В других случаях с этой целью загражда́ется выход воздуха из отсеков дока в период погружения; воздух сжимается в отсеках вследствие уменьшения объема их за счет вливающейся воды; сжатый воздух вытесняет при всплытии дока воду из отсеков, уменьшая работу по откачке, и кроме того разгружает наружную обшивку дока от давления наружной воды при погружении дока; уменьшение работы всплывания при-



Черт. 131. Поперечное сечение плавучего дока металлической конструкции.

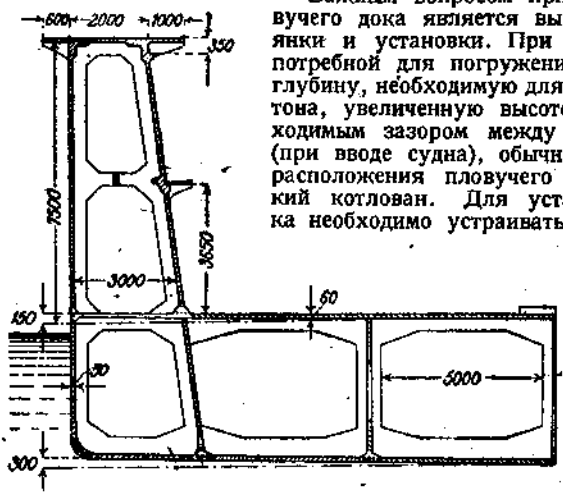
водит к экономии в мощности насосных установок и механизмов и дает выигрыш в весе трубопроводов.

В зависимости от материала, из к-рого сооружается док (дерево, металл, железобетон), определяются его конструктивные особенности. На черт. 129 приведено поперечное сечение деревянного дока секциональной системы, состоящего из шести секций (каждая по 24,4 *м* длиной), общей грузоподъемностью в 18 000 *т*. На черт. 131 изображено поперечное сечение металлического секционального дока грузоподъемностью в 14 000 *т*. Конструкция железобетонного дока м. б. иллюстрирована поперечным сечением, изображенным на черт. 132.

Плавучий док оборудуется насосными и водопроводными устройствами, приспособлениями для выхода воздуха из балластных отсеков при наполнении их водой, приспособлениями для завода и установки судов, наконец подъемно-перегрузочными установками в виде кранов на башнях.

Эффективная грузоподъемность дока (деревянного или металлического) составляет обычно от 60 до 70% водоизмещения понтона. Обычно можно

принимать, что одна треть этого водоизмещения равна весу самой конструкции дока и постоянного балласта, если таковой нужен (в деревянных доках).



Черт. 132. Поперечное сечение пловучего дока железобетонной конструкции.

Важным вопросом при проектировании пловучего дока является выбор места для его стоянки и установки. При значительной глубине, потребной для погружения дока, превышающей глубину, необходимую для судна, на высоту понтона, увеличенную высотой кильблоков и необходимым зазором между килем и кильблоком (при вводе судна), обычно приходится в месте расположения пловучего дока отрывать глубокий котлован. Для установки пловучего дока необходимо устраивать особые приспособления («удержники»), удерживающие его над местом котлована, в виде особых направляющих пал, либо в виде шарнирно связанных с доком реек, укрепленных другим концом в достаточно прочные точки на берегу или на водной площади (палы).

§ 3. Основания проектирования и расчета пловучих доков.

Проектирование пловучего дока на основании определенного задания обнимает в последовательном порядке следующие действия: определение основных размеров дока, анализ его пловучести и остойчивости, установление внешних сил, действующих на док, расчет общей продольной прочности, расчет общей поперечной прочности и наконец расчет местной прочности дока. Рассмотрим последовательно все эти действия.

Определение основных размеров дока.

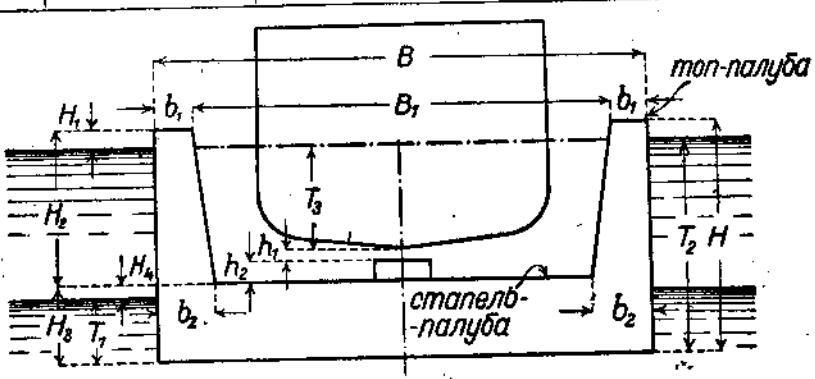
Основные размеры дока устанавливаются в зависимости от размеров докируемого судна, каковыми являются его длина l, ширина b, осадка h и вес G при вводе в док.

Длина днища дока $L = 0{,}8l—0{,}9l$, если не считать в дополнение к этому длину аванбеков. Ширина дока в свету $B_1 = b + 2 \cdot (1{,}5—2{,}0)$ *м* для свободного производства работ. Ширина полного дока, т. е. ширина понтона: $B = B_1 + 2b_1$, где b_1—ширина башен по низу (по стапель-палубе). Ширина их по верху (по топ-палубе) равна обычно 3—4 *м*. Ширина башен по низу b_2, т. е. в уровне стапель-палубы, зависит от условий поперечной остойчивости дока и от размещения в них моторов, помп и др. устройств.

Высота боковых башен H_3 над стапель-палубой определяется (черт. 133) в зависимости от осадки судов T_3, от возвышения топ-палубы над водой при погруженном состоянии H_1, от зазора h_1 между килем судна при вводе его в док и поверхностью кильблоков и от высоты h_2 кильблоков; высота башен выражается: $H_3 = H_1 + T_3 + h_1 + h_2$; если, как обычно принимается, $h_1 = 0{,}3$ *м*, $h_2 = 1{,}2$ *м*, то $H_3 = 1{,}5 + T_3 + H_1$.

Табл. 21. Основные элементы нек-рых осуществленных плавучих доков.

№№ по пор.	Место расположения	Фирма	Год постройки	Грузоподъемность (т)	Полная длина (м)	Ширина		Наиб. допустим. осадка судна (м)
						наружн. (м)	в свету (м)	
1	Ententeregierung	Clark-Stanfield	1920	50 000	218,0	?	44,5	12,0
2	Hamburg	Blohm and Foss	?	46 000	222,5	?	40,2	11,0
3	Deutsche Marine	Blohm and Foss	1914	40 000	214,2	56,0	45,0	11,0
4	Hamburg	Vulcan Stettin	1911	35 000	221,0	?	33,2	10,0
5	Hamburg	Vulcan Stettin	1912	27 000	175,3	?	33,2	10,0
6	Rotterdam	Aug. Klöhne	1904	15 600	170,0	36,0	26,4	7,6
7	Amsterdam	Nederl. Scheepsb.	1911	12 000	140,0	33,5	23,2	?
8	Mobile	Alabama Dry Dock	1920	10 000	128,0	35,4	27,4	8,5
9	Furness	Vickers Barrow.	1920	5 200	128,0	23,9	18,1	7,5
10	Danzig	Klitzing	1917	3 500	120	27,5	19,5	5,5



Черт. 133. Схема основных размеров плавучего дока.

Высота понтона дока H_3 определяется как сумма осадки его T_1 под нагрузкой поднятого судна и возвышения H_4 его стапель-палубы над уровнем воды в этом состоянии с поднятым судном: $H_3 = T_1 + H_4$.

Величина H_4, представляющая надводную высоту борта понтона, принимается в пределах 0,2—0,7 *м* в зависимости от степени спокойного состояния окружающего док бассейна, величина же осадки T_1 понтона определяется из условия пловучести его под нагрузкой судна G_c. Если вес корпуса дока с оборудованием и с остаточным балластом обозначить через G_g, то условие пловучести дока с судном выразится уравнением: $LBT_1 = G_g + G_c$, откуда определяется осадка понтона T_1. В качестве справочного материала при установлении основных размеров дока выше приводятся данные табл. 21, заимствованные у K. Roeser'a *[1]. Кроме приведенных выше основных размеров к таковым следует отнести еще размеры или, вернее, емкость балластных отсеков, к-рая должна быть достаточна для погружения дока на заданную осадку T_2 для приема судна. Вес необходимого для этого водяного балласта Q должен удовлетворять пловучести дока в этом погруженном состоянии (без судна): $Q + V = G_g$, где V—водоизмещение дока, погрузившегося до максимальной заданной осадки T_2, а G_g—по-предыдущему—вес корпуса дока с его оборудованием, включая остаточный балласт. Потребный объем (нетто) балластных отсеков $U = \frac{Q}{\Delta_0}$, где Δ_0—уд. в. воды. Для учета объема обшивки, связей корпуса и трубопровода обычно исчисляют величину объема брутто балластных отсеков, вводя поправочный коэф-т $\eta_3 = \frac{1}{1 - \frac{k}{\Delta}}$, где k—коэф-т веса корпуса дока на 1 *м*³ его объема, а Δ—уд. в. материала корпуса дока; тогда емкость балластных отсеков:

$$V_0 = \eta \cdot U = \frac{1}{1 - \frac{k}{\Delta}} \cdot U.$$

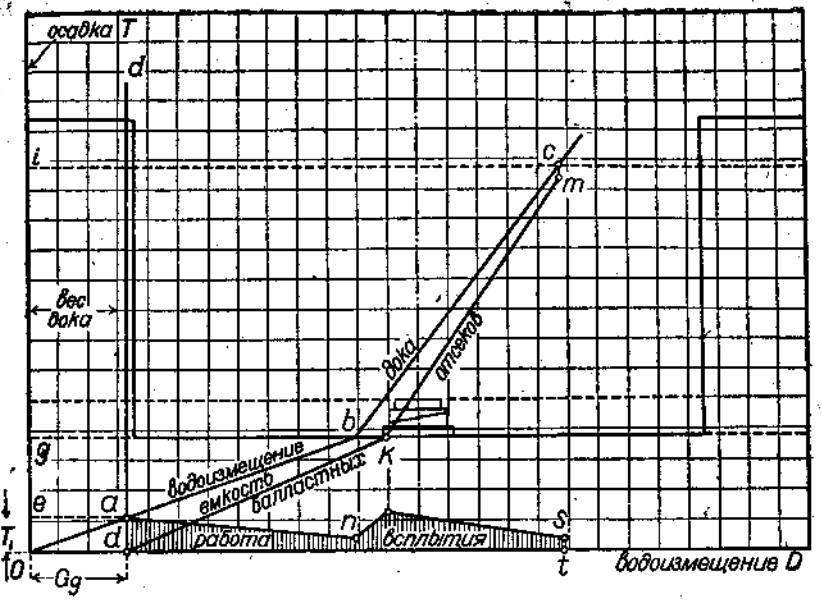
Обычно при проектировании дока уровень воды в балластных отсеках назначается ниже (в погруженном состоянии дока), чем уровень наружной воды,—для того, чтобы наполнение их происходило самотеком, для обеспечения же против излишнего погружения и потопления доков в случае пробоин или порчи в балластной системе устраивается в башнях на нек-рой высоте предохранительная водонепроницаемая палуба.

Элементы пловучести дока.

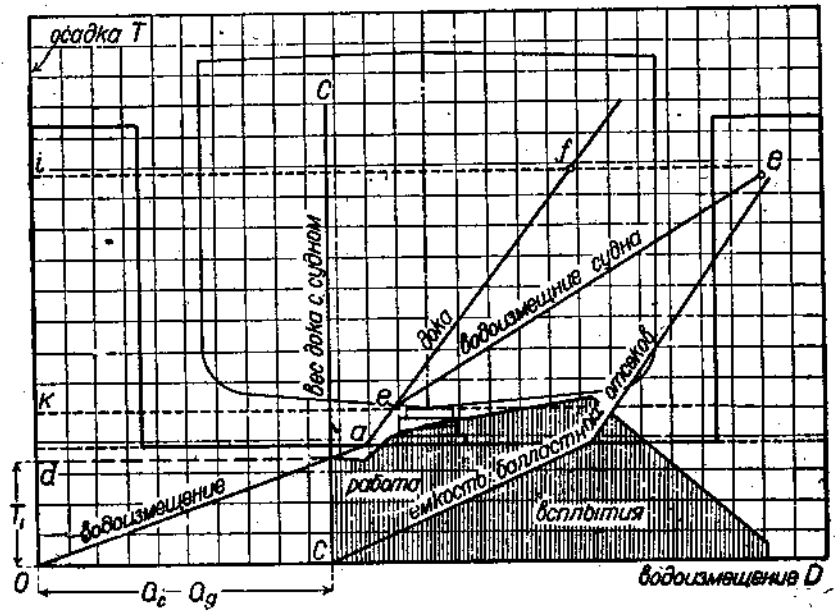
Для выяснения внешних сил (давлений воды), действующих на части дока при различных его положениях, необходимо иметь ясное представление о всех элементах пловучести дока. Для анализа этих элементов строятся две диаграммы *[2] (иногда совмещаемые в одной) водоизмещений дока, судна и емкости балластных отсеков. На черт. 134 и 135 приведены эти диаграммы: на первом из них—для дока без судна и на втором—для дока с судном, при чем в обеих диаграммах по оси абсцисс отложены водоизмещения в *т* или *м*³, а по оси ординат—соответствующие осадки в *м*. Линия водоизмещения дока *obac* построена (черт. 134), начиная от нуля (киля судна), кривая же емкости балластных отсеков (*dkm*)—начиная с точки абсциссы *d*, отвечающей осадке дока без судна; эта точка *d* получена проведением параллельно оси ординат прямой *dd* в расстоянии от нее $= G_g$ (весу дока); ордината точки пересечения этой прямой с линией водоизмещения дока дает осадку понтона дока в верхнем его ненагруженном состоянии.

*[1] K. Roeser, Die Vereinheitlichung des U-Schwimmdocks, Jahrbuch d. Schiffbautechn. Gesellschaft, 1922.

*[2] Диаграммы заимствованы из статьи И. Н. Сиверцева—Плоучие доки, из коллект. труда «Портовые сооружения», изданного в 1932 г. Гострансиздатом.



Черт. 134. Диаграмма водоизмещения дока без судна и емкости балластных отсеков.



Черт. 135. Диаграмма водоизмещения дока с судном и емкости балластных отсеков.

Эта же диаграмма дает возможность определить работу насосов для всплытия дока; эта работа выразится площадью, заключенной между линиями *obac* и *dbm*; обычно эту площадь переносят на ось абсцисс в виде *danst*; ординаты этой линии дают высоту напора насосов для всплытия.

Вторая диаграмма (черт. 135) для дока с судном строится аналогично первой, с той лишь разницей, что для получения осадки дока проводится прямая *CC*, параллельная оси ординат, в расстоянии от нее, равном весу дока с судном ($G_g + G_c$); затем от точки соприкасания киля с кильблоками, т. е. с момента начала погружения судна в воду, наносится линия водоизмещения судна *kk* (грузовой размер судна), ординаты к-рой отсчитываются от горизонта киля судна. Далее эпюра емкости балластных отсеков строится от линии *CC*, т. е. с момента начала погружения дока с судном. На обеих диаграммах пунктирной линией *i* показана предельная осадка дока.

Табл. 22 (*).

Грузоподъемность при надводном борте в 0,1 *м* . . . *m*	50 000	36 000	25 000	16 000	10 000	6 500	3 800	2 000
Вес дока расчетный . . . . *m*	23 000	17 000	12 000	7 500	4 800	3 300	2 000	1100
Остаточный баласт при надв. борте в 0,1 *м* . . . . . *m*	4 500	3 500	2 500	1 200	800	600	350	200
Полная длина бал. отсеков. *м*	272,4	194,4	185,0	168,5	125,5	115	105	94
Полная ширина бал. отсеков *м*	55,0	55,0	44,0	34,0	34,0	28,0	25,0	22
Ширина в свету . . . . . *м*	45,0	45,0	35,0	25,0	25,0	20,0	17,8	16
Высота башен от стапель-палубы . . . . . *м*	14,0	14,0	13,0	12,5	12,5	10,5	8,5	7,5
Осадка понтона в средине дока . . . . . *м*	6,0	6,0	5,5	5,0	4,0	4,0	3,0	2,8
Высота киль-блоков . . . *м*	1,3	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Надводный борт при наибольшем погружении . . . . *м*	1,0	1,0	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Ц. т. корабля над килем . . *м*	13,5	11,5	10,0	8,9	8,0	7,1	6,0	4,9
Метацентрическая высота в момент всплытия киля судна	6,6	8,2	5,4	3,4	5,9	4,5	4,7	3,6

* Табл. заимствована из упомянутой выше ст. И. Н. Сиверцева.

Остойчивость дока.

Остойчивость дока определяется по величине метацентрической высоты $h_м = \rho - a$, где: ρ—метацентрический радиус, a—расстояние между центрами тяжести и водоизмещения дока. Величина $\rho = \frac{I - \Sigma i}{D}$, где I—момент инерции ватерлинии относительно диаметральной оси дока для рассматриваемого положения дока, Σi—сумма моментов инерции свободных площадей уровня воды в балластных отсеках, не сообщающихся с забортной водой, относительно их продольных осей симметрии, D—водоизмещение дока или дока с судном. Остойчивость дока обычно определяется для значений осадки от равной высоте понтона до осадки, соответствующей верхней кромке кильблоков, т. к. в этих пределах создаются обычно наихудшие условия остойчивости дока (критическое положение всплытия дока).

Обыкновенно поверка производится для поперечной остойчивости, продольная же остойчивость поверяется лишь для коротких доков и для случаев работы секций секционного дока.

В качестве примерных данных по элементам остойчивости приводится выше табл. 22.

При действии ветра на башни дока и борт судна, стоящего в доке, возникает крен φ, величина к-рого определяется из равенства момента крена и момента остойчивости по ф-ле:

$$\sin\varphi = \frac{D \cdot (\rho - a)}{W \cdot h_w},$$

где D—водоизмещение дока или дока и судна, W—давление ветра на боковую поверхность башни и выступающую из-за очертания башен часть борта судна, h_w—плечо этого давления, т. е. расстояние между точкой его приложения и центром бокового сопротивления крену; этот угол не д. б. больше 1°—2°.

Внешние силы, действующие на док.

Внешними силами, действующими на док, являются: собственный вес элементов самой конструкции дока, давление воды, нагрузка судна, давление ветра, боковых упоров от судна и веса местных установок оборудования дока. Вес частей конструкции определяется непосредственно, давление воды находится по диаграммам водоизмещения (черт. 134 и 135), при чем для внутренних элементов неравномерность откачки из соседних отсеков оценивается разностью уровней в них в 0,3 *м*.

Распределение веса судна по длине дока выполняется по трапеции или по параболе по ур-ию:

$$p = p_0\left[1 - \left(\frac{2x}{L}\right)^m\right],$$

где p—вес единицы длины судна в расстоянии x от средины длины судна, p_0—вес единицы длины судна у миделя, L—длина распределения нагрузки от веса судна, m—функция степени полноты параболы. При обычных значениях полноты парабол

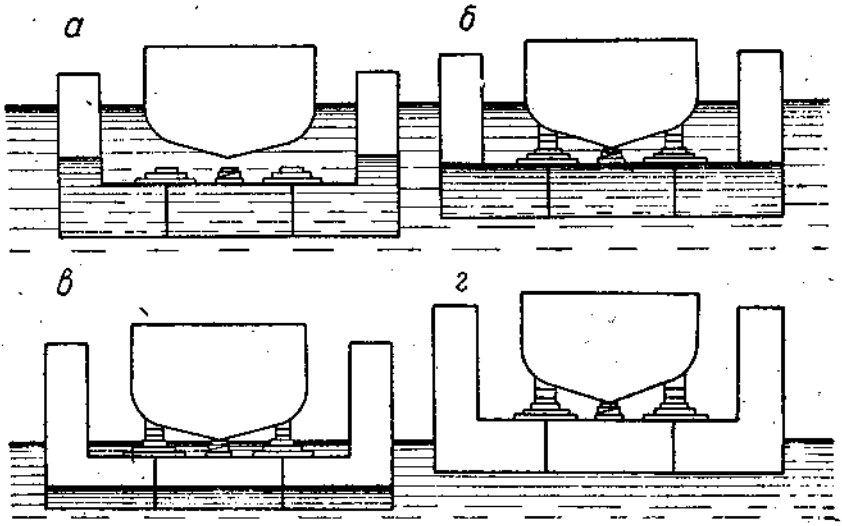
$$\varphi = 0{,}8;\ m = \frac{\varphi}{1 - \varphi} = 4;$$

$$p_0 = \frac{G_c}{L}\left(\frac{m+1}{m}\right) = \frac{5}{4}\frac{G_c}{L}.$$

Давление ветра определяется по обычным правилам.

Давление воды по закону треугольника на боковые стены и по прямоугольной эпюре на горизонтальные площади изменяется в зависимости

от осадки дока. Необходимо при расчете выяснить наиболее критическое положение. При этом возможны четыре различных случая нагрузки (черт. 136): а) док без судна, погруженный до крайнего нижнего предела (наиболее легкое для материала дока положение); б) док в погруженном положении с судном, при к-ром напор — наибольший (напряжение в материале дока наибольшее); в) док с судном в полупогруженном состоянии, когда остойчивость дока наименьшая; г) док в поднятом положении с судном.

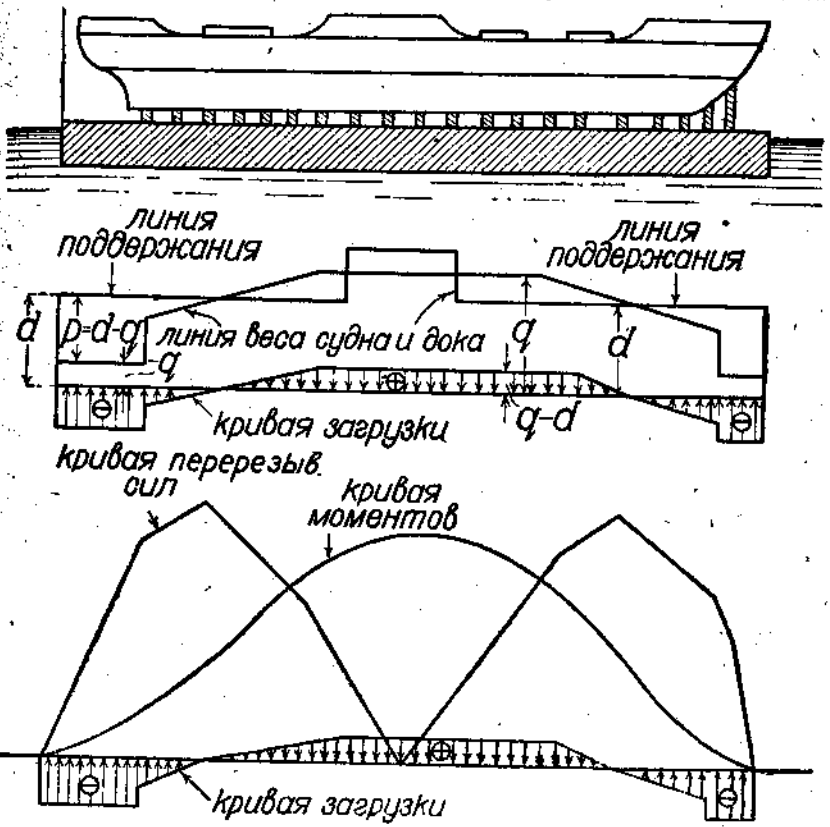


Черт. 136. Характерные случаи загрузки и положения дока.

Расчет прочности дока.

При расчете прочности дока следует различать продольную и поперечную прочность. Для расчета продольной прочности дока прежде всего строится эпюра веса дока и баласта по длине его (черт. 137), при чем для первого приближения вес дока принимается равномерно распределенным (ордината p_i) по длине; для баласта (q_i) предполагается неравномерная откачка с разностью горизонтов воды в смежных отсеках в 0,3 *м*. Затем строится эпюра веса судна по длине по закону трапеции или параболы и совмещается с эпюрой веса g_i дока. Далее строится эпюра водоизмещения (сил поддержания) дока в погруженном состоянии с судном d_i, после чего составляется эпюра разностей сил поддержания и сил веса $(p_i + q_i + g_i - d_i)$, что дает кривую нагрузок дока вдоль его длины. На основе этой нагрузки производится графическое ее интегрирование, т. е. строится интегральная кривая (черт. 137), представляющая эпюру перерывающих сил. Вторичное графическое интегрирование эпюры перерезывающих сил дает эпюру изгибающих моментов по длине дока. Для определения наибольших значений изгибающего момента и перерезывающей силы при разных осадках дока приведенное построение выполняется для различных осадков, после чего строятся кривые, обертывающие каждую группу эпюр, — изгибающих моментов и перерезывающих сил.

Поверка продольной прочности дока по найденным значениям изгибающего момента и перерезывающих сил производится для тех его поперечных сечений, где по характеру этих величин и по конструкции дока следует ожидать наибольших напряжений; при исчислении моментов инерции, моментов сопротивления, статического момента и пр. элементов этих сечений



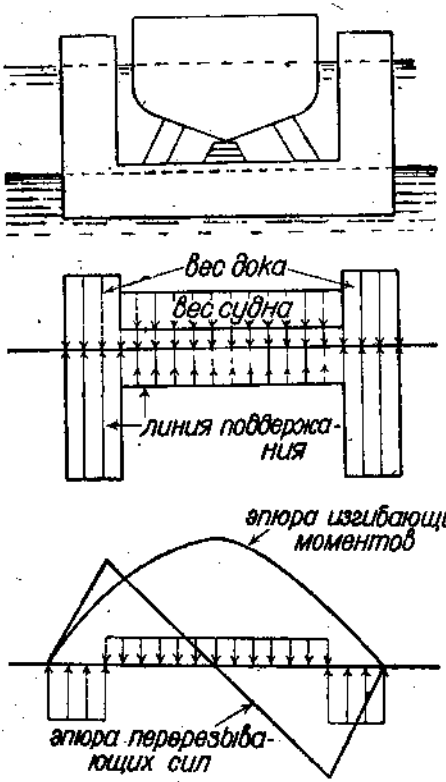
Черт. 137. Эпюры внешних сил, перерезывающих сил и изгибающих моментов в продольном сечении дока. Кривая перер. сил в правой половине чертежа переброшена снизу вверх (для сокращения чертежа).

учитываются все продольные связи, идущие непрерывно во всю длину дока. В случае секционального дока с прерывающимися по длине башнями часть момента, изгибающего док вместе с судном, передается корпусу докируемого судна; такие доки не могут быть аварийными; во многих случаях при расчете изгибающий момент может считаться воспринимаемым целиком корпусом дока.

Расчет поперечной прочности дока ведется по отношению к отрезку дока, вырезаемому по длине дока, между двумя шпангоутами. Подобно изложенному выше для расчета продольной прочности строится эпюра (черт. 138) нагрузок от веса дока, веса баласта, веса судна, а также эпюра водоизмещения (сил поддержания), при чем вес судна принимается

по ординате наибольшего веса продольной эпюры распределения и распределяется равномерно по ширине дока или принимается сосредоточенной в средине поперечного сечения. Аналогично случаю поверки продольной прочности строится линия нагрузок, затем эпюры перерезывающих сил и изгибающих моментов (черт. 138).

В дополнение к основным поверкам прочности дока в целом выполняются еще раз поверочные расчеты местной прочности, а именно: перекрытия понтона, переборок, основных и холостых шпангоутных рам, продольных связей; набора ребер переборок, пластин обшивки палуб, башен, аванбеков и специальных местных конструкций; все эти поверки выполняются обычными методами строительной механики.



Черт. 138. Эпюры внешних действующих сил, перерезывающих сил и изгибающих моментов в поперечном сечении дока.

Работа всплытия дока из погруженного положения с судном до верхнего положения с судном имеет выражение:

$$E = D \cdot h - D' \cdot h',$$

где: D—водоизмещение дока с судном в предельном погруженном состоянии, D'—водоизмещение дока в верхнем положении, h и h'—глубины расположения центров соответствующих водоизмещений.

Стоимость плавучих доков м. б. дана лишь приблизительно—в пределах от 100 до 150 руб. (зол.) за 1 m грузоподъемности для деревянного уравновешенного дока, от 120 до 160 руб. зол. на 1 m для дока с деревянным понтоном и металлическими башнями и от 140 до 200 руб.—для металлического уравновешенного или секционального дока; в эти цены не входят расходы по котлованам, подходным каналам, соседним набережным и др. работам. Продолжительность службы деревянных доков с малым ремонтом—до 60 лет; поддержание металлических доков составляет в год от 1,12 до 3% первоначальной стоимости.

Литература.

1. Киприанович, Расчет плавучих доков, жур. «Русское судоходство». 1910—1911 гг. 2. Сиверцев И. Н., Плавучие доки, глава VII коллективного труда «Портовые сооружения (Расчетная часть)», под ред. проф. Ляхницкого, 1932 г. 3. Muth, Schwimmdockberechnung, «Schiffbau». 1912, № 15 и 1916 №№ 17-20. 4. S. Crandall, Floating dry dock design. Papers of the Boston Society of Civil Engineers, 1923, vol X. № 7. 5. Chaumond, Les différents types des docks flottants, B. S. E., 1919.

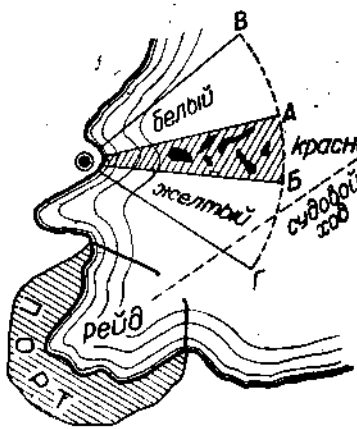
Морские маяки.

Из общего состава специальных сооружений, именуемых маяками и служащих для сигнализирования направления путей в водных и воздушных сообщениях, м. б. выделена особая группа морских маяков, относящихся к сооружениям гидротехническим. В отличие от всех других маяков сухопутного расположения, именуемых береговыми, авиационными и иначе, морские маяки возводятся на морском дне или морских банках, утесах, рифах, подверженных непосредственному действию воды в спокойном и волнующемся состоянии моря.

По отношению к этим маякам представляют интерес следующие вопросы: основные типы конструкций маячной башни, назначение основных размеров ее, внешние силы, на нее действующие, и ее расчет. Обширная область оптического и светового оборудования маяков здесь не приводится, за исключением основных положений, связанных с определением размеров башни.

§ 1. Устройство морских маяков.

Маяки, служащие для целей морского транспорта, по своему назначению разделяются на указательные и предостерегательные. Первые ставятся на выдающихся и высоких точках побережья, утесов или островов, на больших расстояниях друг от друга, так, чтобы у мореплавателя всегда были в виду один или два маяка. Предостерегательные маяки сооружаются или на том подводном препятствии, к-рое они ограждают, или поблизости от него на берегу. Огни их, обыкновенно цветные, должны освещать море на такое расстояние, чтобы судно, вошедшее в район освещения, успело переменить курс и отвернуться от препятствия. Часто огонь их покрывает водную площадь в виде нескольких соприкасающихся цветных (черт. 139) секторов, из к-рых красный огонь показывает опасное место, белый, напр., дает знать судну о том, что оно должно отойти от этого места к северу, а желтый, напр., об отходе к югу.



Черт. 139. Район действия предостерегательного маяка.

По дальности видимости маяки разделяются на разряды: первому отвечает у нас дальность видимости в 25—30 морских миль *, второму—20—24 мили, третьему—15—19 миль и четвертому—8—14 миль.

В нек-рых случаях морские маяки служат для создания створа, располагаясь либо по двое в одной створной линии, либо в вершинах треугольника, образуя т. наз. щелевой створ.

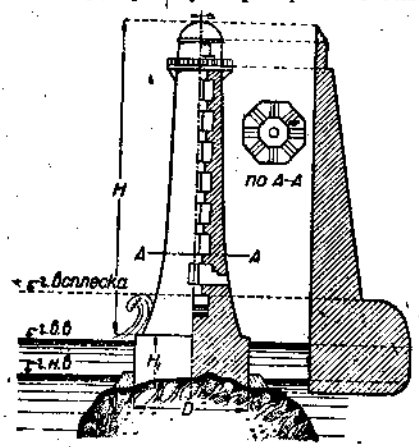
В дополнение к общим требованиям, предъявляемым к маякам, как элементам судоходной обстановки (см. «Морские сообщения» данного справочника), морские маяки по существу своей конструкции требуют выполнения еще нек-рых других.

Расположение маяков на скалах, утесах, там, где имеется весьма мало места, заставляет отступать от размещения жилых и служебных построек

* Морская миля = 1,852 км.

рядом с маячной башней; все эти помещения вводятся внутрь башни, хотя это во многих отношениях неудобно и нерационально для действия самого маяка.

Подверженность таких маяков непосредственному действию морских волн приводит к применению особых конструкций, которые могут оказывать достаточное сопротивление их ударам; при этом недостаточно выполнить обычные требования устойчивости и прочности: необходимо, чтобы маячная башня была достаточно стойка в отношении вибрации, к-рой, как показал опыт, она подвержена под действием штормов. Эти вибрации чрезвычайно вредно отзываются на строении самой башни и на работе осветительных аппаратов, иногда даже прекращая правильное их действие. Т. к. волны, ударяя непосредственно в маяк, дают всплески, достигающие иногда высоты 30—40 *м* и захлестывающие фонарь, маячная башня должна иметь высоту, при к-рой фонарь не затемнялся бы этими брызгами, или должны быть приняты меры к уменьшению эффекта всплесков. Приведенными дополнительными требованиями определяются состав морского маяка, его форма и конструкция.



Черт. 140. Общая конструкция морского маяка.

Отдельные служебные и жилые помещения располагаются в ряде этажей (черт. 140); при этом в первом этаже находится приемная комната, куда подаются с подходящих к маяку судов предметы снабжения—иногда при помощи выдвижного стенного крана, затем следуют кухня, столовая, иногда в одном этаже, далее два или несколько этажей жилых помещений, а выше—склады материалов, запасных частей, к-рые находятся, т. о., ближе к осветительному аппарату. Непосредственно под фонарным павильоном располагается дежурная комната с небольшой мастерской для мелких починок; иногда эта мастерская располагается этажом ниже. В нижней части маяка, ниже приемного помещения, в массиве кладки располагается цистерна для пресной воды. Запасы делаются на продолжительный, не менее месяца, срок, имея в виду трудности подхода к маяку, в особенности в осеннее, бурное, время. Фонарь и аппараты, служащие для его движения, заключены в особую будку, изолированную от внутренних помещений маяка во избежание действия на стенки испарений, пыли и копоти изнутри башни; вход в фонарное отделение расположен с верхнего балкона, на к-рый можно проникать из башни. Сообщение между отдельными этажами башни совершается по винтовой лестнице, расположенной либо вдоль стены башни, или же вокруг центральной колонны, проходящей по оси башни во всю ее высоту. Окна и двери д. б. наименьших размеров, плотно запираться ставнями и по возможности не приходиться одно над другим по вертикали во избежание ослабления кладки башни.

Общее очертание башни морского маяка получает коническую форму с уширенным основанием. Для достижения наибольшей устойчивости и вместе с тем для уменьшения явления всплесков нижняя часть маяка сооружается в виде высокого массивного цилиндра, служащего как бы постаментом для конической башни; при этом вверху цилиндра делается обрез (черт. 140), на к-ром происходит разбивание накатывающейся на маяк

волны; массивному цилиндру основания придается вес, необходимый для достаточного сопротивления удару волны.

Т. к. волны действуют на маяк преимущественно ударами, а не статическим давлением, то им стараются противопоставить общую массу сооружения; для этого особое внимание д. б. обращено на монолитность и однородность строения кладки как цилиндра, так и всей башни; кладка их должна вестись особенно тщательно, с притеской камней и даже с врубками (ласточкиным хвостом) и на растворе с богатым содержанием цемента. Существующие и хорошо выдерживающие штормовые удары морские маяки имеют значительные размеры и вес; так, знаменитый Эддистонский маяк, высотой выше 40 *м*, имеет диам. на уровне высоких вод в 11 *м*, а общий вес кладки свыше 4 600 *т*; другой английский маяк (Wolf Rock), высотой в 33,5 *м*, имеет диам. на том же уровне в 9 *м* и общий вес в 3 300 *т*.

§ 2. Определение основных размеров морских маяков.

Основными размерами морского маяка (черт. 140) являются: высота его H над уровнем моря, высота H_1 (над основанием) нижнего цилиндрического массива, служащего фундаментом, диам. его D, а также диам. поперечных сечений самой башни по высоте.

Высота маяка H над уровнем моря определяется в зависимости от потребной дальности его видимости L по ф-ле:

$$L=\sqrt{\frac{2R}{1-2n}}(\sqrt{H}+\sqrt{h}),$$

где $R=6\,373\,200$ *м* (радиус земного шара), n—коэф-т земной рефракции, равный по Гаусу 0,0653, h— возвышение глаза наблюдателя, находящегося на судне, над уровнем моря, к-рое принимается обычно для указательных маяков (I и II разряда) в 7—8 *м*, для береговых маяков (II и III разряда)— в 4,5 *м* и для портовых огней (IV и V разряда)— в 3 . При указанных значениях и при измерениях в *м* ф-ла приобретает вид:

$$L=3\,753{,}1(\sqrt{H}+\sqrt{h}).$$

Для упрощения выкладок ниже приводится таблица различных значений L (в *км*) в зависимости от H и h, выраженных в *м*.

Табл. 23. Дальность видимости маяков разной высоты.

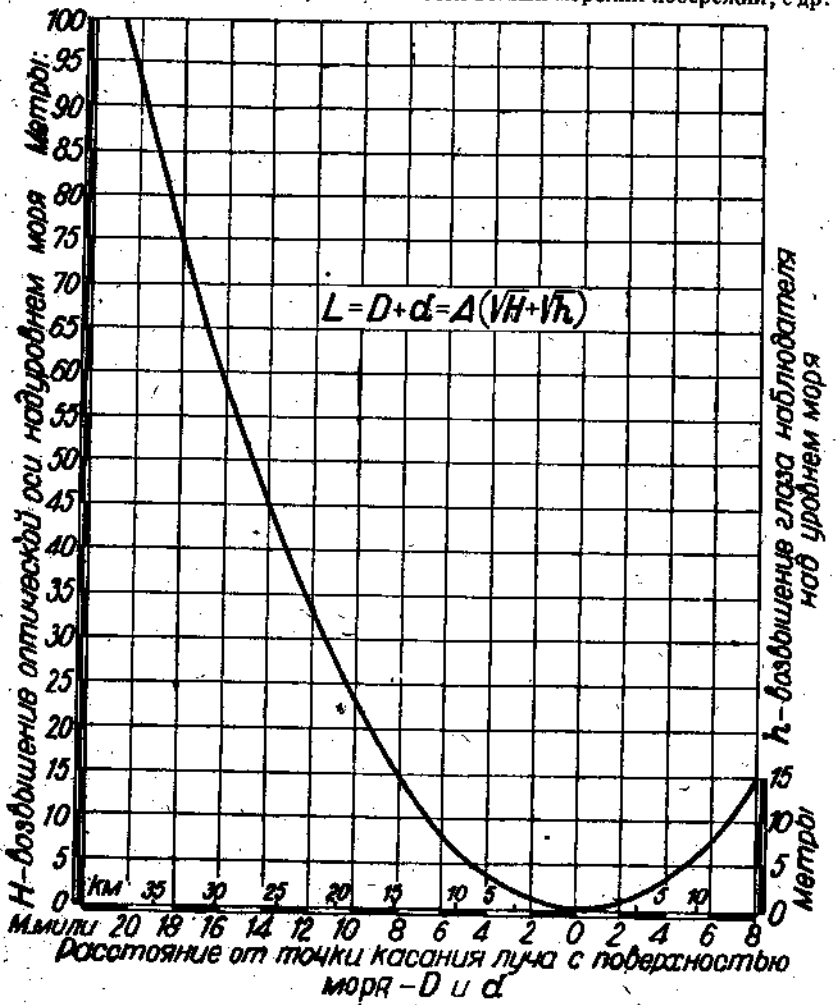
Возвышение глаза наблюдателя (в *м*) h	Высота огня маяка или знака H (в *м*)								
	15	20	25	30	35	40	50	75	100
0	15	18	19	21	23	24	27	33	38
3	21	23,5	26	27,5	29	31	33,5	39,5	44,5
5	23	26	28	30	31	33	36	42	47
8	25	28	30	31,5	33	35	38	44	49
10	27	30	31	33	35	36	39	45	50
15	30	32	34	35	37	39	42	48	53

Кроме того для определения расстояния L в морских милях (1852 *м*), когда H и h выражены в *м*, может служить график *, представленный на черт. 141.

Определенную тем или др. методом высоту башни маяка надо отсчитывать от самого высокого уровня воды, чтобы в периоды этих уровней

* Табл. 23 и график (черт. 141) заимствованы из статьи А. И. Рихтера, Основные расчеты маяков и створных знаков, Ленинград, 1927 г.

дальность видимости не уменьшалась против требуемой. Пределом высоты маячных башен над уровнем моря следует считать 80—100 *м*, т. к. видимость на больших высотах сильно затруднена облаками и туманами, опускающимися часто до этих отметок, в особенности вблизи морских побережий; с др.



Черт. 141. График зависимости дальности видимости маяка от его высоты.

стороны, низшим пределом высоты маячных огней следует считать 10—15 *м*, до к-рых достигают всплески и брызги волн, уменьшающие их видимость.

Высота нижнего фундаментного цилиндра (черт. 140) определяется положением верхнего обреза его, к-рый, по соображениям уменьшения брыз

и всплесков, назначается на 5—6 *м* над уровнем ординара моря; обрез в верхнем основании этого цилиндра делается не менее 1,5 *м* для надлежащего разбивания на нем накатывающейся волны.

Поперечные размеры (диаметр) нижнего цилиндра, а также маячной башни по высоте определяются расчетом на устойчивость и прочность материала; для этого задаются предварительно размерами по осуществленным в аналогичных условиях примерам и затем подвергают их поверочному расчету.

Общему очертанию башни морских маяков для удовлетворения условиям устойчивости и прочности, а также требованиям уменьшения эффекта всплесков придается коническая форма с уширенным основанием; в нижней части профиль башни вычерчивается обыкновенно по гиперболе.

§ 3. Особенности действия внешних сил на маяки.

Морские маяки подвержены действию четырех сил: собственного веса, давления ветра, волнения и давления льда.

Вес маячной башни, включая фонарь и осветительный аппарат, определяется путем геометрического подсчета объема кладки.

Давление ветра рассчитывается по нормам, приведенным выше (в главе II); необходимо однако отметить, что, в виду особых условий, в к-рых приходится возводить морские маяки, подверженные динамическому (ударному) действию ветра (шквалы), а также ритмичности и пульсации порывов ветра, и в виду необходимости обеспечить их безусловную устойчивость и прочность на продолжительный срок службы, желательно не снижать установившейся в практике маякостроения нормы в 250 *кг/м*^{2}; это тем более необходимо, что вопрос о давлении ветра в высоких слоях еще недостаточно изучен; в последнее время нек-рые маячные башни (Триполи) были рассчитаны на ветер до 320 *кг/м*^{2}.

Действие волнения на морские маяки ничем не отличается от рассмотренного выше действия их на внешние оградительные сооружения; значение этих сил м. б. определено теми же соображениями и нормами (см. стр. 675—680). Здесь необходимо подчеркнуть, что силы эти принимаются действующими нормально с одной какой-либо стороны маяка; при этом с того уровня, с к-рого начинается действие волнения, давление ветра в расчет не принимается в предположении, что во время удара волны вся башня до уровня высокой воды погружена в воду. В морях с приливами и отливами можно было бы учитывать возможность удара волны и при низких уровнях воды, но наиболее невыгодным случаем и здесь явится удар волны на более высокие точки на уровне высоких вод.

Давление ледяного покрова можно принимать распределяющимся по высоте на $^1/_8$ толщины льда над уровнем воды и на $^7/_8$—под водой, однако необходимо предвидеть возможность торосистого нагромождения льдин, увеличивающего указанные высотные пределы действия ледяного покрова; это возвышение должно определяться в каждом отдельном случае на основании наблюдений действия льда на берег и сооружения в данном районе.

Максимальное давление льда не может превышать его временного сопротивления на раздробление, к-рое по лабораторным опытным данным в зависимости от структуры льда колеблется от 10 до 60 *кг/см*^{2}. Характер общей эпюры распределения действия внешних сил на маяки показан на черт. 140 (справа); для давления от всплесков принята постепенно убывающая кривая от 100% у горизонта высоких вод до 60% у предела всплесков

§ 4. Расчет морских маяков.

Морские маяки, подверженные действию указанных выше сил, должны удовлетворять условиям устойчивости и прочности.

Для устойчивости маяка необходимо, чтобы во всех частях сооружения коэф-т устойчивости на опрокидывание с учетом динамического действия внешних сил $m=\frac{M_{уд.}}{M_{опр.}}=5—7$, а коэф-т устойчивости на скольжение, т. е. $n=f\cdot\Sigma V\geqslant 3{,}0—3{,}5$, где f—коэф-т трения одной части по другой, принимаемый $=0{,}4—0{,}6$, ΣV—равнодействующая всех вертикальных сил, действующих на часть сооружения выше данного сечения. Указанные две поверки устойчивости д. б. выполнены для нескольких сечений по высоте маячной башни.

Для поверки на прочность маяк рассматривается как вертикальный брус, одним концом заделанный в грунт и работающий на сложный изгиб. При этом расчете сооружение разделяется воображаемыми горизонтальными сечениями (швами) на зоны, для к-рых затем графически или аналитически определяется положение кривой давления и в зависимости от ее эксцентриситета вычисляются напряжения в материале в каждом шве. При неравномерном сжатии напряжения в крайних волокнах данного шва определяются по ф-ле:

$$\sigma=\frac{\Sigma V}{\omega}\pm\frac{My}{I}=\frac{\Sigma V}{\omega}\left(1\pm\frac{\omega\cdot\varepsilon}{W}\right),$$

где: ΣV—вертикальная составляющая равнодействующей всех сил, действующих на часть сооружения выше данного шва, ω—площадь поперечного сечения по шву кладки, W—момент сопротивления того же сечения, ε—эксцентриситет равнодействующей, к-рый м. б. определен из уравнения моментов сил относительно внешней крайней точки шва и получает выражение $\varepsilon=\frac{\Sigma H\eta}{\Sigma V}$, где ΣH—горизонтальная составляющая равнодействующей всех вышележащих сил, а η—плечо этой составляющей относительно данного шва.

Недопущение в маячном сооружении растягивающих напряжений приводит к условию, чтобы $min\,\sigma=\left(1-\frac{\omega\varepsilon}{W}\right)\geqslant 0$, откуда $\varepsilon\leqslant\frac{W}{\omega}$. Т. к. $\frac{W}{\omega}$ есть радиус сопротивления ρ, то условие, получающее вид $\varepsilon\leqslant\rho$, сводится к тому, что эксцентриситет кривой давления относительно оси симметрии д. б. меньше радиуса сопротивления, другими словами, кривая давления должна проходить внутри ядра сечения. Из строительной механики известно, что для прямоугольного сечения ядром является средняя треть сечения ($\rho=\frac{1}{6}$ ширины), а для круглого сечения—центральный круг, описанный радиусом, равным четверти диам. сечения $D\left(\rho=\frac{D}{4}\right)$.

Т. о., для прочности сооружения необходимо, чтобы, во-первых, во всех поперечных сечениях $\varepsilon\leqslant\rho=\frac{W}{\omega}$, т. е. кривая давления не выходила бы из их ядра, и, во-вторых, чтобы наибольшее напряжение материала (у внешнего края сечения) во всех сечениях $max\,\sigma=\frac{\Sigma V}{\omega}\left(1+\frac{\varepsilon}{\rho}\right)\leqslant K$,— допускаемого напряжения.

В отношении основания маячного сооружения необходимо заметить, что таковое возводится обычно на скалистом грунте, представляющем надежное основание; в случае слабой скалы или иного грунта глубина заложения основания д. б. поверена на выпирание по методу, изложенному для оградительных сооружений (см. выше § 4 стр. 680). Если при слабом грунте в основание маяка забиваются сваи, нагрузка на них м. б. определена по методу, приведенному для случая свайных набережных (см. выше, § 5 стр. 707).

Литература.

1. Пятницкий Н. и Барышников А., «Проект железобетонного маяка высотой 17 саж., СПБ, 1903 г. 2. Башмаков, П. И., Маячное дело и его историческое развитие, 1925 г. 3. Рихтер, А. И., Основные расчеты маяков и створных знаков, сборник XIV Ленингр. инст. инженеров путей сообщения. 1927 г. 4. Юл. Пинч, Светящиеся буи. 5. Riblere, Phares et signaux maritimes, 1908. 6. Engels H., Handbuch des Wasserbaues, B. 2, 1921 г. 7 Proetel H., See und Seehafenbau, 1921. The united States Light house Service, 1923.

Особенности производства работ по возведению морских гидротехнических сооружений.

Работы по возведению гидротехнических сооружений в портах обнимают пять отдельных групп операций: добычу строительных материалов, их транспорт к месту сооружения, подготовку материалов к применению в сооружении, разбивку работ на месте и наконец возведение сооружения.

Первая группа операций заключается в избрании места добычи (карьеров) материалов; при этом необходимо иметь в виду качество материалов, возможную близость карьера к месту работ, удобство его расположения для разработки и для подачи на пути сообщения. Предпочтительно, чтобы карьеры были расположены вблизи водного пути (морского или речного); в более редких случаях приходится прибегать к помощи ближайших ж. д. или даже укладывать временные ветки нормальной или узкой колеи.

Транспорт материалов к месту работ д. б. обеспечен надежным путем, достаточно укрытым от волнения в случае морского сообщения и с достаточным количеством подвижного состава или пловучих средств. Это требование приводит к определению расчетом количества вагонов, судов (баржей), паровозов и буксиров в зависимости от расстояния, скорости пробега, емкости повозок или судов, числа повозок в одном поезде или в караване и в зависимости от производительности карьера; эта последняя в свою очередь назначается в соответствии с общим количеством материала, подлежащего выработке, и со сроком его поставки.

Разбивка работ на месте, производящаяся по общим правилам разбивки сооружений; несколько осложняется расположением места сооружения на воде, иногда вдали от берега. Как особенность, вызываемую этими условиями, следует отметить назначение опорных точек при разбивке (точек оси сооружения, предельных точек его плана и т. д.) засечками угломерных инструментов с берега и закрепление этих точек на месте путем забивки отдельных свай, кустов свай или постановкой мертвых якорей.

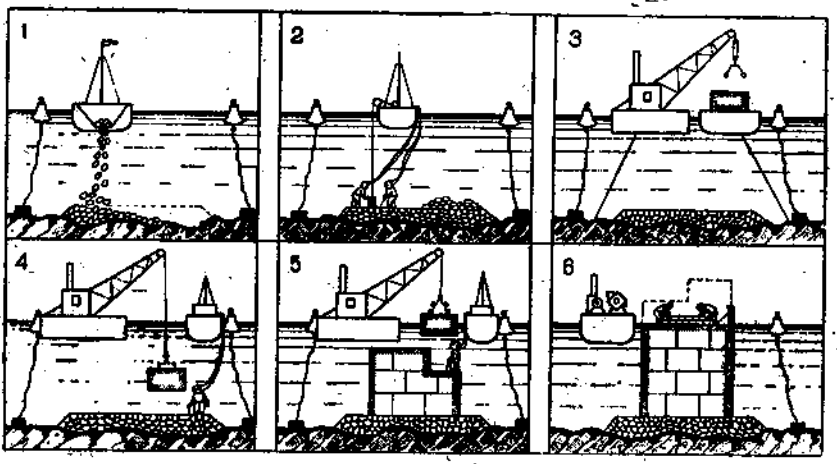
Возведение гидротехнических сооружений в портах сводится к выполнению строительных работ, трактуемых в курсах общих начал строительного искусства: различных видов кладки—накидной, сухой, кладки на растворе, бетонных или железобетонных работ, свайных, фашинных, ряжевых и плотничных работ, устройства перемычек и водоотлива, в более редких случаях—опускания открытых колодцев и кессонов. Не останавливаясь на общих приемах исполнения всех этих работ и предполагая их известными, здесь отметим лишь те особенности, к-рыми перечисленные работы характеризуются в специальной обстановке моря и морского побережья.

Основными особенностями этой обстановки, влияющими на производство работ, являются прежде всего значительные глубины на месте возведения сооружений, затем более или менее значительное волнение, в нек-рых случаях имеющее место почти непрестанно, возможность внезапных штормов, наконец удаление,—иногда значительное,—места сооружения от складов

строительных материалов и вспомогательных устройств, к-рые при строительных работах на суше наиболее удобно располагаются в непосредственном соседстве с возводимым сооружением. Отмеченные особенности морской обстановки, усложняющие производство работ, относятся гл. обр. к внешним оградительным сооружениям—молам, волноломам, к морским маякам, и в меньшей мере к внутренним устройствам (набережным, эллингам, докам, шлюзам), находящимся в более укрытых местах и на менее значительных глубинах.

§ 1. Работы по возведению внешних оградительных сооружений.

Внешние оградительные сооружения возводятся без водоотлива. Накидная кладка в них ведется с шаланд (черт. 142), подходящих непосредственно к месту сооружения и высыпающих камень через створчатые днища или через борт. Сухая кладка, осуществляемая в подводных частях внешних сооружений исключительно из массивов, ведется посредством пловучих



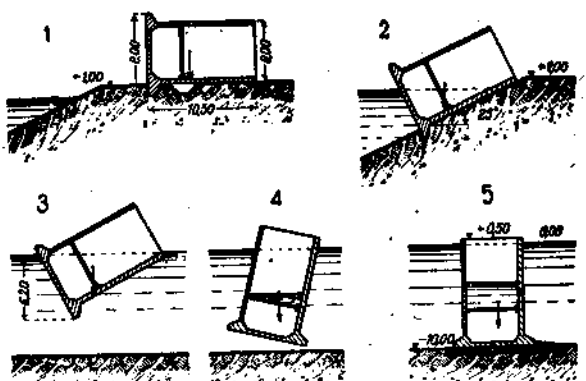
Черт. 142. Последовательные стадии работ по возведению мола в виде стенки.

кранов. Массивы, отливаемые на берегу на специально оборудованных площадках около бетонных заводов, выдерживаются после отливки не менее 1—1,5 месяца, затем перевозятся с завода на пристань посредством вагонеток, снимаются с них кранами или лебедками, передаются на палубные баржи, к-рые буксируются к месту работ, где они снимаются с баржей и укладываются в сооружение с помощью кранов при содействии наблюдающих за правильностью укладки водолазов.

В то время, как при сооружении волнолома, оторванного от берега, описанный прием работ является единственно возможным, при сооружении молов применяется иногда и другой метод работ, а именно,—с подмостей. В этом случае рваный камень для наброски и массивы подаются в сооружение по временным подмостям, постепенно выдвигаемым от берега по направлению сооружаемого мола; рваный камень из вагонов сбрасывается непосредственно в сооружение, а массивы опускаются с ж.-д. платформ на место посредством кранов, надвигающихся с берега на мол по мере его

сооружения. Этот метод работ представляет удобства в случае близости каменного карьера и бетонного завода, а также при легкости подведения ж.-д. пути достаточно высокого уровня (на эстакаде) к месту сооружения.

Бетонный завод устраивается, если позволяют местные условия, возможно ближе к возводимым сооружениям—у корня мола или же на берегу против сооружаемого волнолома. Части завода, т. е. устройства для приема и хранения материалов (склады, площадки), для их смешивания (мешалки), для отливки бетонных массивов (вагонетки, формы), для выдерживания отлитых массивов на воздухе (площадь склада), для подачи их на пристань или прямо в сооружение, должны быть расположены так, чтобы по возможности использовать при движении материалов и массивов силу тяжести, т. е. размещены в порядке постепенности операций на понижающихся уровнях. Всем этим элементам д. б. кроме того приданы размеры, обеспечивающие одинаковую производительность, необходимую для изготовления определенного числа массивов в определенный промежуток времени, в зависимости от общего плана работ и срока возведения сооружения или его частей.



Черт. 143. Последовательные этапы производства работ с массивами-гигантами.

В случае возведения сооружений, удаленных от берега, бетон для заполнения полых массивов изготовляется на плавучем заводе, устанавливаемом (на барже) непосредственно у места работ.

Молы и волноломы из ряжей или из массивов-гигантов сооружаются путем буксировки к месту работ элементов сооружения (отдельных ряжей или оболочек массивов-гигантов), построенных на берегу. Ряжи рубятся или на берегу на наклонных площадках, с к-рых они спускаются на воду по окончании сборки, или же—зимой—на самом месте работ со льда. Железобетонные оболочки массивов-гигантов отливаются в формах либо на берегу на специальных стапелях, с к-рых они спускаются на воду с помощью особых салазок, либо в целине берега, в котлованах, отделенных от моря перемычкой; по окончании их отливки и достаточном отвердении удаляется перемычка или же открывается устраиваемый иногда в ней примитивной конструкции затвор: вода наполняет котлован и оболочки массивов всплывают.

Своеобразный новый прием спуска на воду оболочек массивов-гигантов был применен в последние годы в новом польском порту Гдыня: полые железобетонные ящики изготовлялись в лежачем положении (черт. 143) на

участках берега, к-рые по проекту намечалось отрыть под портовую акваторию, затем с помощью землесоса приступали к осторожному снятию этих участков берега; при этом ящики сами постепенно накренялись, а затем всплывали; этот прием оказался удачным, пришлось лишь во избежание подомок ящиков ограничить их длину 18 *м*.

Другой, отчасти новый, прием изготовления оболочек массивов-гигантов был применен недавно в Генуе, где оболочки отливались из бетона (без арматуры); во избежание дополнительных усилий, к-рых не могли бы выдержать такие оболочки при спуске, их нельзя было возводить на эллингах, а за отсутствием свободных сухих доков было выстроено два небольших плавучих дока в виде железобетонных ящиков с воротами в одном конце; в каждом из них изготовлялось по две оболочки массивов-гигантов.

Доставка оболочек к месту работ производится буксирным пароходом либо непосредственно, либо при помощи охватывающих их с обеих сторон понтонов. По доставке на место сооружения ряжи загружаются и надстраиваются обычным порядком, а железобетонные оболочки массивов-гигантов затопляются и в случае правильного погружения на свое место заполняются бетоном постепенно в отдельных отсеках, из которых вода предварительно откачивается насосами. Отливка молов и волноломов из бетона непосредственно на месте работ в формах, как это в XIX ст. практиковалось в Англии, в настоящее время совершенно оставлена по причине недостаточной прочности бетона в исполненных таким методом сооружениях.

При сооружении молов и волноломов перед установкой массивов на каменной наброске поверхность ее выравнивается с помощью особой подводной рамы, проводимой по площади подсыпки. В зависимости от характера грунтов морского дна сооружение испытывает большую или меньшую осадку, требующую запаса в высоте его и дополнительных присыпок и достроек.

При укладке массивов, к-рая ведется насухо, между ними остаются зазоры (швы кладки) толщиной в несколько *см*, оставляемые без вреда для сооружения без заделки; при установке же массивов-гигантов, в к-рых при отсутствии перевязки швов получается щель во всю ширину и высоту сооружения, соседние формы оболочки сопрягаются иногда особым замком, заливаемым бетоном на месте после установки массивов.

Деревянные конструкции внешних сооружений требуют гл. обр. забивки свай, каковая ведется обычно копрами, надвигающимися от берега с уже забитой части сооружения; плавучие копры, с трудом работающие даже при легком волнении, применяются сравнительно редко.

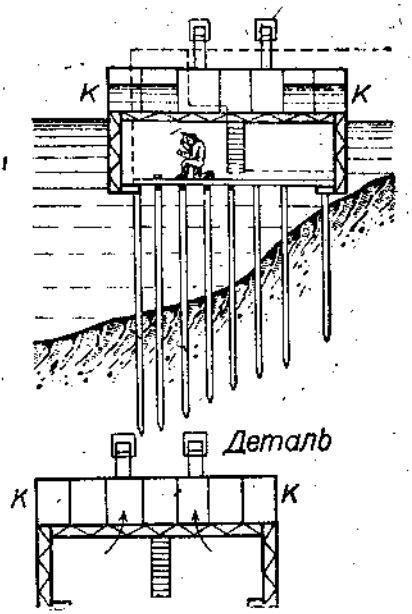
Интересный пример производства работ по возведению внешних морских сооружений в очень крупном масштабе представляет возводимая ныне дамба поперек Южно-Голландского моря (Zuidersee) протяжением свыше 30 *км*, имеющая целью создание под ее защитой обширных польдеров. При возведении этой дамбы, средняя точка к-рой удалена от берегов на 15 *км*, были предварительно созданы два искусственных острова, разделивших общее протяжение на три части; у этих островов созданы были временные порты-убежища для стоянки многочисленного рабочего флота, насчитывавшего свыше 100 единиц; в этих же островах заложены были основания искусственных сооружений—водосливов и шлюзов, запроектированных в теле дамбы.

§ 2. Работы по сооружению набережных, береговых укреплений и эстакад

Производство работ по возведению внутренних гидротехнических сооружений: набережных стенок, береговых укреплений, пристаней, эстакад, располагаемых в менее трудных по сравнению с внешними условиях в отношении глубин и волнения, представляет незначительные особенности и отступления от общих правил строительства на суше. Здесь надо раз-

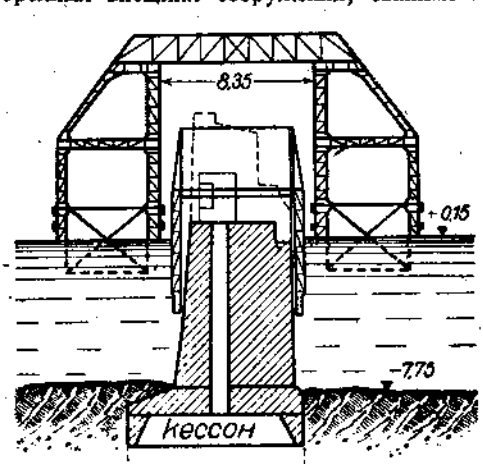
личать два основных метода возведения работ—с водоотливом и без него.

При применении водоотлива работы по возведению сооружения после удаления воды ведутся на суше обычными приемами. При удалении воды представляются два случая: когда место возводимого сооружения покрыто водой и когда оно находится в целине суши. В первом случае место сооружения обносится перемычками, после чего из огражденного пространства удаляется насосами вода; по возведении сооружения перемычки разбираются. Во втором случае, когда в целине суши отрывается котлован под сооружение, надобность в перемычках отпадает,— остается только откачивать воду из котлована; по окончании работ по созданию стенки котлован путем дноуглубительных работ, ведущихся по направлению к нему от водных бассейнов порта, приобщается к таковым вместе с возведенным в нем сооружением.



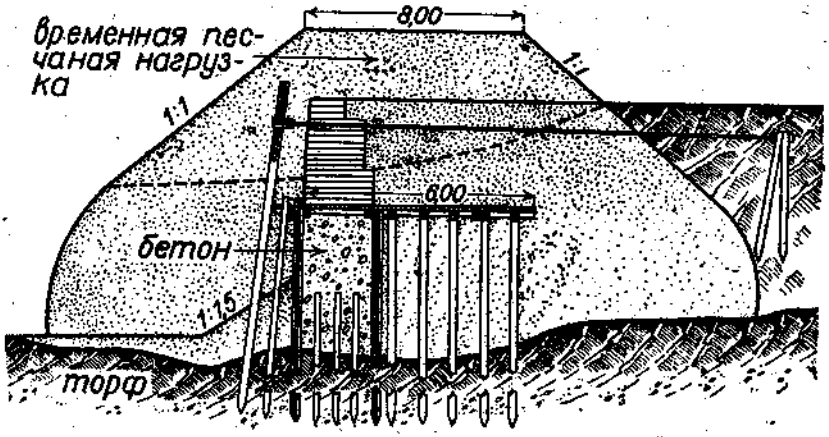
Черт. 144. Применение воздушного колокола для постройки ростверка свайного основания ниже уровня воды.

При производстве работ без водоотлива каменная наброска, кладка простых массивов, установка массивов-гигантов и постройка ряжевых сооружений ведутся так же, как и в случае только что рассмотренных внешних сооружений, свайная же бойка при незначительном волнении во внутренних частях порта может выполняться и с пловучих копров, очень удобных в отношении легкости перемещения и установки. Как особенность работ без водоотлива при возведении внутренних гидротехнических сооружений, необходимо отметить применение воздушного колокола (черт. 144) или съемного кессона (черт. 145). Применение потерянных кессонов (черт. 145), как очень дорогой метод заложения основания, имеет место лишь в исключительных случаях—при необходимости опустить основание сооружения на большую глубину (напр., в Антверпене на р. Шельде, в Гавре, в Бордо).



Черт. 145. Применение пневматического кессона для заложения основания набережной.

При сооружении набережных на плывучих грунтах путем замены грунта таковая исполняется или непосредственно землесосом с рефулером, подающим плотный грунт на берег, на место (черт. 146) предполагаемой набережной, в случае, если плотный грунт находится недалеко от этого места, или же при посредстве элеватора, установленного у берега и перебрасывающего подвезенный издалека к нему на шаландах хороший грунт на место будущей набережной. Грунт насыпается в заранее отрытый под водой котлован в виде кучи, значительно возвышающейся над уровнем воды и над проектной отметкой кордона набережной для запаса на осадку; последнюю надо выжидать в течение более или менее продолжительного срока,—не менее года, пока плывучий грунт не вытеснится на достаточную глубину из зоны



Черт. 146. Сооружение набережной на слабом грунте методом замены грунта.

очертания набережной. В дальнейшем работы по сооружению набережной ведутся по описанным выше приемам для устройства набережных на плотных грунтах.

Работы по возведению сквозных пирсов и эстакад сводятся к забивке значительного количества свай; эта забивка в более редких случаях исполняется с плывучих копров, обыкновенно же она ведется с са...ого сооружения, постепенно выдвигаемого от берега.

§ 3. Работы по сооружению эллингов.

Работы по сооружению эллингов заключаются в создании подводного стапеля, надводного стапеля, стен, шатрового покрытия и установки элементов механического оборудования. Из всех этих элементов, сооружаемых обычными методами строительного искусства, нек-рые особенности производства работ представляет подводный стапель, возводимый с водоотливом или без такового. При сооружении стапеля с водоотливом место его расположения окружается перемычками и из огражденного ими пространства удаляется насосами вода, после чего деревянные и каменные части стапеля возводятся насухо. Иногда боковые части перемычек после сооружения стапеля сохраняются, служа оградительными дамбами для стапеля; при этом разбирается только поперечная часть перемычки у низового конца стапеля, где иногда сооружается особый затвор.

В тех случаях, когда по местным условиям в оградительных дамбах потребности нет, может оказаться экономичнее вести работы по сооружению стапеля без водоотлива. При применении этого метода в предварительно открытом диоуглубительными снарядами котловане производится засыпка рваного камня до уровня несколько ниже проектной поверхности стапеля, сверху камня отсыпается гравий, к-рый затем разравнивается по проектному профилю водолазами с помощью особой подводной рамы. На выровненную этими способами наброску спускается собранная на берегу деревянная платформа с частями временного спускового фундамента, укрепленного на ней. Спуск такой платформы м. б. исполнен с подмостей из двух рядов свай, к к-рым она и подвешивается.

Другим приемом сооружения подводного стапеля без водоотлива является отливка его из бетона, поверхность к-рого под водой выравнивается водолазами под проектный профиль. Т. к. последняя работа представляет нек-рые трудности, в особенности в малопрозрачной воде и при недостаточном солнечном освещении, то для ее выполнения часто применяют съемные кессоны, в к-рых работы ведутся насухо при сжатом воздухе.

§ 4. Работы по сооружению сухих доков.

Производство работ по сооружению сухих доков связано с еще большими затруднениями, чем постройка шлюзов, т. к. глубина заложения основания доков благодаря кильблокам и аварийной осадке бывает больше; кроме того от доков требуется совершенная непроницаемость стен и днища для обеспечения сухого состояния дока, тогда как в шлюзе, дно к-рого постоянно покрыто слоем воды, безусловной непроницаемости не требуется. Правда, в последнее время требование непроницаемости не является безусловным, и для доков допускается отступление от нее и нек-рое удешевление конструкции стен и днища дока—при условии установки специальных фильтрационных насосов в доке и при условии достижения этим нек-рой экономии в общей сумме как первоначальных затрат на сооружение дока, так и эксплоатационных расходов.

Во всяком случае сооружение сухого дока должно вестись с особенной тщательностью, а потому, когда это только возможно по условиям грунта и притока грунтовых вод, работы лучше производить в открытом котловане, отрытом в целине берега или огражденном перемычками и осушенном либо непосредственно откачкой из него, либо путем искусственного понижения уровня грунтовых вод. Отдельные ключи в пределах котлована д. б. каптированы возможно ниже основания его и отведены наружу, иногда через уже сооруженные водопроводные галлереи дока. В котловане на подготовленном основании (на наброске или на сваях) возводятся насухо стены и днище дока.

В грунтах водопроницаемых и при сильном притоке воды вести работы по сооружению дока в открытом котловане или в перемычках представляется затруднительным; в этих случаях работы ведутся отдельными участками, последовательно, с отрывкой небольших котлованов или с ограждением небольших участков перемычками; при очень же сильном притоке воды применяются открытые опускные колодцы или кессоны (потерянные или съемные); иногда и те и другие комбинируются под разными частями дока. Обыкновенно сначала возводятся стены камеры и шлюзная часть, а затем под их защитой закладывается днище, с водоотливом или без него; в последнем случае либо ведется отливка бетона под водой, чего нельзя рекомендовать в виду трудности обеспечить под водой хорошую и тщательно исполненную кладку, либо применяются кессоны. Иногда под весь док закладывается обыкновенный кессон, получающий значительные размеры.

Сооружение таких цельных кессонов (в Тулоне и в наше время, 1922 г., в Гавре), представляя удобство и уверенность в работах, дает успешные результаты.

В последнее время при сооружении сухих доков в случаях возведения их на местности, покрытой водой, были сделаны попытки применения железобетонных массивов-гигантов, о к-рых упоминалось при изложении конструкций молов, волноломов и набережных. Аварийные доки, выстроенные в Кронштадте и Севастополе, возведены за перемычкой без применения кессонов, но с водоотливом.

Недостаточно тщательное исполнение работ по возведению сухих доков, так же как и недостаточно прочные конструкции их, дали в истории докостроения интересные случаи повреждений и даже разрушений их, среди к-рых преобладают промывы вследствие недостаточной водонепроницаемости элементов сооружения и подъем днища напором грунтовых вод снизу; бывали случаи сползания стенок по днищу, вызванные отсутствием достаточного сцепления в основании, плохим качеством кладки их и слабым профилем, а также случаи излома днища вследствие проседания боковых стен.

§ 5. Работы по сооружению морских маяков.

Работы по сооружению маяков, представляющих собой башенное строение, ведутся обычными приемами строительного искусства и характеризуются нек-рыми особенностями лишь в случае расположения их в открытом море на песчаном основании или на труднодоступных скалах. В этих случаях трудности доставки материалов, заложения основания и возведения маячной башни при полной неукрытости от штормов и опасности подхода к скалам иногда настолько велики, что маяк сооружается в течение многих,—до 5 и даже до 10,—лет.

Первым действием при сооружении маяка в таких условиях является укрепление в скале причальных колец, установка мертвых якорей для швартовки рабочих пловучих средств и создание на самой скале опорной площадки, на к-рую в безопасности от волн могли бы высаживаться рабочие. Для этого обыкновенно в скалу заделывается несколько металлических штырей, затем мачта, укрепляемая с помощью вант; к вершине мачты прикрепляется шкив, а через него перебрасывается трос, служащий для производства перегрузочных операций между основанием маяка и стоящим в нек-ром расстоянии от скалы судном. По мере поднятия кладки мачту поднимают гидравлическими домкратами или иными средствами и укрепляют на новом месте заклинками и цепями.

В тех случаях, когда в морях с приливами скала в основании маяка покрывается в момент прилива водой, работа ведется с перерывами, при чем к каждому приливу все рабочие покидают скалу, унося все инструменты, и переходят на стоящие у нее суда; во время штормов работы прекращаются и суда уходят от скалы в море.

После закрепления упомянутых рабочих приспособлений на скале приступают к подготовке основания для башни, производятся высечки в скале, а затем и самая кладка, к-рая должна вестись с особенной тщательностью; для монолитности всего строения камни укладываются с притеской ласточкиным хвостом и применением жирного раствора; металлические связи между камнями и слоями кладки хотя и применялись, но не рекомендуются.

От притески камней во Франции в последнее время стали отказываться, предпочитая ей образование массива маячного сооружения из мелкого бутового камня на жирном цементном растворе; такая кладка, по мнению французских инженеров, обеспечивает большую монолитность сооружения и

сопротивляемость его расшатывающему влиянию вибрации при ударах волн. Основание маячной башни д. б. возведено особенно тщательно, при чем по возможности д. б. обеспечена надежная связь сооружения со скалой, на к-рой оно возводится; эти требования бывает подчас весьма трудно выполнить, т. к. основание маячных башен приходится закладывать под водой. Связанные с этим затруднения и происходящие вследствие их неизбежные недочеты в конструкции основания маячных башен обычно компенсируются большими размерами основания и значительным весом кладки башни.

Когда часть башни выведена выше уровня приливов или волн средней высоты, дальнейшая работа идет уже успешнее, не подвергаясь частым перерывам. Для успешного производства подобных работ необходимо конечно иметь достаточное количество пловучих средств для обеспечения хорошей связи места работ с берегом.

В нек-рых, сравнительно редких, случаях маяки возводятся на кессонном основании. Так, напр., Ротерзандский маяк, в устье р. Везера, поставлен на глубине в 8,5 *м* на кессоне, опущенном на 15 *м* ниже дна моря. Кессону придана была овальная форма, длиной 14 *м* и шириной 11 *м*. Работы велись три года, при чем дело не обошлось без аварий: кессон, поставленный на дно, не успел еще достаточно глубоко погрузиться в грунт, как случился шторм, к-рый его опрокинул; пришлось работы по установке нового кессона начинать сначала.

§ 6. Расчет оборудования морских работ.

Количественный и качественный состав механического оборудования строительных работ при возведении морских гидротехнических сооружений определяется, как и вообще в строительном деле, в зависимости, во-первых, от объема работы V, срока ее выполнения T и, во-вторых, от типа приспособлений и норм их эффективности p. Исходя из этих данных, легко определить годовой объем работ $= \frac{V}{T}$, если T выражено в годах. Учитывая возможные заминки в работах и их приостановки, выражающиеся коэф-том запаса $m > 1$, можно получить максимальный суточный объем работ $q = \frac{Vm}{360\,T}$, т. е. число массивов, к-рое надо положить в сооружение, или число свай, забиваемых в сутки, или количество бетона (в $м^3$), подлежащее укладке в сооружение. Затем по вычисленному q и по существующим нормам суточной производительности отдельных снарядов p определяется число таковых как частное $\frac{q}{p\eta}$, где η—коэф-т запаса, необходимый для учета ряда непредвиденных обстоятельств на работах, как штормовая погода, неподача массивов, общей рационализации и т. п.

В приведенных ниже таблицах даны некоторые практические нормы ($p \cdot \eta$) для отдельных снарядов по данным А. Т. Федорова (Портовые работы, 1930 г.).

Для норм установки титаном в правильную кладку в сооружение одного массива м. б. приведены следующие данные: в Либавском порту 33 массива укладывались в 14-часовой рабочий день; в Поти массивы весом 10—22 *т* укладывались от 15 до 20 в день, в Курачи—10 массивов в день, в Реуньоне — на массив в 40 $м^3$ требовалось около часа. Вообще установка титаном производительнее, чем пловучим краном, в 1,5 раза.

Для установки массивов с помощью кранов с подмостей можно принимать те же нормы, что и для титанов, т. е. в среднем 30 штук в день.

В качестве нормы для заброски пловучим краном одного массива средних размеров в наброску при применении цепного стропа можно дать 14 мин. при заброске ниже уровня воды и 17 мин. при заброске

Табл. 24. Нормы погрузки камня, песка, гравия с берега на суда.

Наименование данных измерителя		По роду материала										
		Рваный камень									Песок	Гравий
		По способу погрузки										
		Носилками			Вагонетками						Носилками	
		По расстоянию										
		до 10 м	до 20 м	до 30 м	до 20 м	до 30 м	до 40 м	до 50 м	до 75 м	до 150 м	до 20 м	до 20 м
	№	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Чел.-мин. на 1 $м^3$	1	44	47	53	38	40	56	60	110	163	64	67

Примечания. 1. Принят путь горизонтальный с одним поворотом, для вагонеток с одним поворотным кругом. 2. Пристани временного характера, переход на к-рые при погрузке камня—без уклона, а для песка и гравия—по сходням длиной в 8 *м* с уклоном $^1/_8$. 3. Волнение не свыше 2 баллов в виду опасности повреждения фелюги о прибрежные камни. 4. Погрузка ведется чернорабочими. При погрузке специалистами-грузчиками вводится коэф-т 0,5.

Табл. 25. Нормы погрузки одного массива краном на баржу.

Наименование данных измерителя		По весу массивов				
		До 8 *т*		До 25 *т*	До 50 *т*	До 100 *т*
		подъем по 1 массиву за скобу на стропах	подъем по 2 массива за скобу			грузятся на мол на кран (на себя)
	№	1	2	3	4	5
Продолжительн. погрузки краном 1 масс. в минутах		9,5	7,5	16	17	23

Примечание. Нормы действительны: 1) при стаже старшины крана до 5 лет и при удовлетворительном состоянии механизмов крана; 2) при перемещении крана за массивами не далее 30 *м*; 3) при перемещении крана за массивами далее 30 *м* продолжительность погрузки увеличивается на дополнительное перемещение крана, считая скорость перемещения крана 11 *м/мин.* на расстояние до 50 *м* и 16 *м/мин.* на расстояние от 50 до 100 *м*; 4) для определения суточной нормы погрузки массивов нужно из 8 час. вычесть время на буксировку крана к месту работ и обратно, чтобы получить чистое время на работу по погрузке массивов.

выше уровня воды; далее при применении ключей с последующим перестропливанием на цепные стропы—37 мин. ниже уровня воды и 62 мин. выше уровня; эти нормы даны в предположении нахождения массивов на молу или на барже в расстоянии 30 *м* от места сбрасывания.

Табл. 26. Нормы установки в правильную кладку в сооружение одного массива плавучим краном (в часах).

По способу подъема	По положению массива в кладке	По глубине в *м*	№	По месту укладки: В стенку или отдельно стоящие опоры в несколько рядов — По весу: до 50 *т*	В стенку или отдельно стоящие опоры в несколько рядов — По весу: до 100 *т*	На берму в один ряд — По весу: до 8 *т*	На берму в один ряд — По весу: до 25 *т*	На берму в один ряд — По весу: до 50 *т*	На откос в один ряд — По весу: до 8 *т*	На откос в один ряд — По весу: до 25 *т*	На откос в один ряд — По весу: до 50 *т*
					2	3	4	5	6	7	8
На ключах	Основные массивы (с поверкой инструментом)	до 2	1	—	—	—	—	—	—	—	—
		от 2—4	2	2,0	2,90	—	—	—	—	—	—
		» 4—7	3	—	—	—	—	—	—	—	—
		» 7—11	4	3,0	3,20	—	—	—	—	—	—
	С двумя сторонами касания	до 2	5	0,55/11 *1	0,95/6,7	—	—	—	—	—	—
		от 2—4	6	0,60/10	1,11/5,4	—	—	—	—	0,30/20	—
		» 4—7	7	0,67/9	1,28/4,8	—	0,29/21	0,32/19	—	0,32/19	0,35/17
		» 7—11	8	0,86/7	1,67/3,6	—	0,32/19	0,33/18	—	0,35/17	0,40/15
	С тремя сторонами касания	до 2	9	0,50/12	0,78/7,7	—	—	—	—	—	—
		от 2—4	10	0,55/11	0,97/6,2	—	—	—	—	0,29/21	—
		» 4—7	11	0,60/10	1,20/5,0	—	0,29/21	0,30/20	—	0,30/20	0,33/18
		» 7—11	12	0,75/8	1,50/4,0	—	0,32/19	0,33/18	—	0,33/18	0,38/16
На стропах	С одной стороной касания	до 2	13	—	—	0,21/28	—	—	0,21/28	—	—
		от 2—4	14	—	—	0,27/22	—	—	0,27/22	—	—
		» 4—7	15	—	—	0,38/18	—	—	0,33/18	—	—
		» 7—11	16	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания. 1. Нормы действительны при специализации водолазов по установке массивов около 5 лет. 2. Нормы выведены в случае применения плавучих шлангов. 3. Все нормы выведены для прозрачной воды. 4. Нормы выведены в предположении нахождения массивов на молу или барже в расстоянии до 30 *м* до места установки. В случае увеличения этого расстояния к нормам надлежит прибавить время для добавочной передвижки крана, исходя из соответствующего расчета *2. 5. Нормы на установку берменных и откосных массивов действительны при нахождении массивов на молу. В случае подачи массивов баржами должен быть введен коэф-т 1,15—1,20, в зависимости от вместительности баржи, на добавочный простой при смене барж. 6. При составлении ориентировочных смет на установку массивов в правильную кладку можно считать, что в среднем представляется возможным уложить в 6-часовой рабочий день до 9 массивов весом до 50 *т* и 5 массивов весом до 100 *т* при наличии обрезов в одном ряду. С увеличением числа обрезов норма для массивов до 50 *т* уменьшается до 8 штук в день. 7. Производительность работы увеличивается при уменьшении высоты стрелы крана, увеличении его устойчивости и усовершенствовании механизмов. 8. В нормы включена рабочая добавка в размере 22%.

*1 Цифры в знаменателе обозначают число массивов, укладываемых в рабочий день.
*2 Кран на расстояние до 50 *м* передвигается со скоростью 11 *м/мин.*, на расстояние от 50 до 100 *м*—со скоростью 16 *м/мин.*

Размеры парков массивов определяются из следующих соображений *. Если число рабочих дней в море $t_м$ в году, а на берегу $t_б$, при чем $t_б > t_м$, и если число устанавливаемых в сооружении массивов в день n, то число изготовляемых на берегу массивов должно быть: $n_1 = n \cdot \frac{t_м}{t_б}$. Т. к. массивы по изготовлении должны выдерживаться на месте 6—8 дней и кроме того на отвозку их в склад, на очистку места и на сборку ящика уходит около двух дней, то площадь парка изготовления массивов надо рассчитывать на одновременное размещение от $8n_1$ до $10\,n_1$ массивов. Учитывая запас площади на проходы, следует принимать валовую площадь для случая бетонных массивов в 2—2½ раза больше чистой площади, а для случая бутовых массивов—в 3½—4 раза больше чистой площади. Поэтому площадь парка изготовления массивов выражается для случая бетонных массивов от $\Omega_{из.} = 8n_1 \cdot 2\omega = 16n_1\omega$ до $\Omega_{из.} = 10n_1 \cdot 2{,}5\omega = 25n_1\omega$, где ω—площадь основания одного массива; для бутовых массивов получается площадь от $\Omega_{из.} = 28n_1\omega$ до $\Omega_{из.} = 40n_1\omega$.

Размеры парка хранения массивов определяются из следующих соображений. Если число массивов, устанавливаемых в сооружение в день, как было выше принято,—n, а число изготовляемых в день—n_1, то в парк хранения прибывает ежедневно n_1 массивов. Если принять хранение массивов в парке в течение одного месяца, то в парке д. б. обеспечено минимальное место для $n_2 = 30n_1$ массивов. Полагая коэф-т валовой площади (учитывая проходы) в 1,33 для однорядного расположения массивов и в 0,7 для двухрядного, легко получить площадь склада хранения в пределах от $\Omega_{хр.} = 0{,}7n_2\omega$ до $\Omega_{хр.} = 1{,}33n_2\omega$, где ω—площадь основания массива. Число массивов, перегружаемых в парках одним травеллером в 8-часовой рабочий день, м. б. определено по ф-ле:

$$N = \frac{480}{t \cdot \eta},$$

где t—число минут установки массива на тележку травеллера, а η—коэф-т, учитывающий время поперечного перемещения травеллера; для 8-тонных массивов можно принять $t = 5{,}8$ мин. и $\eta = 1{,}9$; для 25-тонных массивов—$t = 7{,}8$ мин., $\eta = 2{,}4$; для 50-тонных массивов $t = 9{,}3$ мин., $\eta = 2{,}5$.

Литература.

1. В. Е. Ляхницкий, Работы по сооружению Панамского канала, 1912. 2. В. Е. Ляхницкий, Работы по закрытию и частичной засыпке Южно-Голландского моря, отд. оттиск из вып. № 100 Трудов Лен. институт. инж. пут. сообщ., 1929. 3. А. Т. Федоров, Портовые работы, 1930; 4. А. Т. Федоров, Свайные основания и сооружения, 1932 г. 5. Временный справочник для производства бетонных, каменных, жел.-бет. и деревянных работ в портах, изд. Центр. н.-исслед. ин-та водн. трансп., 1932 г. 6. Bénézit, Cours des ports et travaux maritimes, Paris, 1921—1923. 7. Brysson Cunningham, The dock and harbour engineers reference book, London, 1923. 8. Latham, Marine works, London, 1922. 9. Ministero dei Lavori publici (Roma), Le opere marittime exequite nell'ultimo ventennio, 1926. 10. Sicam, Cantieri di lavori marittimi, Roma, 1931. 11. Christiani and Nielsen, Twenty Five Years of Civil engineering, 1904—1929, Kopenhagen, 1930.

* А. Т. Федоров, Портовые работы. 1930.



ЗЕМЛЯНЫЕ РАБОТЫ.

Общие

§ 1. Классификация и характеристика грун

Группы грунтов (№№)	№№ грунтов	Типичные породы грунтов, определяющие группу	Средний вес 1 м³ грунта в плотном теле кг	Разрыхляемость в % от объема в плотном теле		Ко
				первоначальная	остающаяся	вручную
I	1	Торф без корней	600	8—12	1,5—2	0,5—0,8
	2	Рыхлый растительный грунт	1 200			
	3	Песок мелкий (при величине зерен до 0,5 мм), не требующий конопатки креплений	1 400			
	4	Песок средний (при величине зерен от 0,5 до 1 мм)	1 500			
II	1	Песок крупный (при величине зерен от 1 до 3 мм)	1 600	12—15		
	2	Песок с незначительным количеством примесей	1 600			
	3	Растительный грунт (целина)	1 400			
	4	Чернозем	850			
III	1	Супесок (песок с примесью глины или растительного перегноя до 30%)	1 600	16—19	2,5—3	0,8—1,2
	2	Легкие суглинки (глина с примесью песка до 50—60%)	1 600			
	3	Влажный рыхлый лёсс, мягкий солончак	1 600			
IV	1	Песок, смешанный со щебнем и щепой	1 650	15—20	3—4	0,8—1,2
	2	Мелкий песок, требующий конопатки креплений	1 400			
	3	Растительный грунт, смешанный со щебнем и щепой	1 650			
	4	Гравий мелкий и средний (при величине зерна в 3—15 мм)	1 700			
	5	Строит. мусор в рыхлом состоянии	1 700			
	6	Рыхлая мелкая шлаковая гарь	700			
V	1	Уплотненный растительный грунт (заезженный)	1 500	32—25	3—4	1,2—1,5
	2	Насыпной слежавшийся грунт с примесью строит. мусора, щебня, гальки	1 750			
	3	Торф и растительный грунт с корнями от кустарника	800—1 400			
	4	Легкий суглинок и супесок, смешанный со щебнем, щепой, галькой и строит. мусором	1 700			
	5	Лёсс естественной влажности, смешанный с гравием и галькой	1 790			
	6	Тяжелые суглинки (глина с примесью песка до 30—40%)	1 750			
	7	Жирные чистые глины нормальной влажности	1 850			

данные.

тов при ручной и машинной разработке.

эф-т трудности разработки			Орудия возможной разработки	Угол естественного откоса	Крутизна откосов	Примечание
волокушами	механическими лопатами: одноковшевыми	механическими лопатами: многоковшевыми				
1,0	1,0	1,0	Деревянные лопаты с железными наконечниками; металлические прямые и остроконечные; все виды землекопных орудий, машин и установок.	32°—35°	1 : 1,5	Земля растительная, плотно слежавшаяся, 1 $м^3$—1 600 *кг*. Торф влажный—1 $м^3$ 1 000 *кг*.
1,0 *	1,0	1,0	То же	35°—45°	1 : 1,25	* №№ 2—4 гр. II, №№ 2—3 гр. III, №№ 1—6 гр. IV и №№ 1—4 гр. V требуют предварительного разрыхления.
1,0 *	1,1	1,37	То же			
1,0	1,15—1,2	1,66	Металлические лопаты, кирки, лом; все виды землекопных машин и установок.	40°	1 : 1,25	

Группы грунтов (№№)	№№ грунтов	Типичные породы грунтов, определяющие группу	Средний вес 1 м³ грунта в плотном теле	Разрыхляемость в %% от объема в плотном теле		Ко
				первоначальная	остающаяся	вручную
VI	1	Гравий крупный (при величине зерен до 25 *мм*)	1750			
	2	Жирная чистая глина в сухом состоянии	1800			
	3	Сильно пересохший слежавшийся лёсс	1500—1700			
	4	Галька при величине зерна до 40 *мм*	1750			
VII	1	Слежавшийся строит. мусор	1850			
	2	Торф с корнями от деревьев	850	25—33	5—8	1,5—2,6
	3	Растительный грунт с корнями от деревьев	1400			
	4	Спекшаяся гарь и шлак	1100			
	5	Опоки	1900			
	6	Отвердевший плотный лёсс и солончак	1800			
		Круглая галька (при величине зерен свыше 40 *мм*)	1800			
VIII	1	Сланцевая глина (непластичная, с примесью кварца)	2000			
	2	Тяжелая (ломовая) глина (глина древнейших пород)	2000			
	3	Тяжелый суглинок с примесью щебня, гальки и строит. мусора	1900			
	4	Жирная глина с примесью щебня, гальки и строит. мусора	1950			
	5	Галька с примесью булыги	1950			
	6	Сцементированная галька	2060	27—32	7—15	2,6—3,2
	7	Мергели и трепел	1900			
	8	Скальные породы, выветрившиеся до состояния щебня	2100			
IX	1	Мягкие песчаники	2100			
	2	Мягкие известняки	2200			
	3	Меловые породы	2200			
	4	Слабый конгломерат	2100			
	5	Мокрые солончаки	2000			
X	1	Разборная скала	2300			
	2	Сланцы (плотные мелкослойные горные породы, при разработке откалывающиеся тонким слоем)	2300	32—40	15—20	3,2—5,0
	3	Мелкослойные горные породы	2300			
XI	1	Твердые песчаники	2300			
	2	Твердые известняки, мрамор	2500			
	3	Мрамор	2500			
XII	1	Сплошная скала, граниты, кварцевые породы	3000	45—50	25—30	2,0—8,0
	2	Гнейс, порфир, сиенит, базальт	3000			
	3	Кварцевые породы	3000			
XIII	1	Плывун	1100—1400			

Категория трудности разработки			Орудия возможной разработки	Угол естественного откоса	Крутизна откосов	Примечание
	механическими лопатами					
волокушами	одноковшевыми	многоковшевыми				
—	1,33—1,5	2,10	Металлические лопаты, отчасти кирка, лом; все виды землекопных машин и установок.	45°	1 : 1,5	Нормы предусматривают грунты с природной влажностью. Для грунтов мокрых, сильно пристающих к инструменту, применять коэф-ты: 1,15 для групп грунтов I—IV и 1,3 для V—VII.
—	1,5—2,5	—	Кирка, лом, металлические лопаты, одноковшевые механические лопаты; отчасти подрывные работы.	45°	1 : 1,25	
—	2,5—2,85	—	Предварительные подрывные работы; лом, клинья, молот, металлические лопаты, одноковшевые механические лопаты.			В выемке крутизна откосов от 3 : 1 до 10 : 1, в насыпи—от 1 : 1 до 2 : 1.
—	3,0	—	То же	—	1 : 1	Плывун—насыщенный водой на 75—80% песчаный или глинистый грунт, растекающийся по лопате; находящиеся во взвешенном состоянии все частицы его подвижны; требует частичного применения ведер.

По степени влажности различаются грунты: сухие—не прилипают к лопате и не слипаются при нажиме; в состоянии природной, средней, влажности—прилипают к лопате и слипаются при нажиме; мокрые—не удерживаются в приданной форме, плотно налипают; разжиженные—растекаются по лопате.

Для предварительных плановых, сметных и календарно-производственных предположений принимается след. упрощенная классификация грунтов:

№№ по порядку	Грунты	Средний вес 1 $м^3$ в плотном теле в $кг$	Группы грунтов по вышеприведенной классификации
1	Легкие	1500—1 600	I—III, отчасти IV.
2	Средние	1 750—2 000	Отчасти IV, V—VIII.
3	Тяжелые	2000—3 000	IX—XII.

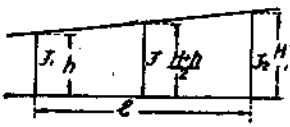
§ 2. Обследование грунтов.

Производится для определения их строительных свойств, мощности и падения пластов, выс. грунтовых вод, движения их и поверхностных вод и пр. путем: а) изучения имеющихся геологических карт, обнаженных берегов рек, ручьев, протекающих вблизи места работ; б) отрывки пробных ям—шурфов, размером до 2 $м^3$, глубиной 2—6 $м$; в) бурения и зондировки—ручным щупом, бурами с различными наконечниками, бурильными станками. Бурению и зондировке ведутся журналы. Буровые скважины связываются между собою и магистралью пикетажем и нивелировкой.

§ 3. Определение площадей и объемов земляных работ.

Производится для составления плана организации работ и исчисления их стоимости: а) путем аналитических расчетов, б) с помощью таблиц, в) по графикам и номограммам.

а) Указанные расчеты производятся по поперечным профилям, снятым в характерных точках, т. е. в точках, между к-рыми изменение основных измерений земляного тела происходит равномерно. Площади снятых профилей определяются путем подсчетов после разбивки на трапеции и тр-ки или же с помощью планиметра, а в случаях, допускающих более приближенные подсчеты, накладыванием на профиль прозрачной калиброванной сетки.



Черт. 1.

1. Объем земляного тела V между поперечными профилями площадью F_1 и F_2 (черт. 1), параллельными и находящимися на расстоянии l друг от друга, определяется по ф-ле:

$$V = \frac{F_1 + F_2}{2} \cdot l - \frac{l}{6}(\sqrt{F_1} - \sqrt{F_2})^2.$$

Для менее точного определения объема можно пренебречь вторым членом ф-лы и принять:

$$V = \frac{F_1 + F_2}{2} \cdot l.$$

2. При возможности снять промежуточный профиль площадью $F_{cp.}$ посредине между профилями F_1 и F_2 объем земляных работ м. б. определен по ф-ле Симпсона:

$$V = \frac{l}{6}(F_1 + F_2 + 4F_{cp.}).$$

При $F_1 = F_2 = F_{cp.}$ объем $V = Fl$.

3. При подсчетах объемов насыпей и выемок под жел. и обыкновенные дороги и каналы объем V земляных работ определяется для данной длины l продольного профиля с отметками H и h путем вычисления площади $F_{cp.}$ (черт. 1) для средней отметки $\frac{H+h}{2}$ и умножения ее на расстояние l:

$$V = F_{cp.} \cdot l.$$

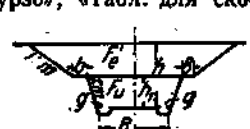
Для более точного определения объема работ прибавляется поправка, изменяющаяся в зависимости от крутизны откосов и исчисляемая по след. ф-лам:

Крутизна откосов	1 : 1	1 : 1,25	1 : 1,5	1 : 1,75	1 : 2
Величина поправки .	$\frac{l}{12}(H-h)^2$	$\frac{5l}{48}(H-h)^2$	$\frac{l}{8}(H-h)^2$	$\frac{7l}{48}(H-h)^2$	$\frac{l}{6}(H-h)^2$

б) В виду длительности подсчетов по указанным ф-лам для определения площадей и объемов насыпей и выемок при массовых работах пользуются: «Табл. для подсчета земляных работ по грунтовым дорогам местного значения», изд. НКВД; «Табл. для подсчета земляных работ в метрических мерах для ширин полотна от 4,50 до 9,50 *м*», изд. Центр. управл. местн. тр-та; «Табл. для подсчета земляных работ при ширине полотна 4,60, 5,00, 5,60 и 6,00 *м*», изд. Отд. постройки НКПС; «Универсальными табл. для скорого и точного вычисления объемов земляных работ при всякой ширине полотна по способу Ф. Ф. Мурзо»; «Табл. для скорого и точного вычисления земляных работ», Ф. Ф. Мурзо; «Табл. для подсчета земляных работ насыпи при ширине полотна 5,50 *м* и выемки при ширине полотна 5,00 *м*», изд. НКПС, Мосжелдорстрой, 1931.



Черт. 2.



Черт. 3.

в) В целях стандартизации и упрощения массовых расчетов по определению площадей и объемов земляных работ пользуются заранее составленными графиками для подсчетов работ при различных условиях их выполнения * графическими приемами, основанными на след. положениях.

1. Площади поперечного сечения насыпи и выемки при поперечном уклоне не больше 1 : 10 м. б. вычислены по след. ф-лам и по готовым табл.

При постоянном заложении откосов (черт. 2):

Площадь поперечного сечения насыпи: $F = Bh + mh^2$.

Площадь поперечного сечения выемки: $F' = B_1h_1 + mh_1^2 + 2g$.

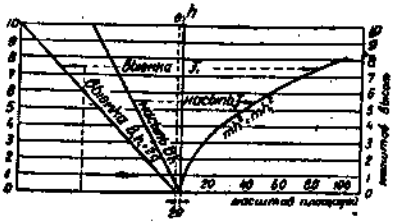
При переменном заложении откосов (черт. 3):

Площадь поперечного сечения выемки: $F_u = B_1h_1 + m_1h_1^2 + 2g$.

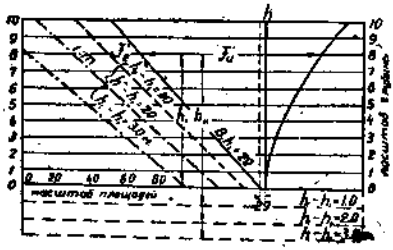
Площадь поперечного сечения выемки: $F_e = (B_1 + 2m_1h_1 + 2b) \cdot (h - h_1) + m(h - h_1)^2$.

* См. «Графики для подсчетов при составлении проектов ж.-д. линий», изд. Научно-иссл. института изысканий и сооружений путей сообщения, 1930 г.

Графическое построение этих ф-л позволяет найти те же площади из масштаба профилей (черт. 4), на к-ром (для случая постоянного заложения откосов) отрезки горизонтальных линий дают величины искомых площадей насыпей или выемок при заданных соответственно высоте или глубине.



Черт. 4.



Черт. 5.

По оси ординат (черт. 4 и 5) откладываются высоты или глубины в масштабе, принятом для высот продольного профиля или большем в кратное число раз для получения большей точности отсчетов. Масштаб площадей принимается в 1 *мм*—1, 2, 3 или 4 *м*² в зависимости от желательной точности. Для случая переменного заложения откосов площади поперечных сечений выемок графически могут быть найдены из графика (черт. 5).



Черт. 6.

2. Объемы земляных работ на участках *1*, *2*, *3*, *4* (черт. 6) равны произведению полусуммы площадей профилей поперечных сечений, ограничивающих участок, на расстояние между сечениями, равное длине участка.

Для построения кривой объемов сначала строится кривая площадей по высчитанным, по указанным выше способам, площадям поперечных профилей для каждой точки перегиба местности в плоскости продольной оси дороги. Высчитанные площади откладываются: выемки—вверх, а насыпи—вниз в выбранном масштабе в *м*³ от линии *00'*, в точках пересечения перпендикуляров, опущенных из пикетных и плюсовых точек продольного профиля местности до пересечения с линией *00'*, представляющей собой повторение продольного профиля дороги. Соединение концов ординат, представляющих площади, дает кривую поперечных площадей.

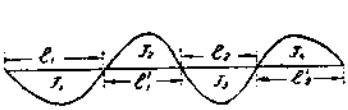
Объемы земляных работ участков *1*, *2*, *3*..., находимые по приведенному выше выражению с помощью кривой площадей, откладываются в выбранном масштабе в *м*³, выемки—вверх, насыпи—вниз, от произвольно выбранной точки *A*, так что отрезки *A—1*, *1—2*, *2—3*, *3—4* представляют собою объемы работ на участках *1*, *2*, *3*... Пересечения горизонталей, проведенных через концы отрезков, представляющих объемы, с перпендикулярами, опускаемыми из правых концов соответствующих участков, определяют точки кривой объемов.

Свойства кривой объемов. 1. Ординаты точек кривой представляют объемы, абсциссы—расстояния от начала профиля до рассматриваемого сечения. 2. Приращение или уменьшение ординат (подъем или опускание кривой) соответствуют увеличению или уменьшению объема земляных масс. 3. Наибольшие и наименьшие ординаты соответствуют точкам перехода из выемки в насыпь и обратно (нулевые точки продольного профиля). 4. Прямая, параллельная оси абсцисс, пересекающая кривую объемов (распределительная линия), отделяет участки продольного профиля с равными количествами земляных работ.

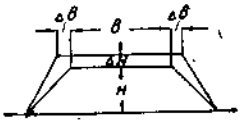
Распределение масс грунта, наивыгоднейшее в зависимости от объема работ и дальности возки, находится последовательным перемещением распределительной линии вверх и вниз до получения такого ее положения, при к-ром (черт. 7):

$$l_1 + l_2 + \cdots = l'_1 + l'_2 + \cdots$$

и сумма количеств работ, т. е. произведений объемов на средние дальности перевозки тр-тных и нетр-тных работ, будет наименьшей.



Черт. 7.



Черт. 8.

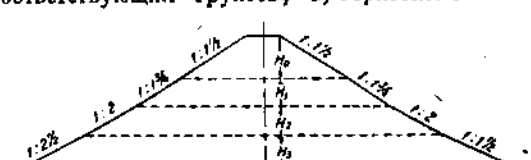
При распределении земляных масс учитывается разрыхляемость данного грунта и принимается запас на осадку, для чего насыпи увеличиваются по высоте на $\triangle H$ и по ширине по верху на $\triangle b$, определяемых при конной и паровозной возке в $^0/_0$-ом отношении к высоте насыпи H в $м$ (черт. 8):

Выс. насыпи H	4	10	20
$\triangle H$	3—12	2—11	1,5—8
$\triangle b$	1—2	1—2	0,5—1

Возведение земляных сооружений.

§ 1. Общие данные.

Для прочности, устойчивости и долговечности земляных сооружений необходимо: 1) возведение насыпей: а) на устойчивых и правильно устроенных основаниях; б) из соответствующих грунтов; в) горизонтальными слоями на всю ширину насыпи; 2) придание откосам насыпей и выемок крутизны, соответствующей углу естественного откоса данного грунта; 3) отвод грунтовых и поверхностных вод; 4) укрепление откосов, омываемых водой.



Черт. 9.

В соответствии с этим д. б. соблюдены след. положения:

1. Крутизна откосов при высоте насыпей, превышающей высоту H_0, допустимую для полуторной крутизны откоса, д. б. уположена книзу насыпи по ломаной линии (черт. 9).

Для каждого грунта установлены пределы верхней, с откосом 1 : $1^1/_2$, и последующих частей насыпи, с уположенными на $^1/_4$ высоты откосами:

№ № по пор.	Грунты	Предельная выс. верхней части насыпи H_0	Выс. последующих частей насыпи $H = H_2 = H_3$	Примечание
		в *м*		
1	Щебенистые	Неограниченная	—	Для грунтов мелкопесчаных и супесчаных (№ 3 таб.).
2	Гравелистые, крупно- и среднепесчаные	12	10	
3	Мелкие пески и супеси без значительной примеси иловатых частиц. .	8	6	Ломаный откос, исчисляемый по табл., заменяется прямым от бровки до подошвы при той же вычисленной ширине основания.
4	Суглинистые и мергелистые.	7	5	
5	Глины	6	4	
6	Жирные глины.	5	3	

Уположенный откос может заменяться ступенчатым при условии, что $H_1 = H_2 = H_3 = \ldots = 2$—4 *м*; ширина основания не меньше получаемой при уположенном откосе; каждая последующая часть насыпи имеет берму не уже 1 *м* с уклоном в 0,1 в поле и откосы этих частей не круче 1 : $1^1/_2$.

Согласно т. у. проектирования ж.-д. линий магистрального значения с паровой тягой, объявленным НКПС в 1931 г., принимаются след. нормы для крутизны откосов:

Выемки:	Насыпи:
Грунт обыкновенный . . . . 1 : $1^1/_4$	1 : $1^1/_2$ до 6 *м* высоты
» щебенистый . . . . . 1 : $^1/_2$—1	При большей высоте в верхней части насыпи принимается 1 : $1^1/_2$ при высоте этой части, равной для глины 6 *м*, для суглинков и мергелистых грунтов 7 *м*, для чистых мелких песков и супесков — 8 *м* и для гравелистых и крупно- и среднепесчаных грунтов 12 *м*. Ниже этих пределов принимается 1 : $1^1/_4$.
Скалистый выветрившийся . 1 : $^1/_2$—1	
Скалистый невыветрившийся 1 : $^1/_2$—$^1/_{10}$	
Лёсс . . . . . 1 : $^1/_{10}$	

2. Резервы д. б. уложены вдоль насыпей: а) с оставлением на поймах рек берм шириной не менее 6 *м*; б) с учетом возможности при возведении однопутного полотна на магистралях уширения бермы на 4,10 *м* с соответствующей стороны для устройства насыпи под второй путь; в) в след. соответствии их ширины с высотой насыпи:

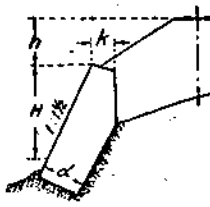
Выс. насыпи в *м*	Ширина бермы в *м*
До 6,0	2,0
От 6,0 до 8,0	3,0
» 8,0 » 10,0	4,0
» 10,0 » 12,0	5,0
» 12,0 и более	6,0

Согласно указанным условиям между подошвой откоса насыпи под два пути к верхним ребрам откоса резерва берма д. б. не менее 2 *м*. Ширина бермы при откосе резерва более крутом, чем откос насыпи, равна $2 + 75h$, где h—глубина резерва в *м*. Для насыпей в пределах разлива ширина бермы не меньше 4 *м*. При длинных насыпях высотой меньше 2 *м* и продольных уклонах в 0,002 и меньше допускается ширина бермы в 1 *м*.

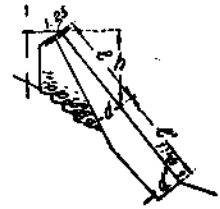
3. Отвод вод д. б. произведен: грунтовых—открытыми канавами или дренажем, поверхностных—водоотводными канавами (кюветы, нагорные канавы) с продольным уклоном 0,002—0,005. При больших скоростях воды дно и откосы канав укрепляются дерновкой или мостовой.

Род грунта	Допустимая скорость омывающей воды *м/сек.*	Род одежды дна и откосов канав	Допустимая скорость омывающей воды *м/сек.*
Илистый	0,10	Двойная мостовая	3,10
Мелкий песок	0,25	Лоток из кирпичной кладки	4
Суглинок, супесок	0,40—0,75	Лоток из бутовой кладки, бетонный лоток, двойная мостовая или каменная наброска на щебеночном основании в плетневых корзинах	4,50
Крупный песок, лёсс	0,60—0,75	Деревянный лоток	6
Торф, гравий, хрящ	1 —1,20	Тесаный гранит	10
Плотная глина	1,50		
Каменный	2,15		
Скальный	3,10		
Дерновка плашмя	0,60		
» в стенку	1,50		
Одиночная мостовая	2,15		

4. Укрепление откосов д. б. произведено: слоем растительной земли толщиною в 0,06—0,20 *м* с засевом травой; покрытием откоса дерном — сплошным, в стенку, ленточным, фигурным; устроены поверхностный дренаж, мощение, обшивочные и поддерживающие стенки.



Черт. 10.



Черт. 11.



Черт. 12.

Примеры обшивочных и поддерживающих стенок.

а) Подпорная стенка (черт. 10) из сухой кладки на Сан-Готардской ж. д.:

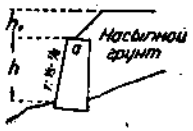
$$H \leqq 6\ м;\quad h \leqq 1{,}5\ м;\quad k = 1{,}0;\quad h > 1{,}5\ м;\quad k = 1{,}0 + \frac{H}{20};$$

б) Подпорная стенка (черт. 11) из сухой кладки на Бренерской ж. д.:

$$h \leqq 10\ м;\quad d = 1{,}25 + \frac{l}{6};\quad d' = d + \frac{h}{25}.$$

в) Обшивочная стенка (в *м*) (черт. 12):

h	k	a
$\leqq$ 2,0	0,4	0,4
3,0	0,5	0,5
3,0—6,0	0,6	$n + \frac{h}{10}$
> 6,0	0,7 –0,8	



Черт. 13.

г) Подпорные стенки сплошные: при насыпном грунте (черт. 13):

$$a = 0{,}45 + 0{,}30h - 0{,}1h\left(1 - \frac{h'}{3h}\right)^3;$$

при естественном залегании грунта (черт. 14):

$$a = 0{,}30 + 0{,}27h - 0{,}1h\left(1 - \frac{h'}{3h}\right)^3.$$



Черт. 14.

При кладке из бута допускается $a = 0{,}5$—$0{,}6$ *м*, при бетонной стенке $a = 0{,}3$—$0{,}4$ *м*.

§ 2. Подготовительные работы.

В подготовительные работы входят: обследование места работ, его подготовка, разбивка работ, составление планов работ, сооружение вспомогательных устройств, заготовка инвентаря и имущества, подбор и организация рабочей силы и административно-технического персонала.

1) Разбивка подготовленного места работ производится для определения оси земляного сооружения, линий пересечения откосов насыпей и выемок с поверхностью земли, положения полотна насыпей и расположения вспомогательных сооружений.

2) Подготовка места производства работ: а) корчевка пней; б) снятие растительного слоя; в) съемка и заготовка дерна; г) уборка камней.

Тяговые сопротивления пней в *т*.

Порода пней	Диаметр пней в *см*							
	15	20	25	30	35	40	45	50
Береза . .	2,5	5,5	7,5	9,5	12,5	16	20	25
Пихта . .	2,5	4,0	7,0	9,0	10,5	15	18	20
Осина . .	2,5	5,0	6,5	7,5	9,5	10,5	15	16

Корчевка ручная—с помощью рычагов и ваг длиною ок. 6 *м*, топоров, лопат,—на 1 *га* редкой мелкой сосны, слабо сидящей в торфе, в среднем 30 рабочих дней, на суходольных лесных вырубках для сосны ростом 10—17 *м* средней густоты и толщины, с уборкой в кучи—до 50—56 дней, то же для ели средней мощности—45—51 день; **с помощью ручной корчевалки «Геркулес»**, рассчитанной на силу одного человека, выкорчевка пня диам. 30—35 *см* занимает 0,5—1 ч.; на 1 *га*—50—150 рабочих дней в зависимости от количества и толщины пней.

Конная корчевальная машина «Геркулес» с конным приводом—пара лошадей; при подрубке верхних корней корчуются пни диаметром до 50—60 *см*; в среднем за день до 50 пней со средним диам. 25 *см*, за сезон—до 10 *га*; с помощью машины «Монарх»—7—8 рабочих, 4 лошади—корчуются пни диам. до 60—80 *см* с поверхностной подрубкой; производительность в день—50—55 пней; в *га* считать до 600 пней.

Примерная производительность за сезон в 272 рабочих смены—16 *га*.

Корчевка тракторная,—корчевалка типа Том Хустон с приводом от фордзона. Вес машины—2 *т*, цена 1 725 р., сила тяги—до 100 *т*. Обслуживающая артель вместе с трактористом—6—7 чел. За 10-часовую смену машина корчует до 60—80 пней диам. 25—70 *см* и до 100—135 шт. диам. 25—30 *см*; в сезон при работе в одну смену дает в среднем 35 *га* площади.

Корчевка с помощью взрывных работ—требует расхода на каждый 1 *см* диаметра свежего пня 20—25 *г* аммонала, старого пня—15 *г*. При расходе 0,2—0,25 размера указанного заряда пень встряхивается, остается в земле и легко вытаскивается механическими средствами.

Конная корчевальная машина № 100 Воткинского завода (Юго-Камского завода).

Марка машины	Тяговое усилие через два блока	Производительн. за 10 ч.с. га	Колич. обслужив. персонала	Число лошадей в приводе	Срок амортизации часы	Вес кг	Цена руб.	Примечание
№ 100	12	0,1	5	2	12 000	455	1000	В среднем за 10 ч.с. до 60 сосн. и берез. пней диам. до 30 см.

Количество лошадей в прицепке у водила	Диаметр троса на барабане см	Длина водила между местом прицепки лошадей и центром барабана машины см
1	15,9	270
1	19,0	360
1	22,2	420
2	19,0	300
2	22,2	360
2	25,4	420
2	28,5	450

Тракторная прицепная корчевальная машина з-да «Рабочий-металлист», в Костроме.

Модель машины	Тяговое усилие т	Производительн. за 10 ч.с. га	Колич. обслужив. персонала	Срок амортизации часы	Вес кг	Цена руб.	Примечание
Одноб арабан.	30	0,25	9	12 000	924	1500	В средн. за сезон, в теч. 150 дн., при 8-ч.с. раб. дне, очищ. от пней диам. 30—80 см до 40 га. Прицепка к тракт. Фордзон з-да «Кр. Путиловец».
Двухбарабан.	30	0,25	8	10 500	1144	2 000	

Нормы работы корчевальных машин в машино-часах.

Машина	Ручная		Конная		Тракторн.
Порода деревьев / Диам. пней в см	хвойные	лиственные	хвойные	лиственные	хвойные и лиственные
6—15	0,38	0,50	0,32	0,34	—
16—25	0,46	0,58	0,38	0,40	
26—35	—	—	0,42	0,46	0,09
36—50	—	—	—	—	
Коэф-т использования	0,80		0,80		0,60

Снятие растительного слоя. Слой д. б. подрезан и откинут в сторону, чтобы на срезанной поверхности не осталось корней растительности.

Уклон поверхности	Глубина снятого слоя *см*	Нормы с учетом 28% неработы: дневной выработки землекопа в $м^3$ площади снятого слоя — характер грунта: мягкий, песчанистый	средней плотности, чернозем и др.	плотный, глинистый	расхода рабочей силы в рабочих днях на 1 $м^3$ снятого слоя — характер грунта: мягкий, песчанистый	средней плотности, чернозем и др.	плотный, глинистый
Горизонтальная и откосы не круче 1 : 2	10	114	73	47	0,0092	0,0150	0,0225
	20	110	62	42	0,0010	0,0175	0,0250
Откосы круче 1 : 2	10	80	47	35	0,0131	0,0225	0,0300
	20	73	40	28	0,0150	0,0262	0,0375

Съемка и заготовка дерна. Нормы (верхние цифры) дневной выработки дернокладчика с учетом 28% неработы при заготовке штучного дерна — в штуках, ленточного — в *п. м*, при высоте штабеля или подаче не выше 1,5 *м* и расхода рабочей силы (нижние цифры), в рабочих днях на 100 дернин и 10 *п. м* для лент:

Заготовка дернин	Размер дернин *см*	Без складывания в штабель или без нагрузки на перевозочные средства — толщина дерна в *см*: 5—7	8—10	С укладыванием в штабель или с нагрузкой на перевозочные средства — толщина дерна в *см*: 5—7	8—10
Штучная	20 × 25 (0,05 $м^2$)	740	670	615 / 0,170	515 / 0,205
	25 × 40 (0,10 $м^2$)	525	470	400 / 0,260	325 / 0,320
	30 × 50 (0,15 $м^2$)	385	350	290 / 0,363	235 / 0,447
Ленточная	25 × 250	215	195	—	—

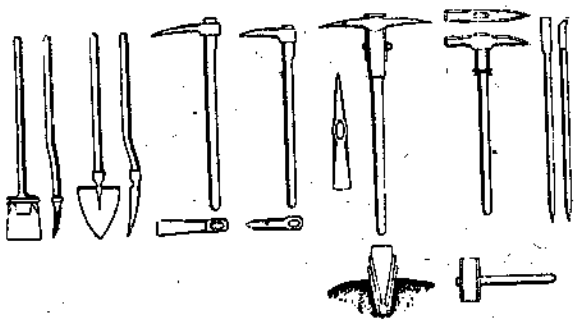
Объем и вес штучных дернин:

Размер дернин при толщ. 5—7 *см* *см*	Количество дернин в 1 $м^3$ шт.	Вес одной дернины *кг*	Размер дернин в *см* при толщ. 8—10 *см*	Количество дернин в 1 $м^3$ шт.	Вес одной дернины *кг*
20×25	360—237	3,38—4,73	20×25	225—180	5,40—6,75
25×40	180—129	6,75—9,45	25×40	113—90	10,80—13,50
30×50	121—87	10,12—14,18	30×50	76—61	16,20—20,25

§ 3. Производство земляных работ.

Разработка грунтов вручную.

1) Инструменты для ручного копания: лопаты, кирки и мотыги, ломы, клинья, молоты (черт. 15).



Черт. 15.

№№ по пор.	Типы лопат	Размеры насадки: длина мм	Размеры насадки: ширина мм	Длина общая мм	Вес кг
1	Польская	400	225	1000—1100	1,5—1,8
2	Металлическая остроконечная (заступ)	220—350	180—280	900—1000	2,2—2,5
3	Металлическая прямоугольная	310	230	900—1000	2,2—2,5
	Американские:				
4	Садовая	240—290	200—250	950—1150	2,0—2,2
5	Металлическая остроконечная	280—350	250—300	950—1150	2,2—2,5
6	Металлическая прямоугольная	280—350	250—300	950—1150	2,2—2,5
7	Балластная	380—450	300—360	950—1150	2,8—3,2

Примечание. Толщина насадки 1,5—2,5 *мм*.
Срок службы насадок, в средн. ок. 75 дн., зависит от объема работы и рода грунта и соответствует (прибл.) при разработке сыпучих и рыхлых грунтов 750 $м^3$, растительных—375—500 $м^3$, плотных глин—200—250 $м^3$, глинистых грунтов с валунами 120—150 $м^3$, щебенистых и каменистых грунтов—100 $м^3$.

Кирки—длина до 600 *мм*, вес—2—4 *кг*. Лом—толщина 25—50 *мм*, длина—1 000—1 500 *мм*, вес 4—14 *кг*; молот—3—4 *кг*.

2) Производственные нормы расхода рабочей силы (верхняя цифра) в чел.-ч. на 1 $м^3$ и выработки (нижняя цифра) за восьмичасовой день одного рабочего в $м^3$ (по обмеру в плотном теле) при разработке грунтов вручную в котлованах, рвах и траншеях, при отсутствии распор и ширине разработки более 1,5 *м* (с выкидкой на обе стороны):

Группы грунтов	Глубина залегания слоя в м						
	до 0,5	от 0,5 до 1	от 1 до 1,5	от 1,5 до 2	от 2 до 2,5	от 2,5 до 3	от 3 до 3,5
I	0,34 / 23,5	0,39 / 20,5	0,46 / 17,4	0,57 / 14,0	—	—	—
II	0,40 / 20,0	0,45 / 14,5	0,55 / 19,9	0,67 / 11,9	0,86 / 9,3	—	—
III	0,48 / 16,7	0,53 / 15,1	0,65 / 12,3	0,84 / 9,5	1,08 / 7,4	1,32 / 6,1	—
IV	0,68 / 12,3	0,70 / 11,4	0,84 / 9,5	1,02 / 7,8	1,28 / 6,3	1,56 / 5,1	—
V	0,73 / 11,3	0,78 / 10,0	0,92 / 8,42	1,13 / 6,72	1,4 / 5,70	1,69 / 4,75	2,0 / 4,00
VI	0,91 / 8,80	0,99 / 8,10	1,16 / 6,90	1,33 / 5,80	1,66 / 4,80	1,97 / 4,05	2,29 / 3,5
VII	1,26 / 6,40	1,32 / 6,10	1,47 / 5,40	1,69 / 4,70	2,01 / 4,00	2,35 / 3,40	2,69 / 2,95
VIII	1,50 / 5,30	1,57 / 5,10	1,72 / 4,65	1,41 / 4,20	2,22 / 3,00	2 55 / 3,15	2,88 / 2,8
IX	1,91 / 4,20	1,98 / 4,05	2,18 / 3,65	2,41 / 3,30	2,71 / 2,95	3,02 / 2,65	3,34 / 2,4

3) Нормы землекопов в тех же измерителях при ширине разработки в 0,8—1,5 *м* с выкидкой на обе стороны и свыше 1,5 *м*—выкидка на одну сторону:

Группы грунтов	Глубина залегания слоя в м						
	до 0,5	от 0,5 до 1	от 1 до 1,5	от 1,5 до 2	от 2 до 2,5	от 2,5 до 3	от 3 до 3,5
I	0,38 / 21,1	0,42 / 19,1	0,51 / 15,7	0 63 / 12,7	—	—	—
II	0,44 / 18,2	0,50 / 16,0	0,61 / 13,1	0,74 / 10,8	0,9 / 8,9	—	—
III	0,53 / 16,1	0,59 / 13,6	0,72 / 11,1	0,92 / 8,70	1,19 / 6,7	1,45 / 5,5	—
IV	0,71 / 11,3	0,76 / 10,5	0,92 / 8,70	1,12 / 7,10	1,41 / 5,7	1,72 / 4,65	—
V	0,80 / 10,00	0,86 / 9,80	1,01 / 7,90	1,24 / 6,90	1,54 / 5,2	1,88 / 4,3	2,2 / 3,65
VI	1,00 / 8,00	1,08 / 7,40	1,28 / 6,30	1,52 / 5,30	1,83 / 4,40	2,17 / 3,7	2,52 / 3,2
VII	1,38 / 5,80	1,46 / 6,50	1,62 / 4,90	1,86 / 4,30	2,21 / 3,60	2,50 / 3,10	2 96 / 2,7
VIII	1,65 / 4,85	1,72 / 4,65	1,89 / 4,25	2,10 / 3,80	2,44 / 3,30	2,81 / 2,85	3 17 / 2,6
IX	2,08 / 3,85	2,18 / 3,70	2,40 / 3,35	2,65 / 3,00	2,98 / 2,70	3,32 / 2,40	3,67 / 2,2

4) Нормы землекопов в тех же измерителях при ширине разработки менее 0,8 *м*:

Группы грунтов	Глубина залегания слоя в *м*						
	до 0,5	от 0,5 до 1	от 1 до 1,5	от 1,5 до 2	от 2 до 2,5	от 2,5 до 3	от 3 до 3,5
I	0,42 / 19,1	0,46 / 17,4	0,56 / 14,3	0,69 / 11,6	—	—	—
II	0,49 / 1,63	0,55 / 14,5	0,62 / 12,3	0,81 / 9,9	1,06 / 7,6	—	—
III	0,58 / 13,8	0,65 / 12,3	0,79 / 10,10	1,01 / 7,9	1,31 / 6,1	1,6 / 5 0	—
IV	0,79 / 10,1	0,84 / 9,30	1,01 / 7,90	1,23 / 6,90	1,54 / 5 2	1,69 / 4,2	—
V	0,88 / 9,10	0,95 / 8,40	1,12 / 7,10	1,37 / 5,30	1,69 / 4,75	2.05 / 3,9	2,42 / 3,32
VI	1,10 / 7,30	1,18 / 6,60	1,41 / 5,70	1,67 / 4,80	2,01 / 4,00	2,39 / 3,35	2 77 / 2 9
VII	1,52 / 5,30	1,60 / 5,00	1,78 / 4,30	2,04 / 3,90	2,43 / 3,30	2 85 / 2 8	3 26 / 2,45
VIII	1,82 / 4,40	1,90 / 4,20	2,03 / 3,65	2,31 / 3,45	2,68 / 3,00	3,09 / 2,60	3,49 / 2,5
IX	2,30 / 3,50	2,40 / 3,35	2,64 / 3,05	2,92 / 2,75	3,28 / 2,45	3,65 / 2,20	04,4 / 1,98

5) Производственные нормы расхода рабочей силы (землекопов) в рабочих днях:

а) на рытье траншей, рвов, канав и т. п., с выкладкой грунта на бровку, с оставлением бермы шириною до 0,5 *м* на 1 $м^3$ отрытой траншеи, рва и т. п. (по обмеру в плотном теле с учетом 35% неработи):

Грунты	Глубина рытья в *м* до	При работе							
		без распор				с распорами			
		ширина траншеи							
		1,5 и более	от 1 до 1,5	от 0,8 до 1	менее 0,8	1,5 и более	от 1 до 1,5	от 0,8 до 1	менее 0,8
Легкие	1,5	0 090	0,100	0,110	0,125	0,100	0,110	0,125	0,140
	2 5	0,108	0,135	—	—	0,135	0,150	0,170	0,195
	4 0	—	—	—	—	0,210	0,235	0,260	0,295
	6,0	—	—	—	—	0,325	0,355	0,390	—
Средние	1,5	0,175	0,195	0,220	0,245	0,195	0,220	0,245	0,280
	2,5	0,225	0,245	0,275	—	0,245	0,275	0,305	0,345
	4,0	0,280	—	—	—	0,330	0,375	0,415	0,465
	6,0	—	—	—	—	0,465	0,520	0,575	—
Тяжелые	1,5	0,280	0,310	0,350	0,390	0,310	0,350	0,390	0,450
	2,5	0,335	0,370	0,420	—	0,370	0,420	0,465	0,530
	4,0	0,435	0,475	—	—	0,475	0,530	0,595	0,675
	6,0	0,470	—	—	—	0,630	0,700	0,780	—
Мерзлые	1,5	0,550	0,610	0,690	0,770	0,610	0,690	0,770	0,885
	2,5	0,630	0,690	0,785	0,895	0,690	0,785	0,875	0,995
	4,0	0,765	0,830	0,940	—	0,830	0,940	1,045	1,190
	6,0	0,965	1,040	—	—	1,040	1,175	1,295	—

б) На засыпку траншей, рвов, канав и т. п. с трамбованием деревянной трамбовкой на 1 $м^3$ засыпанного грунта, объем к-рого принимается равным объему вынутого грунта, уменьшаемому в случае вложения в траншею труб на объем этих труб:

Условия работы	Трамбование слоями					
	до 30 см обыкновенное			до 15 см тщательное		
	Грунты					
	легкие	средние	тяжелые	легкие	средние	тяжелые
Без распор	0,118	0,160	0,190	0,167	0,233	0,256
С распорами	0,130	0,176	0,290	0,183	0,255	0,282

б) Производственные нормы расхода рабочей силы (верхняя цифра) в чел.-ч. на 1 $м^3$ грунта и выработки за восьмичасовой рабочий день одного рабочего в $м^3$ на вычерпывание разжиженного грунта из канав и котлованов черпаками или ведрами с помощью ворота (по обмеру в выемке):

Род инструмента	Высота вычерпываний в м											
	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5
Черпаки или ведра	2,56 3,13	2,64 3,02	2,76 2,90	2,88 2,78	3,00 2,67	3,12 2,56	3,32 2,41	3,56 2,26	3,84 2,08	4,08 1,96	4,40 1,82	4,70 1,68

7) Нормы землекопов в тех же измерителях на перекидывание разрыхленного или ранее выброшенного грунта, пролежавшего в насыпи не более месяца (по обмеру в плотном теле):

Расстояние перекидки		Группы грунтов				
По горизонтали	По вертикали	I, II, III	IV, V	VI	VII, VIII	IX, X, XI
до 3 м	до 1,5 м	0,40 20,0	0,48 16,7	0,54 14,8	0,60 13,4	0,70 11,4
» 4,5 м	» 2,25 м	0,58 13,8	0,68 11,8	0,77 10,4	0,83 9,65	0,98 8,16
» 6 м	» 3 м	0,74 10,8	0,90 8,88	1,00 8,00	1,07 7,48	1,26 6,36
» 7,5 м	» 3,75 м	0,92 8,70	1,12 7,14	1,26 6,35	1,33 6,01	1,61 4,97
» 9 м	» 4,5 м	1,08 7,41	1,30 6,16	1,47 5,44	1,55 5,16	1,89 4,24

При обмере грунта в разрыхленном состоянии нормы уменьшаются соответственно проценту разрыхляемости грунта.

8) Производственные нормы расхода рабочей силы (землекопов) в рабочих днях на рытье грунтов с навалкой и перевозкой их на тачках по дере-

вянным катальным доскам на 1 $м^3$ вынутого и перевезенного грунта (по обмеру в плотном теле):

Грунты	Подъем пути по вертикали в м	Расстояние перевозки в м						
		25	50	75	100	150	200	300
Легкие	0	0,13	0,15	0,17	0,20	0,24	0,28	0,37
	1	0,18	0,20	0,23	0,25	0,29	0,34	0,47
	2,5	0,27	0,29	0,31	0,33	0,37	0,41	0,50
	4	—	0,38	0,40	0,42	0,46	0,50	0,59
Средние	0	0,22	0,25	0,27	0,29	0,34	0,39	0,49
	1	0,28	0,30	0,33	0,36	0,41	0,46	0,56
	2,5	0,37	0,40	0,42	0,45	0,50	0,55	0,65
	4	—	0,50	0,52	0,55	0,59	0,64	0,74
Тяжелые	0	0,33	0,36	0,38	0,41	0,47	0,53	0,63
	1	0,40	0,43	0,46	0,48	0,54	0,60	0,70
	2,5	0,50	0,52	0,55	0,58	0,63	0,68	0,70
	4	—	0,64	0,67	0,70	0,75	0,81	0,93
Мерзлые	0	0,61	0,64	0,67	0,70	0,76	0,82	0,94
	1	0,69	0,72	0,75	0,78	0,84	0,90	1,02
	2,5	0,79	0,82	0,85	0,88	0,94	1,00	1,13
	4	—	0,94	0,97	1,00	1,06	1,12	1,25

Нормами предусматриваются разрыхление грунта, навалка, перевозка, разгрузка тачки опрокидыванием, возврат с нею, оправка и перекладка катальных досок.

В русской тачке нормально перевозится ок. 100 *кг* (0,07 $м^3$) разрыхленного грунта среднего веса; средняя скорость гона тачек—40—50 *м/мин.*; средняя скорость по горизонтальному пути груженого хода—до 70—73 *м/мин.* Катальные доски, 6×20—6×40 *см*, для уменьшения трения и износа обиваются железными полосами 0,5×8 *см*, что повышает нормы выработки для расстояния до 100 *м* примерно на 5%, для расстояния в 100—300 *м*—до 10%.

Расстояние возки в м	Производительность в $м^3$ при нагрузке	
	каталями	навальщиками
10	8,6	17,7
20	7,8	14,6
30	7,1	12,6
40	6,6	10,9
50	6,1	9,3
100	4,5	6,1
200	2,9	3,5
300	2,1	2,5

Примерные производственные нормы тачки емкостью в 0,07 $м^3$ за восьмичасовой день:

9) Число крючников (кроме каталя), необходимых для перемещения тачки на отдельных участках пути в зависимости от их длины и уклона:

% уклона участка пути	Длина участка пути в м						
	5—15	16—25	25—50	50—75	75—100	100—125	125—150
4	0	0	0	0	1	1	1
5	0	0	0	1	1	1	1
6	0	0	1	1	1	1	1
7	0	1	1	1	1	1	1
8—9	1	1	1	1	—	—	—
10—12	1	1	1	—	—	—	—
14	1	1	2	—	—	—	—
16	1	2	2	—	—	—	—
18—20	2	2	—	—	—	—	—
25	2	3	—	—	—	—	—

% уклона равен $\frac{100h}{l}$, где h—высота подъема или спуска по вертикали в *м*, l—длина участка в *м*.

10) Срок службы вспомогательных устройств: а) слани, гати и т. п., доски или пластины в случае оставления в грунте при возведении высоких насыпей списываются в расход на обслуживаемые ими работы полностью; б) крепежный лес и металлические скрепы, потребляемые в больших котлованах или широких канавах, при возможности их извлечения списываются в размере до 15%; в) доски или пластины, забранные за стойки, при возможности их извлечения списываются в размере до 25%; г) стойки и распоры для крепления узких траншей, шириной до 1 *м*, при возможности их извлечения списываются в размере до 40%; д) переносные бараки, навесы, кладовые и т. п. списываются ежегодно в размере до 20% заготовительной стоимости; е) катальные доски переносятся с грузового направления на негрузовое после 1 500 рейсов в грузовом направлении (при ската по ним 300 *т* материала); ж) палати (полки) для перекидки грунта списываются в размере до 1 *м*² для перекидки 200 *м*³ грунта.

11) Нормы расхода на 1 *т-км* перевозки грунта на грабарках в лошаледнях при использовании в течение восьмичасового рабочего дня 75% времени на движение и 25% на простой под нагрузкой:

Лошади	Состояние грунтовой дороги и коэф-ты сопротивления движению по горизонтальному пути					
	хорошее—0,05		среднее—0,075		плохое—0,1	
	Путь					
	горизонтальный	с подъемом до 10%	горизонтальный	с подъемом до 15%	горизонтальный	с подъемом до 25%
Слабые	0,105	0,114	0,218	0,226	0,425	0,505
Средней силы .	0,072	0,079	0,131	0,149	0,263	0,313
Сильные	0,054	0,059	0,097	0,119	0,189	0,226

При расстояниях перевозки в 300 *м* и менее применять коэф-т 1,2.

На каждый лошаде-день полагать 1 рабочий день погонщика, вырабатывающего $^1/_8$ нормы землекопа, стоящего на навалке.

Емкость грабарки ок. 0,5 *м*³; скорость движения—груженой ок. 50 *м*, порожнем—ок. 90 *м* в мин., продолжительность нагрузки—ок. 1,5 *м*³ в ч. на одного рабочего, разгрузки—ок. 2—3 мин.

12) Полезная нагрузка в *т* (вес грунта, перевозимого одной лошадью) в зависимости от силы лошади и характера пути:

Характер пути	Лошадь		
	слабая, вес. ок. 250 *кг*	средней силы, вес. ок. 350 *кг*	сильная, весом ок. 450 *кг*
Хорошая грунтовая дорога	0,66	0,97	1,29
Средняя	0,40	0,61	0,82
Плохая	0,21	0,34	0,47

13) Производительность подводы емкостью в 0,35 $м^3$ в восьмичасовой рабочий день в $м^3$ (по обмеру в плотном теле):

Расстояние возки в м	Число оборотов подводы	Производительность	Число оборотов подводы	Производительность
	при навалке			
	одним погонщиком		погонщиком и тремя навальщиками	
100	25	8,8	6	21
200	22	7,7	45	15,8
300	19	6,6	35	12,3
400	17	6,0	28	9,8
500	15	5,3	25	8,8
1000	11	3,8	14	4,9
1500	8,5	2,9	10,5	3,7
2000	6	2,1	8	2,8

14) Нормы расхода рабочей силы (землекопов) в рабочих днях на **рытье грунтов** в котлованах и открытых местах с **навалкой и перевозкой их на вагонетках** с опрокидывающимися кузовами ручной тягой на 1 $м^3$ вынутого, перевезенного и разгруженного грунта (по обмеру в плотном теле):

Грунты	Расстояние перевозки (в м)					
	50	100	250	500	1000	1500
Легкие	0,16	0,18	0,23	0,32	0,53	0,72
Средние	0,27	0,29	0,35	0,45	0,68	0,90
Тяжелые	0,39	0,41	0,49	0,61	0,86	1,12
Мерзлые	0,71	0,74	0,81	0,93	1,22	1,49

Расчетная грузоподъемность вагонетки—1,3 $т$; средний вес перемещаемого грунта—1—1,1 $т$; средняя скорость груженого хода по горизонтальному пути—0,52 $м/сек.$; сила тяги—14 $кг$.

Поворотный круг считается равным горизонтальному расстоянию в 40 $м$.

15) Число рабочих, необходимое для перемещения вагонетки ручной тягой на отдельных участках пути в зависимости от их длины и уклона:

Характер уклона	% уклона	Длина участков пути (в м)						
		5—25	26—50	51—75	76—100	101—125	126—150	более 150
Подъем	0—0,5	2	2	2	2	2	2	2
	1	2	2	2	2	3	3	3
	1,5	2	2	3	3	3	3	3
	2	2	3	3	3	4	4	4
	2,5	3	3	3	4	4	—	—
	3	3	3	4	4	—	—	—
	4	4	4	—	—	—	—	—
	5	4	—	—	—	—	—	—
Спуск	0,5—3	1	1	1	1	1	1	1
	4	1	1	1	1	1	2	2
	5	1	1	1	2	2	2	2
	6	1	2	2	2	2	2	2
	7	2	2	2	2	2	2	2
	8	2	2	2	2	2	2	2

16) Перевозка грунтов на вагонетках силой лошадей.

а) Данные о вагонетках с железными опрокидывающимися кузовами (черт. 16-а):

Емкость кузова в $м^3$	Ширина колеи в мм	Размеры вагонетки в мм: дл. L	шир. B	выс. H	Расстояние l между осями в мм	Вес вагонетки в кг: обыкновенной	тормозной	Грузоподъемность в кг	Диам. колес d в мм	Вес 1 п. м. рельсов в кг
0,75	500	1 860	1 460	1 150	550	350	400	1 300	300	7—8
0,75	750	1 860	1 470	1 250	550	590	680	1 500	300	
1	600	2 050	1 500	1 275	650	540	640	1 700	350	
1	750	2 050	1 500	1 315	650	590	690	1 800	350	9—12
1,5	600	2 350	1 950	1 460	800	620	720	2 200	400	
1,5	750	2 350	1 950	1 570	800	700	800	2 400	400	

б) Данные о вагонетках с деревянными опрокидывающимися кузовами (черт. 16-б, 16-в):

Емкость кузова в $м^3$	Ширина колеи в мм	Размеры кузова в мм: дл.	шир.	выс.	Вес вагонетки в кг: обыкновенной	тормозной
1,5	750	2 150	1 350	500	1 250	1 350
2,5	900	2 800	1 600	550	2 200	2 400
3,5	900	3 400	1 870	550	3 150	3 350

в) Количество тормозных вагонеток, потребных в составе поезда на разных уклонах:

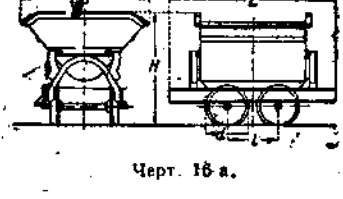
Число вагонеток в составе поезда	Спуск в %: 1	1,5	2	2,5	3
1	1	1	1	1	1
2	1	1	1	1	1
3	1	1	1	2	2
4	1	1	2	2	2
5	2	2	2	2	3
6	2	2	2	3	3
7	2	2	2	3	4
8	2	2	3	3	4

На каждую тормозную вагонетку полагать одного рабочего.

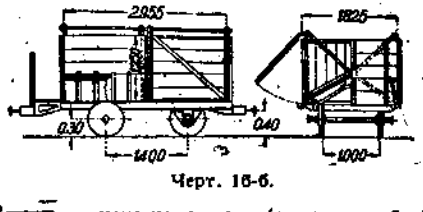
г) Полезная нагрузка—вес грунта, перевозимого одной лошадью (в кг):

Средний % подъема всего участка пути с подъемами:	Макс. допускаемый % подъема на отдельных частях участка	Нагрузка на одну лошадь: лошадь слабая, вес. ок. 250 кг	средней силы, вес. ок. 350 кг	сильная, вес. ок. 450 кг
0,0	—	3 500	4 900	6 300
0,5	2	2 340	3 280	4 220
1	2,5	1 750	2 450	3 150
1,5	3,5	1 400	1 960	2 520
2	4,5	1 170	1 640	2 100
2,5	5,5	1 000	1 400	1 800
3	6,5	880	1 230	1 580

д) Производственные нормы дневной выработки одной лошади в *т* грунта, перевезенного на вагонетках по горизонтальному пути или по пути, имеющему подъемы (см. след. табл.):



Черт. 16-а.



Черт. 16-б.



Черт. 16-в.

При тяге лошадьми скорость движения вагонеток в *м/мин.*: груженых—70, порожних—90. Нормальный объем земли, перевозимой одной лошадью,—3 $м^3$ при подъемах не свыше 0,01. Время на остановки для погрузки и выгрузки—10 мин. на один оборот.

Среднее число оборотов в восьмичасовой рабочий день при 75% времени в движении, при расстоянии возки в 1000 *м* равно 13—15; 1500 *м*—10; 2000 *м*—7; 3000 *м*—5.

Расстояние перевозки в один конец в *м*	Слабая лошадь, вес. ок. 250 *кг*							Лошадь средней силы, вес ок. 350 *кг*			
	средний процент подъема участка пути с подъемами										
	горизонтальн.	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	горизонт.	0,5	1,0	1,5
200	275,0	182,0	133,0	102,0	820	665	57,0	385,0	255,0	185,0	142,0
300	182,0	122,0	87,0	67,0	54,0	44,5	37,5	255,0	170,0	122,0	94,0
500	110,0	73,5	52,5	40,0	320	265	22,5	154,0	103,0	73,5	56,3
700	78,5	52,5	37,5	29,0	23,0	19,2	16,2	110,0	735	52,3	40,5
1000	55,0	36,5	26,5	20,2	16,2	13,3	11,3	74,0	51,5	36,7	28,3
1500	36,8	24,5	17,5	13,5	10,8	8,8	7,5	51,5	34,2	24,4	18,9
2 000	27,5	18,2	13,5	10,2	8,2	6,65	5,70	38,5	25,5	18,5	14,2
3 000	18,2	12,2	8,7	6,4	5,4	4,45	3,75	25,5	17,0	12,2	9,4

Расстояние перевозки в один конец в *м*	Лошадь средней силы, вес. ок. 350 *кг*			Сильная лошадь, вес. ок. 450 *кг*						
	средний процент подъема участка пути с подъемами:									
	2,0	2,5	3,0	горизонтальн.	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
200	115,0	93,0	79,5	490,0	325,0	235,0	182,0	147,0	120,0	102,0
300	75,5	62,0	52,5	325,0	217,0	156,0	120,0	96,0	79,0	67,0
500	44,9	37,2	31,6	196,0	132,0	93,5	72,0	57,0	47,0	40,3
700	32,3	26,7	22,5	141,0	93,5	66,5	51,5	41,0	34 0	28,7
1000	22,5	18,6	15,8	98,0	65,5	47,0	36,0	28,8	23,8	20,2
1500	15,1	12,4	10,5	65,5	43,5	31,2	24,2	19,3	15,9	13,4
2 000	11,5	9,3	8,0	49,0	32,5	23,5	18,2	14,7	12,0	10,2
3 000	7,6	6,2	5,25	32,5	21,7	15,6	12,0	9,6	7,9	6,7

Количество потребных лошадей на 1 *т* перевозимого грунта определяется делением приведенных в п. «д» норм на 1,05.

На каждый лошаде-день полагать 1 рабочий день погонщика.

е) Сроки службы и % погашения узкоколейного подвижного состава в среднем м. б. приняты равными: саморазгружающихся платформ емкостью в 2,5 $м^3$—6 лет и 17%, вагонеток Коппеля 8 лет и 13%.

17) Перевозка грунтов на грузовых автомобилях.

а) Грузовые автомобили «берут» подъемы: при сплошных шинах $i = 0{,}23 - f$, при пневматических—$i = 0{,}28 - f$. Значения f—коэф-та сопротивления движению—приведены в след. табл.:

Дорога \ Шины	Сплошные	Пневматические
Асфальтовая и бетонная .	0,012—0,016	0,017—0,019
Мощеная и шоссе	0,020—0,026	0,019
Грунтовая	0,04	0,019

При плохом состоянии дорог значения коэф-тов умножаются на 1,5—2 а для грунтовых дорог—до 3, в зависимости от их состояния.

б) Средние нормы расхода бензина (числитель) и масла (знаменатель) на 1 *км* хода с грузом (в *г*):

Число лет службы автомобиля \ Грузоподъемность в *т*	1,5	2	3,5	4,5—5
1—3	513/18	532/19	798/28	865/30
3—6	588/29	608/30	855/43	988/50
6 и выше	646/32	675/54	1 007/81	1 083/87

Принято: езда в городах летом, возвращение порожняком при равном перемещении туда и обратно; при внегородской езде—коэф-т 0,85; при перемещении только с грузом—коэф-т 0,526; при перемещении только порожняком—коэф-т 0,575.

Средние нормы расходов: тавота 120 *г* на восьмичасовой рабочий день; керосина—0,5% нормы расхода бензина; концов и тряпок—4 *кг* в месяц на автомобиль; карбида-кальция для освещения—6 *кг* в месяц при восьмичасовом рабочем дне на осветительный период.

в) Нормы расхода машино-ч. на 1 *т* груза, перемещаемого автомобилем (без погрузки и разгрузки), определяется по ф-ле:

$$\frac{t_1 + t_2 + t_3}{\eta \cdot (aq + kq_k)},$$

где: $t_1 = \frac{L_1}{\alpha \cdot v_0}$ —продолжительность (в часах) перемещения с грузом на расстояние L_1 *км*;

$t_2 = 0{,}9\ \frac{L_2}{\alpha \cdot v_0}$ —продолжительность (в часах) перемещения порожняком на расстояние L_2 *км*;

v_0—предельная скорость в *км/ч.*;

α—коэф-т, зависящий от характера и расположения дороги; в ненаселенных местах при хорошей дороге $\alpha = 0{,}8$, при средней—0,65, при плохой—0,4; в населенных местах $\alpha = 0{,}9—1$;

t_3—продолжительность маневрирования (в часах); при рейсовом перемещении $t_3 = 0{,}08$, только при грузовом—0,04;

$\eta = 0{,}70$—коэф-т использования автомобиля;
$\varepsilon = 0{,}85$—коэф-т использования грузоподъемности q автомобиля;
q—грузоподъемность автомобиля в m;
k—число прицепов;
q_k—полезная нагрузка на один прицеп в m.

16) Перевозка грунтов трактором.

а) Данные о тракторах:

№№ по пор.	Наименование трактора	Мощность HP	Тяговое усилие в *кг* на скоростях: 1-й	2-й	3-й	скорости *км/ч*: 1-й	2-й	3-й	задн.
1	Фордзон Пут. . . .	10/20	1 200	800	400	3 45	4 5	11 36	4,3
2	«Интернационал» .	22/35	1 400	1 100	900	4 0	5 75	6 0	3,6
3	СТЗ и ЧТЗ	15/30	—	1 000	—	3 2	4 8	6 4	4 4
4	Катерпилер гусен.	20/30	1 600	1 300	720	2 8	4 9	7 5	3 8
5	» »	25/30	2 500	1 600	1 150	2 7	4 2	5 8	2,2
6	» »	48/60	4 450	3 300	2 300	3 00	4 2	5 8	2,16
7	«Коммунар»	40/50	4 000	2 4 0	1 500	1 8	4 75	7 0	2,4
8	«Большевик» . . .	40	—	2 150	—	2,3	4 5	10 5	1 7
9	«Клетрак»	100/120	—	3 000	—	2,8	5,2	8,7	4,6

№№ по пор.	Наименование трактора	Расход топлива на 1 HP	Вес *кг*	Длина *мм*	Ширина *мм*	Число оборотов шкива в мин.	Топливо
1	Фордзон Пут. . . .	550	1 460	2 545	1 560	1000	Керосин
2	«Интернационал» .	410	3 200	3 450	1 650	595	»
3	СТЗ и ЧТЗ	410	3 000	3 480	1 650	595	»
4	Катерпиллер гусен.	390	3 180	2 520	1 540	1 100	Бензин
5	» »	370	4 536	3 260	1 660	850	»
6	» »	260	8 750	4 000	2 400	650	»
7	«Коммунар»	470	8 456	4 350	2 060	405	Бензин
8	«Большевик» . . .	270	4 600	—	—	1 80	Керосин
9	Клетрак	—	12 750	4 523	2 440	477	»

б) Средние нормы расхода эксплоатационных материалов.

1) На 1 HP/ч. при работе с полной мощностью Горючее: для тракторов, работающих на бензине,—бензина 240 *г*; для тракторов, работающих на керосине,—керосина 300 *г*; смазочные материалы: автола 25 *г*, машинного масла 12 *г*, тавота 0,75 *г*.

2) На 1 *m* перемещенного груза с нагрузкой и разгрузкой Горючее: для тракторов, работающих на бензине,—бензина $240M$; для тракторов, работающих на керосине,—керосина $300M$; бензина $7{,}5M$.

Смазочные материалы: автола $25M$, машинного масла $12M$, тавота $0{,}75M$.

$$M = 0{,}15 \cdot (6 \cdot \eta + 1)\ a \cdot T,$$

где: $\eta = 0{,}70$—коэф-т использования трактора, a—норма расхода машино-ч. на 1 *m* груза, перемещаемого трактором, T—наибольшее тяговое усилие на крюке в *m*.

в) Нормы расхода машино-ч. на 1 *m* груза, перемещаемого трактором (без погрузки и нагрузки), определяются по ф-ле:

$$a = \frac{t_1 + t + t_2}{\eta \cdot k \cdot q_k},$$

где буквенные множители имеют значения, указанные выше; числовые выражения t_1 и t_2, отличающиеся от приведенных выше, равны:

$t_2 = 0{,}65 \frac{L_2}{a \cdot v_0}$; $a = 0{,}65—0{,}60—0{,}50$—при хорошей, средней и плохой дороге;

$t_2 = 0{,}10$ при сменных прицепах и $t_2 = 0$ при несменных.

г) Число приборов перемещения (прицепов) k, к-рые возможно прицепить к трактору, при полезной нагрузке q_k в m, помещаемых на одном прицепе, и при собственном его весе, равном p_k m, определяется по ф-ле:

$$k = \frac{T}{(f \pm i + 0{,}04)(q_k + p_k)},$$

где: f—коэф-т сопротивления движению приборов перемещения; i—наибольший уклон в грузовом направлении.

В зависимости от значений f и i определяется число тормозных приборов.

д) Средние сроки службы механических двигателей и приборов перемещения для них при нормальной работе в одну смену в течение среднего возможного годового периода: трактора Фордзон-П., колесных тракторов, прицепов для грузового автомобиля и трактора = 700 рабочим дням; тракторов гусеничных, грузового автомобиля = 600 рабочим дням. Фактическое число рабочих дней в сезон в среднем—90—100.

Затраты на текущий ремонт—соответственно 4% и 6% первоначальной стоимости машины в год, на капитальный—10%—12%.

19) Производственные нормы расхода рабочей силы в чел./час. на 1 $м^3$ по обмеру в пл тном теле, на разработку грунтов вручную с назрузкой (верхняя цифра) и на разгрузку ж.-д. платформ и вагонов (нижняя цифра):

Приборы перемещения \ Группа грунтов	I	II	III	IV	V	VI	VII
Ж.-д. платформы	0,45 / 0,25	0,49 / 0,25	0,58 / 0,31	0,68 / 0,33	0,78 / 0,36	0,98 / 0,41	1,33 / 0,37
Ж.-д. вагоны	0,54 / 0,21	0,58 / 0,21	0,62 / 0,25	0,78 / 0,27	0,83 / 0,30	1,10 / 0,34	1,48 / 0,31

Разработка грунтов с помощью орудий, машин и установок. Классификация механического землекопного оборудования.

Прицепные орудия для конной и тракторной тяги	Механические лопаты	Землесосы	Гидравлические установки	Скребковые установки	Специальное оборудование
1. Плуги для разрыхления 2. Волокуши 3. Лопаты колесные 4. Канавокопатели 5. Плуги элеваторные	**1. Одноковшевые.** С ковшом а) на рукояти для выемок { выше путей / лопаты, и ниже б) на канате { скребковым / самохватом (грейфером) в) стругом **2. Многоковшевые.** а) неповоротные б) поворотные { для выемок / выше и ниже путей лопаты в) с двумя ковшевыми рамами г) Траншейные **3. Фрезерные.**	1. Траншейные 2. Папильонажные	1. Монитарные 2. Элеваторные	1. Волокушные 2. С подвесными путями	1. Плуги разгрузочные 2. Разрыхлители 3. Машины для отрывки ям для столбов

А. Прицепные орудия.

1. Плуги для разрыхления (черт. 17-а, 17-б).

№№ по пор.	Число корпусов	Ширина захвата *см*	Вес *кг*	Потребная мощность трактора HP	Рабочая скорость трактора *км/час*	Марка трактора
1	1	28	52—127	20	3,5	Ф. П.
2	1	30	60—100	20	—	»
3	2—3	65—90	400—500	20—30	4,2	«Интернац.»
4	4—5	125—155	1800	30—40	2,4—4,2	«Большевик»

1. Сила тяги для конных плугов $P = fg + kab$, для тракторных $P = fg + kab + eabv^2$, где: коэф-т сопротивления движению $f = 0{,}5$ для легких и 1—для тяжелых условий передвижения плуга; g—вес плуга; a—ширина захвата корпусами плуга, b—глубина вспашки; v—скорость передвижения плуга, равная на легких, средних и тяжелых грунтах при



Черт. 17-а.



Черт. 17-б.

тяге трактором средней мощности соответственно 3,65; 3,35; 2,5 *км/час* и трактором большой мощности 3,0; 2,8; 2,55 *км/час*; $k = 1\,500$—$3\,500$; $4\,000$—$5\,000$ и $e = 100$—300 соответственно для легких и тяжелых грунтов.

При разрыхлении местности с подъемом к силе тяги трактора, найденной по указанным ф-лам, прибавляется на каждый $^0/_0$ подъема $1^0/_0$ веса трактора.

2. Характеристика конной тяги:

Характеристика лошади	Вес в *кг*	Средняя скорость при гружен. ходе в *м/сек*	Сила тяги в *кг*	Примечание
Лошадь легкая . .	250	0,7	45	Передвижение по горизонтальному пути в хорошем состоянии
» средняя . .	350	1,31	65	
» тяжелая .	450	1,31	85	

Ковка—шесть подков в месяц.

3. Нормы расхода горючего и смазки за 8-часовой рабочий день в *кг*.

Материалы	Тип трактора			
	Ф.П. 10/20	«Интерн.»15/30	«Большевик»	«Коммунар»
Керосин	48	72	—	120
Бензин	1,3	2	80	5
Смазка	6	9	10	15
Обтирочные материалы .	0,25	0,25	0,3	0,3

4. Производственные нормы разрыхления грунта плугом с лошадиной и тракторной тягой в $м^3$ (по обмеру в плотном теле):

Группы грунтов	I, II, III	IV, V	VI	I—III	IV—V	VI
Глубина вспашки	0,15 м			0,20 м	0,15 м	0,12 м
Наименование норм	Рабочая сила и тяга					
	пахарь, погонщик, одна пара лошадей, однокорпусный плуг		пахарь, погонщик, 2 пары лошадей, двухкорп. плуг	тракторист, помощник, трактор «Фордзон» 20 HP, двухкорпусный плуг		
Практическая производительность в 1 ч. в $м^3$	50	36	21,5	226	120	84
Продолжительность работы плуга на 100 $м^3$ в ч.	2	2,33	3,39	0,43	0,83	1,23

При разрыхлении с помощью конной тяги коэф-т использования принимается равным 0,85; при тракторной тяге—0,85. При работах с уклоном более 1 : 10 применяют коэф-т 0,80. Время поворота в конце года принято равным 1,25 мин.

5. Производственные нормы на бурение скважин в часах:

№№ п/п.	Способы бурения \ Группы грунтов	I—III	V—VII	IX	X	XI	XII
	Нормы расхода времени на 1 п. м.						
1	Ручное спиральным буром (дл. штанги 2,25 м)	0,5	0,9				
2	Ударное шлямбурное (дл. штанги 2,8 м)			2,1			
3	Двуручное (забойное), диам. скважины 25—35 мм, глубина скважины 0,5—1 м				4,32	6,66	8,9
4	Пневматическими или паровыми ударн. вращ. молотками сист. Джек, вес 24 кг, диам. 35—40 мм, глубина до 1,25—2,10 м			0,33	0,38	0,56	0,75
	При наклоном бурении принимать коэф-т 1,25, при горизонтальном—1,67			0,26	0,30	0,47	0,60
	Нормы расхода времени на 10 взорванных шпуров.						
5	Взрывание динамитом, диам. скважины 25 мм, глубина 0,5 м					1,5	
	Взрывание аммоналом, диам. скважины 56 мм, глубина 1,5 м					1,86	

На 1 $м^3$ взорванной породы требуется 0,3—0,4 *п. м* бурения шпуров.

На заправку стальных пустотелых буров диам. 42—50 *мм* в пневматической кузнице на 100 заготовленных буров расходуется стали 1 *кг*, времени на один бур 0,22 часа.

2. Волокуши. Конные и тракторные—для выемки, транспортирования на короткие расстояния и отвала грунтов.

При связных и более плотных грунтах разработка производится с предварительным разрыхлением.

Расход взрывчатых материалов на 10 взорванных шпуров.

Наименование материала	Скважина в *м*		
	диам. 0,025, глуб. 0,5	диам. 0,035, глуб. 1	диам. 0,055, глуб. 1,5
Динамит *кг*	1,2	3,0	7,16
Аммонал *кг*	—	—	
Капсюли шт.	10	10	10
Бикфордов шнур *п. м*	10	12,5	14,7

а) Конные лопаты-волокуши (черт. 18-а).

№№ по пор.	Емкость в $м^3$	Вес в *кг*	Число лошадей для передвижения
1	0,20	56	2
2	0,14	48	2
3	0,09	40	1

Коэф-т заполнения—0,65—0,80; предел экономически выгодной дальности возки—10—50 *м*.

б) Конные лопаты-волокуши на полозьях типа «Фресно» (черт. 18-б).

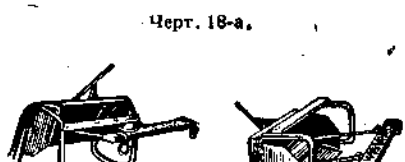
Емкость в $м^3$	Вес в *кг*	Размеры ножа в *мм*			Полозья	Число лошадей для передвижения
		дл.	шир.	толщ.		
0,48	134	1524	300	6,5	75 · 6,5	4
0,34	116	1220	300	6,5	75 · 6,5	3
0,25	110	920	300	6,5	75 · 6,5	2

Коэф-т заполнения—0,90—1,2; предел экономически выгодной дальности возки 30—90 *м*.

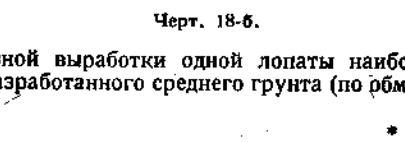
в) Волокуши тракторные.

№№ по пор.	Емкость в $м^3$	Вес *кг*	Потребная мощность трактора в HP
1	0,23	220	20
2	0,37	284	20
3	0,48	328	20—30
4	1,13	698	50—60

Коэф-т заполнения—0,9; предел экономически выгодной дальности возки—40—100 *м*.



Черт. 18-а.



Черт. 18-б.

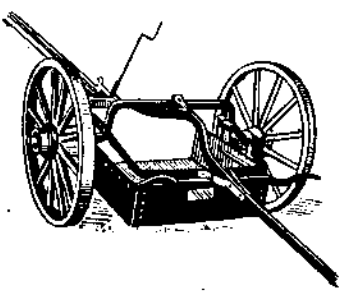
Производственные нормы дневной выработки одной лопаты наиболее распространенных емкостей в $м^3$ разработанного среднего грунта (по обмеру в плотном теле):

Тип лопаты	Емкость в $м^3$	Пески, супески, суглинки — дальн. вывозки грунта в м:								Тяжел. суглинки и глины — дальн. вывозки грунта в м:					
		15	25	25	50	50	75	75	100	15	25	25	50	50	75
Волокуша . .	0,09—0,12	36	30	—	—	—	—	—	—	28	23	—	—	—	—
То же	0,20	—	—	40	30	—	—	—	—	—	—	36	26	—	—
Волокуша на полозьях . .	0,34	—	—	—	—	50	40	—	—	—	—	—	—	45	35
То же	0,48	—	—	—	—	—	—	56	45	—	—	—	—	—	—

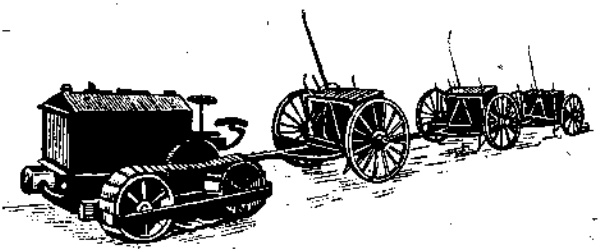
Коэф-т использования принят равным 0,75; уклоны и подъемы по пути передвижения—не круче 1 : 8. Толщина снимаемого слоя—2—5 *см*.

При 5 пароконных волокушах—5 погонщиков, 1 затравщик, 1 землекоп.





Черт. 18-в.



Черт. 18-г.

3. Лопаты колесные, конные и тракторные (черт. 18-в) для выемки, транспортирования и отвала грунта.

Конная лопата	Емкость в $м^3$	Вес в *кг*	Размеры ковша в *мм*			Диам. колес в *мм*	Число лошадей для передвижения
			шир.	дл.	выс.		
Лопата двухколесная для конной тяги	0,25	223	858	870	300	914	2
	0,31	238	863	889	317	865	2
	0,37	306	965	940	330	1016	3
	0,37	329	965	940	330	1066	4
	0,45	359	965	1041	330	1118	4

Примечание. Коэф-т заполнения—0,65—0,75; предел экономически выгодной дальности возки—175 *м*.

Типы тракторных лопат	Емкость в $м^3$	Вес в кг	Габаритные размеры в мм			Число колес
			дл.	шир.	выс.	
«Миами»	0,5	950 ковш	4 500 1 070	1 610 940	2100 430	2
«Беккер»	0,57	1300	4 200	2 067	1 525	4
То же	0,97	1816	4 420	2 235	1 700	4

Подъемный трос лопаты «Миами» выбирается лебедкой, установленной на тракторе и приводимой им в движение. Коэф-т заполнения лопаты—0,60—0,75; предел экономически выгодной дальности возки—250 *м*.

Коэф-т заполнения лопаты «Беккера»—0,75. При возке поездами в четыре—шесть лопат предел экономически выгодной дальности возки до 750 *м*.

Производственные нормы дневной выработки колесных лопат в $м^3$ разработанного грунта (по обмеру в плотном теле):

а) Конная тяга.

Тип лопаты	Емкость в $м^3$	Песок, супеси, суглинки					Тяжелые суглинки, глины				
		дальность вывозки грунта в *м*					дальность вывозки грунта в *м*				
		75	100	75	100	150	75	100	75	100	150
Лопата двухколесная для конной тяги	0,25	24,0	17,2	—	—	—	20,8	17,6	—	—	—
То же	0,45	—	—	43,2	3,44	23,2	—	—	38,4	30,4	20

Принято: коэф-т использования машины—0,75; уклоны и подъемы—не круче 1 : 8. Предел экономически выгодной дальность возки—60—250 *м*.

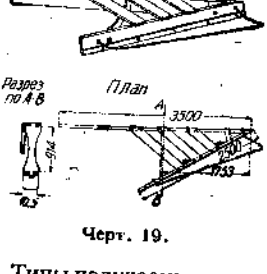
б) Тракторная тяга:

Тип лопаты	Число лопат в поезде										
Тракторная двух- и четырехколесная	1			2		3		4		5	
Емкость в $м^3$ / Дальность возки в *м*	0,5	0,57	0,97	0,57	0,97	0,57	0,97	0,57	0,97	0,57	0,97
100	29,2	33,3	45,6	52,8	89,8	77,1	131,1	97,2	165,3	100,5	107,5
150	21,0	24,0	48,0	44,0	68,6	59,2	100,8	75,7	128,7	87,3	148,5
200	16,3	18,5	31,5	32,4	55,1	47,7	81,0	61,4	107,8	71,9	122,2
250	13,3	15,1	25,7	27,0	46,0	40,0	68,0	51,7	88,0	61,2	104,0
300	11,3	12,8	21,8	23,3	39,7	34,5	58,8	44,9	76,4	53,5	91,0
400	8,6	12,8	16,6	18,2	30,9	27,0	45,9	35,2	60,0	42,4	72,1
500	6,9	8,0	13,4	14,9	25,4	22,2	37,8	29,1	49,5	35,2	60,0

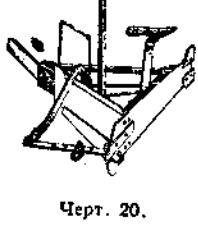
Предел экономически выгодной дальности возки—100—500 *м*.

4. Канавокопатели. 1. Деревянные и металлические канавокопатели Мартина для прокопки канав треугольного и трапецоидального сечения.

а) Деревянные (черт. 19)—конная тяга—парой или двумя парами лошадей; средняя рабочая скорость—1—1,6 *км/ч*., толщина среза разрыхлённого грунта—4—6 *см*; ширина выбираемой полосы—0,8—1 *м*. Вес канавокопателя 80—90 *кг*.



Черт. 19.



Черт. 20.

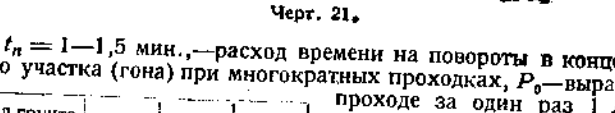
б) Металлические (черт. 20)—вес ок. 200 *кг*; тракторная тяга, в зависимости от грунта и глубины выемки, одним или двумя тракторами «Фордзон П» 20 HP или одним—мощностью в 25—30 HP. Прицепная цепь—не менее 3 *м*.

Типы получаемых канав приведены на черт. 21.

Средняя рабочая скорость 2,5 *км/ч*.; коэф-т использования машины—0,7. Расход времени t (в часах) для выработки канавы длиною l (в *м*):

$$t = \frac{V\left(\frac{l}{v} + t_n\right)k}{60 \cdot c \cdot p_0 \cdot l},$$

где: V—кубатура земляных работ, выполняемых при выработке заданной



Черт. 21.

канавы, $t_n = 1$—1,5 мин.,—расход времени на повороты в конце разрабатываемого участка (гона) при многократных проходках, P_0—выработка при проходе за один раз 1 *м*, равная при мелких канавах 0,027 $м^3$, глубоких—0,024 $м^3$; k находится по сл. табл.:

Тип канавы \ Род грунта	Песчаный	Суглинок	Глинистый
Глубокая	0,90	1,0	1,1
Мелкая	1,35	1,1	1,0

2. Канавокопатели Килифера—вес ок. 2 000 *кг*; в зависимости от глубины выемки и качеств грунта, необходимо тяговое усилие от 3600 до 5 000 *кг*: средняя рабочая скорость—2,5 *км/ч*. Для поворота радиуса ок. 15 *м* нужно 40—60 ск. Средняя производительность—ок. 500 $м^3$/ч. Типовой профиль канавы: ширина по дну 0,3 *м*, глубина—до 0,6 *м*; откосы 5 : 2.

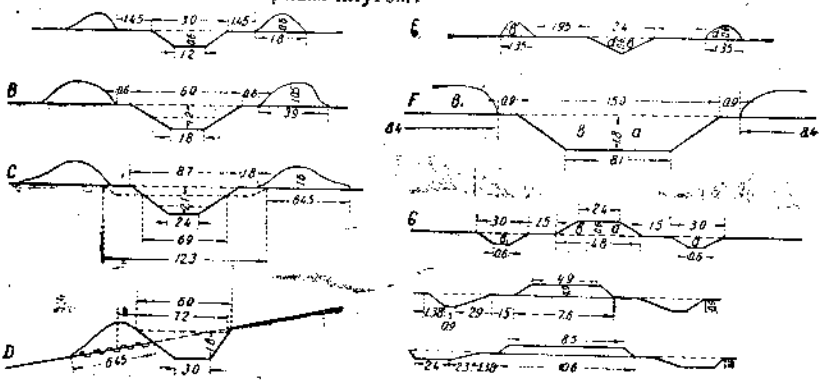


Черт. 22-а.



Черт. 22-б

5. Плуги элеваторные (черт. 22-а и 22-б) для выемки грунта, подъема его до 1,5 *м* и перпендикулярного к ходу машины перемещения на 5—12 *м* для скидки в отвал или нагрузки в средства перемещения. Ширина борозды, выбираемой при одной проходке,—0,25—0,35 *м*, глубина 0,25—0,35 *м*. Вес орудия—4500—5500 *кг*. Тракторная тяга мощностью в 60—75 HP в зависимости от размеров самой машины и качеств грунта. Средняя рабочая скорость—2,5 *км/ч*. Поперечные профили, к-рые могут быть выполнены элеваторным плугом:



Черт. 23.

Производственные нормы часовой выработки элеваторного плуга в $м^3$ разработанного грунта (по обмеру в плотном теле):

Наименование данных	Место, куда перемещается грунт:			
	непосредственно в насыпь		на тр-ные приспособления	
	группы грунтов			
	II—III	IV—VI	II—III	IV—VI
Практическая производительность	65	40	36	28

Принято: коэф-т использования орудия при перемещении грунта непосредственно в насыпь—0,80, при погрузке на тр-ные приспособления—0,45; поверхность горизонтальная или с уклоном не более 1 : 50; длина разрабатываемого участка—не менее 250 *м*. Обслуживание—грейдерист, механик, помощник механика на тракторе, 2 рабочих.

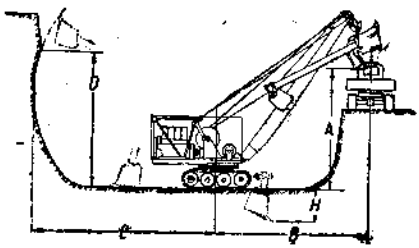
Примерный расход материалов на трактор и плуг за 8 час. работы (в *кг*).

Наименование материалов	Группы грунтов	
	II—III	IV—VI
Керосин	91,80	96,50
Бензин	2,80	2,80
Автол	6,8—8,0	
Масло	5,60	6,8
Тавот	0,10	

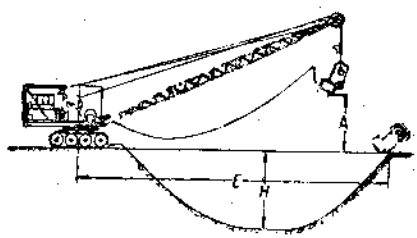
Б. Механические лопаты одноковшевые, многоковшевые и фрезерные.

Первые два вида—сухопутные и плавучие. Силовые установки: паровые, двигатели внутреннего сгорания, дизель-электрические, электрические.

1. Одноковшевые лопаты. Ходовое оборудование—колеса с широкими ободьями (тракторные), гусеничное, колесные тележки для передвижения по

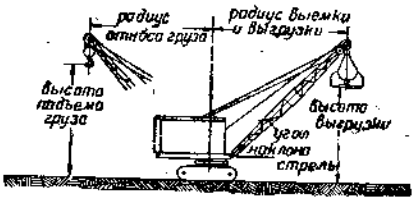


Черт. 24.

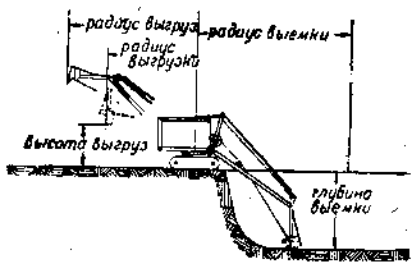


Черт. 25.

рельсовому пути, «шагающий» ход. При выборе лопаты необходимо предусмотреть возможность смены рабочего оборудования для выполнения разного вида земляных и др. работ. Работы карьерные—ковш на рукояти; погрузка на тр-ные приспособления, выемка котлованов, выемка из-под воды, разработка песчаных, гравийных залежей, съем пустой породы с коротким перемещением—ковш на канате скребковый, при наличии валунов—самохват; планировочные—дорожные, уличные, площадки станционные и пр.—ковш-струг; перегрузочные работы—крановое оборудование; забивка свай—молот.



Черт. 26.



Черт. 27.

Размеры лопат характеризуются емкостью ковша, радиусом и высотой или глубиной захвата грунта и их весом.

Основные типы рабочего оборудования одноковшевых механических лопат—черт. 24—27.

Характеристики наиболее распространенных лопат для ж.-д. строительных и эксплоатационных работ первых двух типов различных заводов и данные об их эксплоатации помещены в след. табл. и пояснениях.

1. Механические лопаты одноковшевые, с ковшом на рукояти, сухопутные:

Лопаты ВОМТ'а мод. 1ДБ имеют угол поворота стрелы 270°, остальные модели—полноповоротные; наклоны стрелы 30°, 45° и 60°.

а) Всесоюзного объединения тяжелого машиностроения (ВОМТ)

№№ по поряд.	Наименование основных размеров лопаты и рабочих движений		Модели I ДБ	II П	III П	IV П
1.	Полная высота снаряда	*мм*	3 321	6 400	7 130	9 960
2.	Высота кузова	»	—	4 300	4 850	7 000
3.	Ширина кузова	»	—	2 880	3 326	2 800
4.	Ширина хода гусеницы	»	2 850	2 880	3 600	5 960
5.	Длина гусеницы	»	3 843	3 780	4 700	6 900
6.	Высота гусеницы	»	738	820	1 024	2 100
7.	Ширина звена гусеницы	»	450	820	750	1 000
8.	Опорная площадь гусеницы	*м²*	2.92	3,6	5.5	10,08
9.	Удельное давление на грунт	*кг/см²*	0 54	1,1	1,35	1,6
10.	Силовое оборудование двиг. вн. сг.;		40	—	—	—
	котел пов. нагр.	*м²*	—	12,5	22,16	42
	давлен. пара	atm	—	10	10	10
11.	пар. подъемн. маш.	HP		50	85	194
	» повороты »	»		25	45	85
	» напорн. »	»		25	45	106
12.	Вес в рабочем состоянии	*т*	15,7	36	70	170
	Основное оборудование.					
	Ковш на рукояти для выемок выше путей лопаты.					
1.	Емкость ковша	*м³*	0,35	0,75	1,5	2—2,5
2.	Наибольшая высота выемки *D*	*мм*	5 070	6 400	8 400	9 750
3.	Радиус выемки *E* на высоте 2,44 *м*	»	6 370	8 660	10 950	14 500
4.	Наибольшая высота выгрузки *A*	»	3 640	8 020	5 600	13 900
5.	Глубина выемки ниже путей лопаты *H*	»	—	2 000	2 275	2 500
6.	Производительность в средних условиях в час чистой работы	*м³*	40	60—80	100	120—135
	Примечание. Все размеры даны при наклоне стрелы в 45°.					
	Сменное оборудование.					
1.	Ковш на канате скребковый:					
	емкость ковша	*м³*	0,35	0,5 и 0,75	1,0—1,5	2—2,5
	радиус выемки *E*	*м*	12	14—20	17—22	28—35
	глубина выемки *H*	»	6	7	9	18
	длина стрелы	»	9	11—18,5	13,5—18	25—30
2.	Ковш на канате самохват:					
	емкость ковша	*м³*	0,30	0,60	1,15	
	длина стрелы	*м*	9	11—18,5	13,5—18	
3	Ковш на рукояти для выемки ниже путей лопаты:					
	емкость ковша	*м³*	0,35	0,75		
	глубина выемки	»	42	6,4		
	радиус »	»	8,4	11 8		
	высота выгрузки	»	2	3		
	наименьший радиус выгрузки	»	3,8	5	—	—
4.	Ковш-струг:					
	емкость ковша	*м³*	0,35	0.75		
	наибольший радиус выемки	*м*	5,87	8.4		
	наименьший радиус выемки	»	3,24	4,2		
	ход ковша	»	2,63	4,2		
	наибольшая высота выгрузки	»	3.5	5,3		
	Наименьшая высота выгрузки	»	3,25	3,4	—	—
5.	Крановые:					
	а) длина стрелы	*м*	10,5	11,0	13,5	—
	б) длина стрелы с выдвижн. частью	»	14	18,5	18	
	грузоподъемность в *m* при а)	»	0.8—1,8	4—8	12	
	» » » » б)	»	0,1—1,5	2—4	4,5	—
6.	Копровые:					
	вес бабы	*кг*	508	1 000	—	
	наибольший подъем бабы	*м*	7,1	9	—	
7.	Скребковое для обратной засыпки грунта:		—	—	—	—
	ширина скребка	*м*	0,86			
	вес скребка	*т*	280			
	радиус закидывания	*м*	12,5			

*

б) Иностранных заводов.

№№ по пор.	Наименование основных размеров лопаты и рабочих движений	С поворотным кругом (т. наз. стандартные)			Полноповоротные				
	Средние данные американских заводов.								
1	Емкость ковша . . $м^3$	2,27	3,06	3,82	0,38	0,76	1,53	26,7	3,06
2	Наибольшая высота выемки D . . . $м$	7,50	8,2	8,53	6,2	8,2	8,1	10,5	93
3	Радиус выемки E на высоте 2,44 $м$ . . »	9,2	9,5	10,1	7,7	10,2	10,6	12,3	12,8
4	Выс. выгрузки A . »	5,0	5,2	5,6	4,4	5,9	5,4	6,3	6,3
5	Радиус выгрузки B »	8,2	8,9	9,7	6,6	8,7	9,3	11,0	11,3
6	Глуб. выемки ниже путей лопаты H . »	1,4	1,9	2,1	1,5	2,0	2,0	1,9	2,0
7	Вес в рабочем состоянии в m при ходовом оборудовании:								
	а) гусеничном .	—	—	—	ок. 20	ок. 40	ок. 60	ок. 120	ок. 150
	б) рельсовом . .	ок. 85	ок. 96	ок. 110	—	—	—	—	—
	Данные германских заводов. Менк и Гамброк.								
1	Емкость ковша . $м^3$	0,67	1,0	1,5	2,25	3,25	Лопаты полноповоротные, на гусеничном ходу, паровые, наклон стрелы 30°, 45° и 60° (размеры даны для наклона в 45°).		
2	D	6,1	7,3	8,8	10,5	12,0			
3	E	8,5	9,4	10,8	12,5	15,0			
4	A	4,4	5,2	6,3	7,6	9,2			
5	B	7,3	8,7	10,0	12,3	14,2			
6	H	1,2	1,3	1,4	1,6	1,8			
7	Вес в рабочем состоянии . . . . m	ок. 28	ок. 43	ок. 72	ок. 105	ок. 175			
	Оренштейн и Коппель.								
1	Емкость ковша . $м^3$	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	Лопаты полноповоротные, на гусеничном ходу, паровые, наклон стрелы 30°, 45° и 60° (размеры даны для наклона в 45°).		
2	D	6,5	7,7	8,8	10,4	11,7			
3	E	8,3	10,0	11,5	12,9	13,4			
4	A	4,9	5,9	7,0	8,5	9,7			
5	B	7,5	9,4	11,0	12,3	13,4			
6	H	1,5	1,9	2,2	3,2	2,7			
7	Вес в рабочем состоянии . . . . . m	ок. 33	ок. 54	ок. 90	ок. 102	ок. 135			
	Данные американских заводов								
1	Емкость ковша . . $м^3$	0,38	0,76	0,95	1,14	1,52	2,63		
2	Наклон стрелы (в градусах)		25—40		20—40	25—40			
3	Высота выгрузки A $м$	7,6	0,76	8,8	8,4	11,7	15,5		
4	Радиус выгрузки B $м$	12,3	12,5	14,4	14,0	19,8	28,5		
5	Глубина выемки H . $м$	3,7	4,0	3,4	6,1	4,3	11,0		
6	Радиус выемки E . . $м$	14,8	14,9	17,0	18,2	22—25	32—36		
7	Вес в рабочем состоянии:								
	а) на гусеничном ходу . . . . m	ок. 29	ок. 39	ок. 57,5	ок. 57,3	ок. 90	—		
	б) на рельсовом ходу . . . m	—	—	—	—	ок. 65	ок. 170		
8	Примерная производительность в легких грунтах в час чистой работы . $м^3$	30—35	70—85	75—90	90—110	95—110	110—160		
9	Емкость . . . . $м^3$	0,67	0,75	1,0	1,5	2,5	3,35		
10	Наклон стрелы (в градусах)		20			40			
11	A	3,6	4,8	5,0	6,0	7,0	7,5		
12	B	11,3	13,0	14,0	16,0	19,5	21,6		
13	H	3,8	5,4	5,1	5,75	7,0	7,5		
14	E	14,3	16,5	18,0	20,0	24,0	26,5		
15	Вес в рабочем состоянии . . . . . m	ок. 32	ок. 32	ок. 50	ок. 86	ок. 135	ок. 215		

2. Производственные нормы работы в маш.-ч. механическими лопатами с ковшом на рукояти, сухопутными, с нагрузкой на приборы перемещения, на 100 $м^3$ разработанного грунта (по обмеру в плотном теле):

Группы грунтов	Механические лопаты									
	на гусеничном ходу						на ж.-д. ходу			
	с ковшом емкостью ($м^3$)									
	0,57	1,0	1,34	2,0	2,48	3,0	1,34	2,0	2,48	3,0
I—III	2,73	1,34	1,08	0,69	0,62	0,52	1,08	0,71	0,64	0,54
IV—VI	3,56	1,90	1,46	0,96	0,77	1,68	1,63	1,09	0,91	0,77
VII—VIII	5,0	2,38	1,89	1,16	0,93	0,88	2,0	1,33	1,11	0,91

3. Механические лопаты указанного типа обслуживаются двумя бригадами. Верхняя бригада,—механик, его помощник, кочегар, смазчик при паровых лопатах или механик и помощник на дизельных и электрических лопатах,—управляет рабочими движениями и осуществляет уход за машинами и механическими устройствами лопаты. Нижняя бригада,—6—8 чел. при передвижении по рельсам, 2—3 чел. при гусеничном ходе,—находится в распоряжении механика и выполняет все работы, связанные с передвижками лопаты, подачей топлива, воды и пр.

4. Для эксплоатационных и сметных расчетов можно пользоваться след. ориентировочными данными:

а) при простоях расход воды равен ок. 0,35 указанной в п. 4 нормы;

б) заполнение ковша в зависимости от высоты выемки и качеств грунта определяется след. коэф-тами:

песок	0,80—0,90	мелковзорванный камень	0,40—0,50
супеси и суглинки .	0,65—0,90	крупновзорванный камень	0,30—0,40
глины	0,50—0,70		

в) расход времени на передвижку при перемещении по рельсам определяется в 6—12 мин., на гусеничном ходу—0,75—1,2 мин.;

г) расход времени на промывку котла в горячем состоянии—15 ч., в холодном состоянии—20—22 ч.; при хорошей воде одна промывка на 15 смен;

д) расход времени на текущие ремонты—5—10% всего рабочего времени, на непогоду—5%;

е) амортизационный срок—10 лет при работе в одну смену.

ж) при работе в три смены производительность в 3-ю смену, по обоснованию этого обстоятельства, м. б. уменьшена по сравнению с приведенными выше нормами на 15—25%, при работе зимой—на 15—40%.

з) по американским данным часовая производительность лопат равна:

Грунты	Ковш $м^3$	
	1,5	2,5
Легкие	90	150
Средние	55—60	95
Тяжелые	30—35	50

а) На гусеничном ходу.

№№ по пор.	Наименование материала		Емкость ковша в $м^3$: 0,57			1,0			1,34		
		№ группы грунтов	I—III	IV—VI	VII—VIII	I—III	IV—VI	VII—VIII	I—III	IV—VI	VII—VIII
1	Вода	$м^3$	1,1	1,82	2,2	1,0	1,65	2	0,85	1,4	1,7
2	Дрова	»	0,05	0,08	0,1	0,03	0,05	0,06	0,02	0,03	0,04
3	Уголь	*кг*	184	252	306	144	137	288	120	198	240
4	Вискозин	»	0,2	0 33	0.4	0,17	0,3	0,37	0,1	0,16	0,2
5	Мазут	»	1,43	2,36	2,86	1,20	1,98	2,40	0,87	1,57	2,62
6	Тавот	»	0,05	0 08	0,1	0,04	0,06	0,08	0,03	0,04	0,06
7	Керосин	»	0 06	0,08	0,1	0,06	0,1	0,12	0,05	0,06	0,08
8	Концы	»	0,08	0,13	0,16	0,07	0,12	0,14	0,05	0,08	0,1

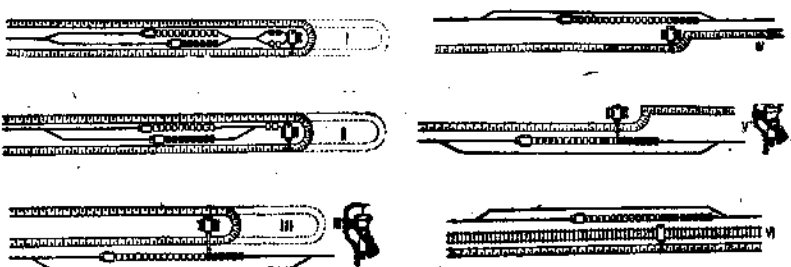
№№ по пор.	Наименование материалов		Емкость ковша в $м^3$: 2,0			2,48			3,0		
		№ группы грунтов	I—III	IV—VI	VII—VIII	I—III	IV—VI	VII—VIII	I—III	IV—VI	VII—VIII
1	Вода	$м^3$	0,76	1,25	1,52	0,7	1,15	1,52	0,7	1,15	1,4
2	Дрова	»	0 01	0 02	0,02	0,01	0 02	0 02	0 01	0 02	0,02
3	Уголь	*кг*	105	173	210	100	165	210	97	157	190
4	Вискозин	»	0.07	0,12	0,14	0,06	0,1	0,14	0 05	0 08	0,1
5	Мазут	»	0,8	1,32	1,6	0 78	1,28	1,6	0 76	1,25	1,52
6	Тавот	»	0.03	0,05	0,06	0,03	0,05	0 06	0 02	0 04	0,05
7	Керосин	»	0,04	0,06	0,08	0,03	0,05	0 08	0 03	0 04	0,08
8	Концы	»	0,04	0,06	0,08	0,03	0,05	0,08	0,03	0,04	0,08

б) На ж.-д. ходу.

№№ по пор.	Наименование материала		Емкость ковша в $м^3$: 1,34			2,0			2,48			3,0		
		№ группы грунтов	I—III	IV—VI	VII—VIII	I—III	IV—VI	VII—VIII	I—III	IV—VI	VII—VIII	I—III	IV—VI	VII—VIII
1	Вода	$м^3$	0 98	1,61	1,95	0 84	1,38	1,68	0 8	1,32	1,6	0 3	1,32	1,6
2	Дрова	»	0 02	0 03	0 04	0 01	0 02	0 02	0 01	0 02	0 02	0,01	0 02	0.02
3	Уголь	*кг*	140	231	280	116	192	232	110	181	220	110	181	220
4	Вискозин	»	0 11	0,12	0 14	0.06	0,13	0 16	0 07	0,12	0,14	0 05	0 08	0,1
5	Мазут	»	1	1 65	2	1,09	1,48	1 8	0 85	1 4	1 7	0 85	1 4	1 7
6	Тавот	»	0 03	0 5	0 06	0 03	0,05	0 06	0 03	0 05	0 06	0,02	0 04	0,05
7	Керосин	»	0 04	0 6	0 08	0 04	0 06	0 08	0 03	0 05	0 06	0 03	0 08	0,06
8	Концы	»	0,06	0,5	0,1	0,04	0,06	0,08	0,04	0,07	0,08	0,03	0,05	0,06

и) При определении годовой производительности считается в году 3 400 рабочих часов: летних светлых—70%, темных—25%, зимних светлых—10%, темных—5%. Остальное время—на ремонт, промывку и пр.

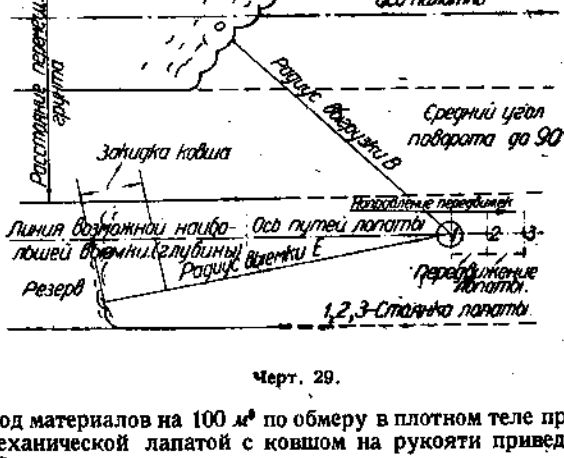
к) В зависимости от местных условий определяются схемы установки механических лопат и расположения землевозных путей. Основные типы схем



Черт. 28.

показаны на черт. 28, где схемы I, II, III представляют работу лобовым забоем (сквозная проходка), IV и V—полулобовым забоем (полулобовая выемка) и VI—боковым забоем (боковая выемка).

В схемах I, II, IV и VI землевозные пути расположены на одном уровне с путями лопаты, в схемах III и V—выше путей лопаты, на бровке откоса. Выбор схемы зависит от местных условий и размеров рабочих движений имеющейся лопаты.



Черт. 29.

5. Расход материалов на 100 $м^3$ по обмеру в плотном теле при разработке грунтов механической лопатой с ковшом на рукояти приведен в таблице на стр. 828.

Основные отличия лопаты со скребковым ковшом от лопаты с ковшом на канате: а) выемка ниже путей лопаты; б) лопата «пятится» по мере выработки резерва; выемка производится сзади лопаты (черт. 29); в) цифры

производительности дают размеры в $м^3$ не только выемки и отгрузки из подвижной состав или в отвал, но и перемещения грунта (относа), входящего в цикл ковша и возможного по величине до $(B + E)$ $м$; г) возможна выемка из-под воды; радиус выемки превышает радиус выгрузки ковша на величину «закидки» ковша, размеры к-рой доходят до 25—30% радиуса выгрузки и зависят от опытности и ловкости механика. Глубина выемки по направлению хода лопаты больше показанных размеров примерно на 35—50%.

6. Производственные нормы выработки механической лопаты со скребковым ковшом на канате, на гусеничном ходу, в $м^3$ разработанного грунта (по обмеру в плотном теле), при выемке из резерва глубиною не меньше 0,5 $м$ и отвале в насыпь высотою до 4 $м$.

Группы грунтов	Емкость ковша в $м^3$	0,57	1	1.5	2
I—III	Практич. производительность в $м^3$/ч.	45,0	81,2	96,0	111
IV—VI		32,4	59,8	72,4	90
VII		27,4	50,0	56,8	74

7. Число циклов ковша в час—в зависимости от угла поворота и глубины выемки:

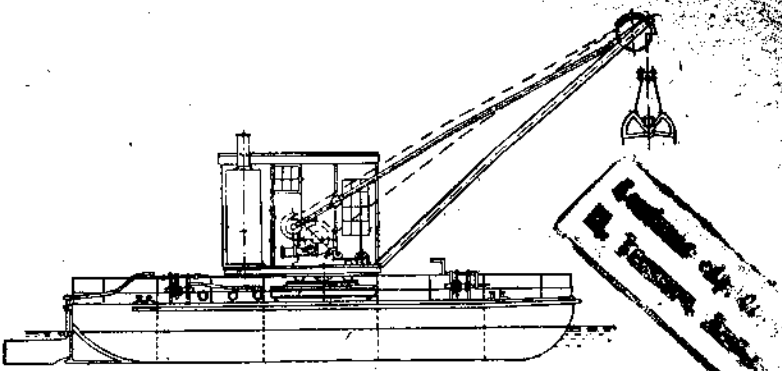
Глубина выемки в $м$	Угол поворота стрелы		
	до 90°	до 135°	до 180°
до 3	44—57	36—47	30—40
3—5	43—54	35—40	30—38
5—8	42—45	34—37	28—30

8. Механические лопаты указанного типа обслуживаются двумя бригадами: верхняя,—механик и его помощник,—управляет рабочими движениями лопаты и несет уход за машинами и механическими устройствами лопаты; нижняя,—2—3 чел.,—выполняет все работы, связанные с передвижками лопаты, подачей топлива, воды, и т. п.

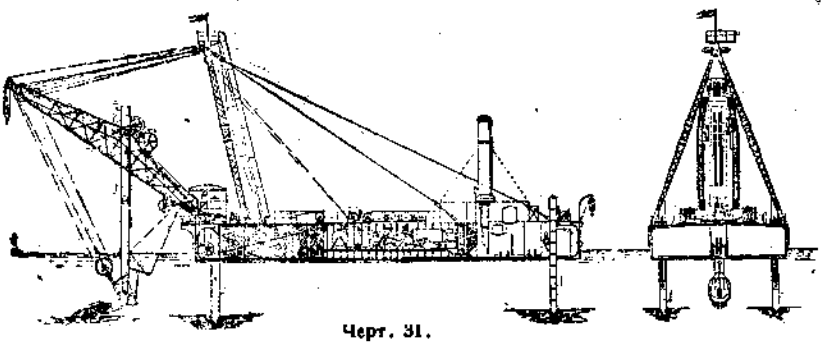
9. Замена скребкового ковша самохватом (черт. 26) производится для работ по выемке каменистых грунтов, выемке из-под воды при расчистке и углублении рек, отрывке котлованов, по обслуживанию складов угля, камня, гравия, песка и пр.

10. Для работ по выемке из-под воды при невозможности передвижения по берегу или выемке на больших расстояниях от берега одноковшевые лопаты устанавливаются на деревянных или железных понтонах с соответствующим изменением расположения машин и механизмов, с добавлением становых,—кормовой и двух боковых,—свай, лебедок и пр. (черт. 30 и 31). Боковые сваи в зависимости от местных условий могут быть заменены боковыми телескопическими упорами. Отгрузка грунта производится на берег или в шаланды.

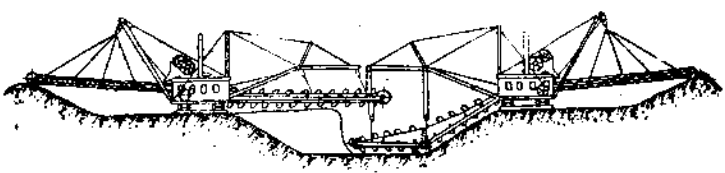
2. Многоковшевые лопаты (черт. 32—34) применяются при разработках однородных легких и средних грунтов (невязких) и выемках из-под воды (дноуглубительные работы). Ходовое оборудование сухопутных лопат,—тележки для передвижения по рельсовому пути, гусеничное. При установке транспортеров кроме выемки и отвала грунта производится и пере-



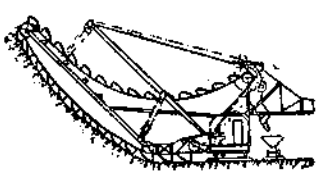
Черт. 30.



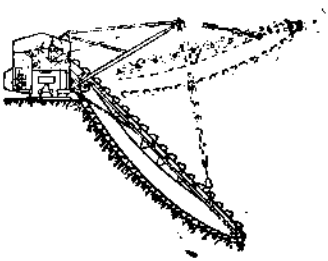
Черт. 31.



Черт. 32.

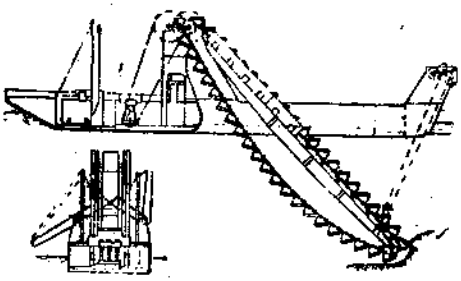


Черт. 33.

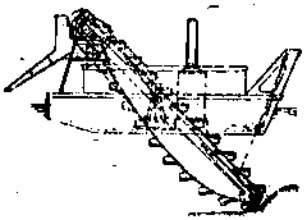


Черт. 34.

мещение его на расстояние, определяемое длиной транспортера. Плавучие многоковшевые лопаты,—при большой производительности—самоходные,—устанавливаются на понтонах или корпусах судов (черт. 35 и 36), снабжаются становыми лебедками, отгружают грунт на берег, в шаланды



Черт. 35.

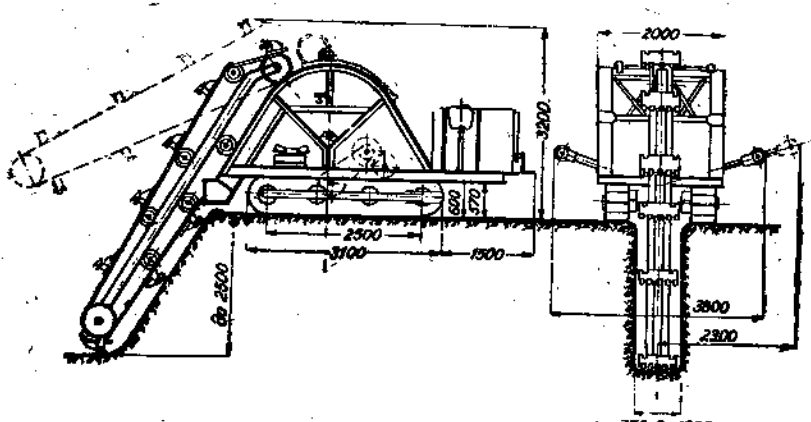


Черт. 36.

или на отведенные участки дна с помощью лотков, транспортеров, кулуаров рефулеров.

Основное отличие от одноковшевых лопат—непрерывность работы, неприспособленность для разработки тяжелых каменистых грунтов.

Последние выпуски сухопутных многоковшевых лопат допускают подъем ковшевой рамы для разработок грунтов выше путей лопаты. В этом случае



Черт. 37.

глубина разработки резерва равна высоте возможной разработки карьера. Ковшевая цепь монтируется жестко натянутой при разработке однородных грунтов и гибко натянутой, провисающей, при возможности попадания в грунте валунов и др. препятствий.

Характеристики наиболее распространенных лопат различных заводов и сведения об их эксплоатации сведены в след. табл. и пояснениях.

I. Механические лопаты многоковшевые сухопутные.

а) Всесоюзного объединения тяжелого машиностроения (черт. 37).

№№ по порядку	Характеристика лопаты	Модель М-К-Г	Примечание
1	Глубина выемки до . . . . . *м*	2,25	Ковшевая рама имеет две скорости: 0,74 и 0,9 *м/сек.*; скорости передвижения: вхолостую—1,67 и 2,3 *км/ч*. при работе—0,0272 *км/ч*.
2	Ширина канавы . . . . . »	0,775—1,0	
3	Емкость ковша . . . . . *л*	30	
4	Вес в рабочем состоянии . . . . *т*	12	
5	Давление на грунт . . . . . *кг/см²*	0,64	» » 0,041 »
6	Длина транспортеров . . . . . *м*	3,75	» » 0,058 »
7	Мощность дв. вн. сг. «Геркулес» завода АМО . . . . . HP	65	» » 0,0335 »
8	Практич. производительность в в средних условиях . . . . *м³/ч.*	40	» » 0,065 »
			» » 0,0708 »

б) Германских заводов.

№№ по пор.	Характеристика лопаты	Емкость ковша (в *л*)								
		15	25	50	75	100	150	200	300	
1	Глубина выемки . . . . . *м*	4,5	5,5	6,5	7,5	8	10	12	12	14
2	Число ковшей, опорожняемых в мин.	30	30	30	30	30	30	30	30	30
3	Вес в рабочем состоянии в *т*: а) при электрическом приводе	ок. 17,3	ок. 24	ок. 31,5	ок. 55,5	ок. 88,5	ок. 142	ок. 190	ок. 235	ок. 315
	б) при дизельной установке	ок. 18,3	ок. 26,5	ок. 32	ок. 57	ок. 92	ок. 130	—	—	—
4	Давление на грунт . . *кг/см²*	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,0	1,2	1,2	1,2
5	Длина транспортера при его установке . . . . . *м*	4	7	6	12	15	15	10	15	15
6	Вес транспортера . . . . . *т*	ок. 2	ок. 3,5	ок. 4	ок. 7	ок. 8	ок. 10	ок. 13	ок. 15	ок. 15
7	Практическая производительность в *м³/ч.* по обмеру с учетом разрыхления по обмеру в подвижном составе:									
	а) легких грунтов (заполнение ковша — 75%) .	20	30	60	101	135	202	270	405	405
	б) средних грунтов (заполнение 66⅔%) . .	18	30	60	90	120	180	240	360	360
	в) тяжелых грунтов (глина, заполнение 50%) .	13,5	22,5	45	67,5	90	135	180	270	270

Примечание. Лопаты на гусеничном ходу, наклон ковшевой рамы 45—50°. Лопаты с ковшами емкостью в 25—200 *л* строятся и с паросиловыми установками.

№№ по пор.	Группы грунтов	Емкость ковша (в л)						
		60	100	140	180	250		300
1	Песок, легкие суглинки, растительный грунт	196	480	680	960	1240	1600	1720
2	Песок и суглинки с примесями (до 25%) щебня или крупного гравия	—	304	444	696	928	1168	1400
3	Тяжелые суглинки и жирные глины	—	196	376	560	760	960	1160
4	Тяжелые суглинки и жирные глины с примесями крупного гравия, щебня (до 25%), крупный гравий, отвердевший лесс	—	—	304	456	600	744	320

2. Производственные нормы дневной выработки одной механической многоковшевой сухопутной лопаты в $м^3$ разработанного грунта по обмеру в плотном теле (применительно к многоковшевым лопатам Любекского завода):

Принято: разработка в сухом месте, коэф-т использования лопаты—0,60—0,70. При выемках из-под воды нормы производительности умножаются для грунтов №№ 1 и 2 на 0,75, № 3—на 0,65 и № 4—на 0,60.

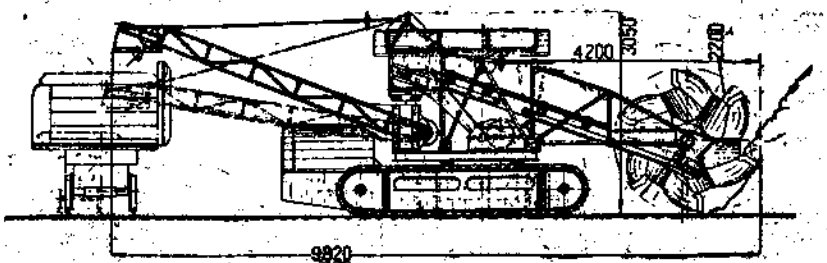
3. Средние нормы расхода материала на один рабочий день при работе в средних грунтах. Нормы даны при указанных выше производительности и коэф-те использования.

№№ по пор.	Емкость ковша в л / Наименование материалов	60	100	140	180
1	Уголь при работе на суше	кг	440—500	560—760	928—1120	1420—1680
2	Уголь при работе из-под воды	»	520—640	680—920	1040—1200	1680—2000
3	Цилиндровое масло	»	620	800	1080	1200
4	Машинное »	»	800	1200	1600	1800
5	Компрессорное »	»	—	—	—	—
6	Простое »	»	120	160	160	200
7	Сало	»	280	240	240	240
8	Концы	»	200	200	200	240

№№ по пор.	Емкость ковша в л / Наименование материалов	250	250	300
1	Уголь при работе на суше	кг	1680—1920	2040—2400	2800—3200
2	Уголь при работе из-под воды	»	1840—2000	2400—2640	3440—3840
3	Цилиндровое масло	»	1600	1760	2800
4	Машинное »	»	2240	2400	3600
5	Компрессорное »	»	240	240	320
6	Простое »	»	200	200	200
7	Сало	»	400	400	480
8	Концы	»	240	240	240

4. Многоковшевые механические лопаты обслуживаются двумя бригадами: верхняя—на лопатах с ковшами емкостью до 150 *л*—механик и рабочий при загрузочном бункере; на лопатах с ковшами большей емкости прибавляется смазчик: нижняя бригада при гусеничном ходе состоит из 3—4 рабочих, при рельсовом—из 10—16 рабочих, выполняющих перекладку рельсовых путей и пр. обслуживание лопаты.

3. **Фрезерные механические лопаты** (черт. 38) производят выемку грунта с помощью фрезерного колеса, берущего «стружку» грунта толщиной



Черт. 38.

определяемой свойствами грунта и мощностью лопаты. Грунт с боковых лопастей падает на транспортер, установленный рядом с фрезерным колесом, и далее передается на второй транспортер для погрузки в подвижной состав или в кавальер. Стрела с фрезерным колесом и погрузочный транспортер могут поворачиваться—первая на 135°, второй на 90°—в обе стороны от среднего положения.

Размеры, характеризующие фрезерную механическую лопату:

Ширина фрезерного колеса равняется $^1/_6$—$^1/_7$ его диаметра.

В. Землесосы.

Землесосы (черт. 39)—плавучие, большею частью самоходные, дноуглубительные снаряды—могут работать в разных грунтах,—от илистых и до допускающих гидравлическое и механическое разрыхление. Землесосы строятся различных производительностей—от 25 до 6 500 $м^3$ в ч. Всасываемая смесь содержит на каждый $м^3$ грунта 4—6 $м^3$ воды. Выс. всасывания от нижнего конца сосуна до оси всасывающего насоса речных землесосов задается до 6 *м*, морских—до 30 *м*.

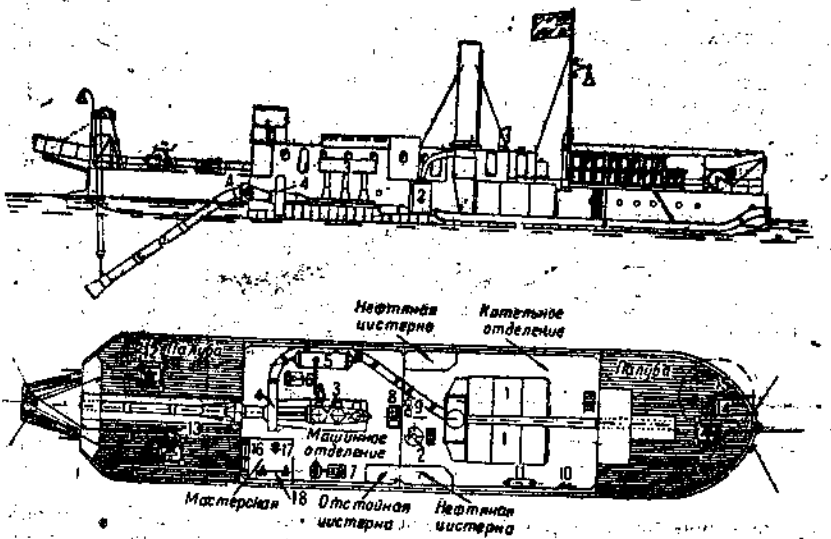
Полный напор, необходимый для работы землесоса, равен:

$$H = H_1 + H_2 + H_3,$$

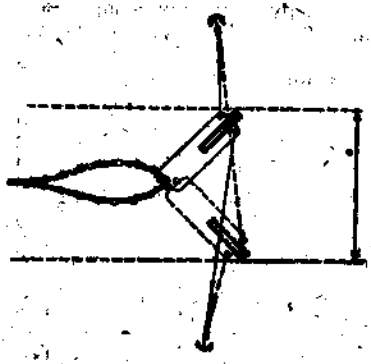
где: H_1—напор, необходимый для поднятия смеси,—грунта и воды,—со дна до оси всасывающего насоса, H_2—напор, необходимый для подачи

№№ по пор.	Диам. фрезерного колеса в *м*	Привод	Мощность двигателя HP	Вес	Ходовое оборудование	Производительность в $м^3$
1	2,2	Двиг. вн. сгор.	18	7,5	рельсовое	25 *
2	2,7		25	10,5		50 *
3	3,5		40	22,0		100 *
4	2,5	Двиг. вн. сгор. или электр.	30	16,2	гусеничное	80 **
5	3,0		30	22,6		160 **
6	3,0		40	53		240 **
7	3,5	Электрич.	60	45	рельсовое	240
8	4,5		80	65		450
9	5,0		100	110		650
10	6,0		120	120		1 200

* Практическая по данным французских заводов. ** Теоретическая по данным германских заводов. Рабочая скорость передвижения лопат 8 *м/мин*, холостая—24 *м/мин*., поворота 8 *м/мин*.



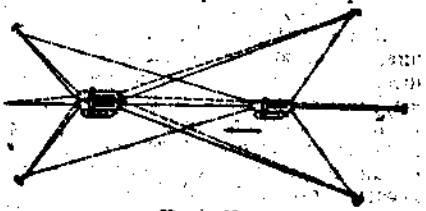
Черт. 39.



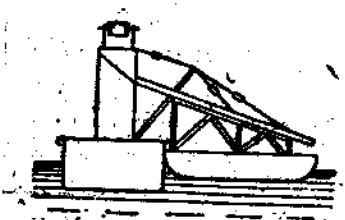
Черт. 41.



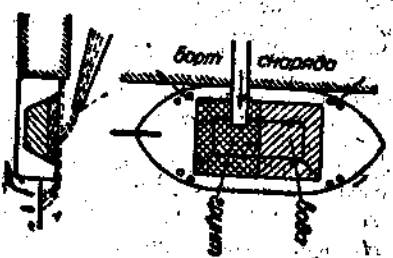
Черт. 40.



Черт. 42.



Черт. 43.



Черт. 44.

смеси от оси всасывающего насоса до вылива из трубы; H_3 — напор, необходимый для преодоления сопротивления в трубах.

Индикаторная мощность главной машины определяется по ф-ле:

$$N_i = \frac{1000\gamma QH}{\eta \cdot 75},$$

где: $\gamma = \frac{\gamma_1 + n\gamma_2}{1+n}$ —уд. в. смеси, γ_1—уд. вес сухого грунта, γ_2—уд. в. воды, n—число частей воды на 1 часть грунта, Q—объем подаваемой смеси в $м^3/сек.$, H—полная высота подъема в $м$, $\eta = 0{,}22—0{,}35$—общий кпд снаряда.

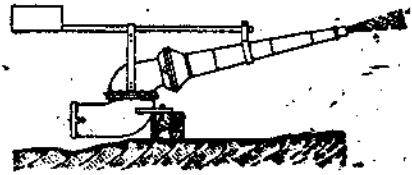
Гидравлическое разрыхление, размывание грунта, производится струями воды, бьющими в грунт под напором до 20 atm из насадок в кольце, надеваемом на головку сосуда; механическое—особыми фрезами (черт. 40), делающими 80—120 об./м. Для маневрирования землесосы снабжаются лебедками, якорями и пр.

Выемка грунта производится по дуге—папильонажем (черт. 41) или параллельными траншеями (черт. 42) длиною по 200—250 $м$ каждая. Скорость папильонажа изменяется в пределах 1,1—6,2 $м$ в мин.

Удаление грунта, так же как и при работах пловучими многоковшевыми лопатами, производится с помощью лотков, лонгкулуаров (черт. 43), шаландами (черт. 44), транспортерами и рефулированием.

Г. Установки гидравлические.

Состоят из силовой и насосной части, сети канав, сплоток, желобов, труб для подачи воды и мониторов (черт. 45), с помощью к-рых производится разрушение грунта живой силой струи воды и далее сплав грунта,—в этом же количестве воды или, при необходимости, с добавлением новых количеств,—по естественному уклону или доткам до места назначения (отвал, плотина, дамба).



Черт. 45.

1. По американским данным, количества воды, нужные при различных напорах и диаметрах наконечника монитора, равны:

Диам. насадки в $мм$	50	65	75	100	125	Примечания
Напор в $м$	Расход воды в $м^3$ в $сек.$					
30	0,0566	0,0887	0,1312	0,230	0,331	Наконечники имеют диам. до 200 $мм$. Диам. труб, подводящих воду к монитору, во избежание потерь на трение, берется ок. 300—400 $мм$.
45	0,0708	0,1100	0,1694	0,283	0,442	
60	0,0746	0,1274	0,1840	0,326	0,506	
75	0,0920	0,1415	0,2050	0,365	0,566	
90	0,0991	0,1557	0,2260	0,400	0,623	
105	0,1062	0,1700	0,2400	0,432	0,672	
122	0,1132	0,1810	0,2690	0,460	0,708	

2. Напор устанавливается в 3—12 atm, в среднем около 7 atm; напор повышается по мере увеличения в грунте количества глины. Скорость струи воды при выходе из монитора—около 4,5—5 $м$ в $сек.$

3. Количество воды, подаваемое центробежными насосами, требуемое для разрушения грунта, в 5—10 раз превышает количество грунта (в $м^3$), подлежащего разрушению. Количество воды, требуемое для сплава разрушенного грунта, д. б. в 5—20 раз больше количества грунта, подлежащего сплаву. Т. о., для сплава грунта вода должна добавляться в количествах, определяемых свойствами грунта и уклоном местности.

4. Уклоны местности, достаточные для сплава, в зависимости от грунта,— 4—7%, для сплава по лоткам—не менее 2%.

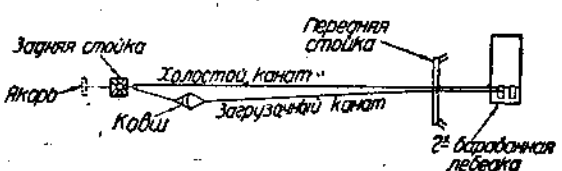
5. Требуемая мощность силовой установки определяется по ф-ле:

$$P = \frac{a \cdot Q \cdot H \cdot 1\,000}{\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot 75} \text{ HP},$$

где: P—требуемая мощность силовой установки; Q—количество воды, подлежащее подаче ($м^3$ в $сек.$), H—должная выс. напора в $м$, a—коэф-т, учитывающий потери напора, η_1—кпд насоса, η_2—кпд силовой установки.

Д. Установки скребковые, волокушные и с подвесными путями.

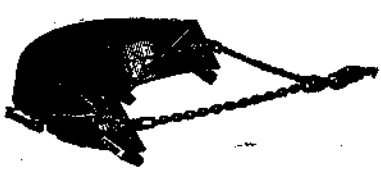
1. **Скребковые установки волокушные** характеризуются простотой, дешевизной, большой производительностью, сочетанием выполнения выемки



Черт. 45.

перемещения и отвала грунта за один рабочий ход, гибкостью применения и легкой приспособляемостью к рельефу местности и поставленным заданиям разработки (черт. 46).

Скребковые установки состоят из двухбарабанной лебедки, приводимой в движение от любого двигателя, скребкового ковша, канатов, блоков и стоек и самого двигателя (трактора, двиг. вн. сг. и др.).



Черт. 47-а.



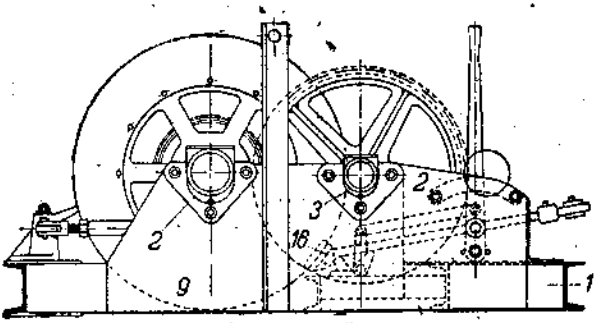
Черт. 47-б.

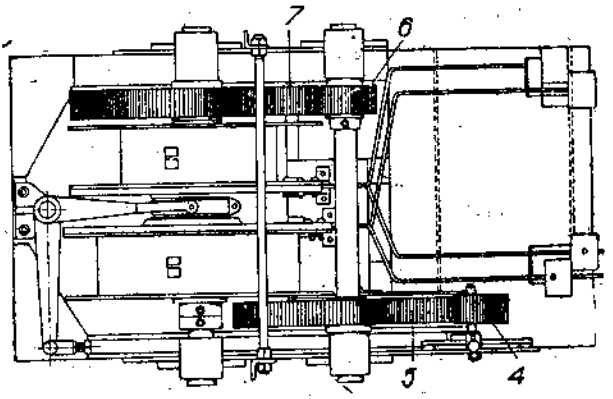
В настоящее время число скребковых установок в угольной промышленности в Донбассе дошло до 400, и в силу указанных выше преимуществ они должны найти широкое применение и при механизации ж.-д. земляных работ.

1. Размеры ковша (черт. 47-а, б) колеблются от 0,25 до 3 $м^3$. Скорость его передвижения в груженом состоянии—1—2,4 $м$ в $сек.$, в холостом—1,8—3 $м$.

2. Лебедки Вагнера (черт. 48) и Сулливана (черт. 49), испытанные в Донбассе, имеют след. данные:

Характеристика лебедки	Лебедки Вагнера	Лебедки Сулливана (американские)		
	тип В-8	тип НДЕ	тип НДЕ-2	
Мощность электромотора . . . . . HP	15	6,5	15	25
Скорость передвижения груженого ковша . . . . . *м сек.*	1,0	0,55	1,0	1,0
Скорость передвижения пустого ковша . . . . . *м сек.*	1,3	0,6	1,25	1,25
Вес лебедки с электромотором . . *кг*	980	750	2 150	2 400
Длина лебедки . . . . . *мм*	1612	950	1680	1710
Ширина » . . . . . »	950	375	580	580
Высота » . . . . . »	925	475	740	740





Черт. 48.

3. Средние соотношения между емкостью ковша и мощностью лебедки при различных приводах:

Емкость ковша в $м^3$	Привод от электромотора в HP	Привод от двиг. вн. сгор. в HP
0,38	20	25
0,58	30	35
0,77	50	50
1,15	65	75
1,5	75	—
1,9	100	—

4. Рекомендуемые американскими фирмами в соответствии с длиной рабочего хода экономически выгодные размеры ковшей и размеры нужных канатов:

Длина рабочего хода в м	Рекомендуемая емкость ковша в $м^3$	Длина канатов в м		Диам. канатов в мм	
		загрузочного	холостого	загрузочного	холостого
60	0,38—0,48	75	170	13	13
75	0,58	90	190	16	13
90	0,77	100	220	16	13
100	1,15—1,5	115	235	16—22	16
105	1,9	120	250	22	16

5. Средняя часовая производительность скребковой установки, по данным Донбасса, когда при мягком угле ковш заводится прямо в уголь или забирает уголь, приготовленный на дороге хода ковша:

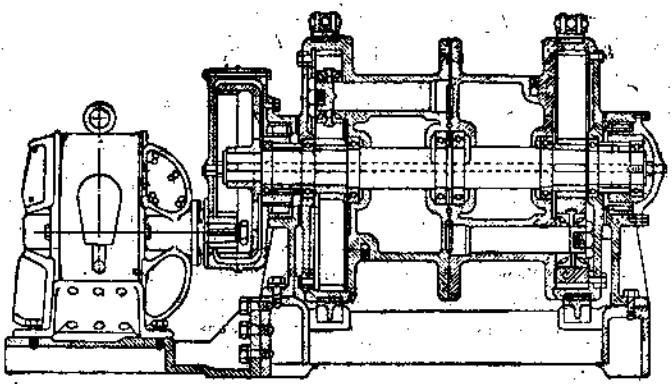
Емкость ковша в $м^3$	Средняя скорость передвижения ковша м/сек.	Средняя часовая производительность в $м^3$ при длине рабочего хода в м:							
		30	40	50	60	70	80	90	100
0,5	0,9	18,6	16,2	14,5	13,0	11,8	11,2	10,0	9,3
0,75	0,9	29,9	24,2	21,6	19,5	17,7	16,3	15,0	13,9
1,0	0,9	37,2	32,6	28,9	26,0	23,6	21,6	20,0	18,6
0,5	1,1	22,1	19,5	17,4	15,7	14,4	13,2	12,2	11,3
0,75	1,1	33	29,1	26,1	23,8	21,4	19,7	18,3	17,0
1,0	1,1	45,3	39,6	35,2	31,8	28,8	26,4	24,4	22,6

Расход времени на погрузку и разгрузку ковша—40 *сек.*; коэф-т использования установки—0,80.

6. Средняя часовая производительность скребковой установки в $м^3$ разработанного среднего грунта (по обмеру в плотном теле) по американским данным при различных размерах ковшей и рабочих ходов:

Длина рабочего хода в м	Емкость ковша в $м^3$					
	0,26	0,38	0,58	0,77	1,15	1,53
30	16,8	26,0	39,0	61,0	92,0	122,0
60	9,2	13,8	20,5	32,0	48,0	64,0
90	6,1	9,2	14,5	21,5	32,0	43,0
120	4,6	7,7	10,7	16,0	24,5	33,0
150	3,8	5,4	8,4	11,3	20,0	26,0

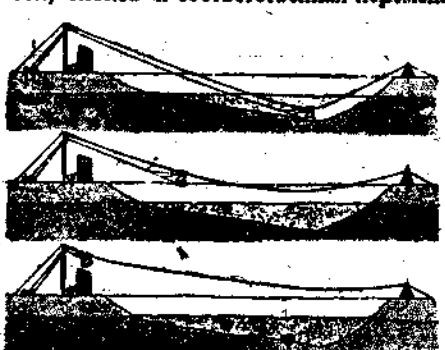
2. Установки скребковые с подвесными путями, имея все свойства волокушных установок, допускают бо́льшую глубину выемки,—до 20—30 *м*,—одинаково как сухую, так и из-под воды, перемещение грунта

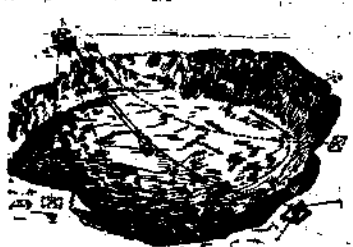


Черт. 49.

на расстояние до 300—350 *м* и более дешевую подъемку его для опоражнивания ковша в высокие бункера, силосы и т. п. (черт. 50).

С одной передвижки можно выбрать грунт по площади полукруга радиусом до 350 *м* на глубину 20—30 *м*. Перемещение задних опорных стоек, блоков и соответственная перемена направления хода ковша позволяют доработать второй полукруг, получая, т. о., с одной передвижки значительную кубатуру разработки грунта.





Черт. 50.

Общие данные, характеризующие скребковые установки с подвесным путем с двухбарабанными лебедками и двумя скоростями рабочего хода и их среднюю часовую производительность в $м^3$ разработанного среднего грунта (по обмеру в плотном теле), приводятся в табл. на стр. 842—843).

Принято: скорость передвижения ковша при загрузке—1 *м* в *ск.*, груженого ковша—3 *м* в *ск.*; скорость холостого (обратного хода) ковша—6 *м* в *ск.* Бо́льшие цифры часовой производительности принимаются при разработках песка.

Емкость ковша в м	Требуемая мощность лебедки в HP	Тяговые усилия в кг для передвижения ковша		Длина подвес	
				90	120
				Длина рабо	
		гружено-го	пустого	60	75
0,26	30	1 815	600	9,2—13	9,2—13
0,38	40	2 495	820	14,5—20	14,5—20
0,58	50	2 950	1000	23—31	23—31
0,77	70	4 100	1360	29—40	29—40
1,15	90	5 450	1820	44—60	44—60
1,53	125	7 240	2 500	60—80	60—80

Е. Разравнивание грунта, планировка и одерновка.

Производственные нормы расхода рабочей силы в чел./час.

Разравнивание грунта на месте свалки—на 1 м³.

Группы грунтов							
I—III		IV—V		VI		VII—VIII	
с трамбованием	без трамбования	с трамбованием	без трамбования	с трамбованием	без трамбования	с трамбованием	без трамбования
0,34	0,68	0,41	0,75	0,59	0,97	0,68	1,06

На откосах применять коэф-т 1,20.

Разгребание грунта, отсыпаемого механической лопатой кучами, по оси полотна с придани́ем формы поперечного профиля и грубой планировкой—на м² профильной кубатуры:

Группы грунтов				
I—II	III	IV—V	VI	VII—VIII
0,059	0,066	0,084	0,097	0,112

Планировка на 1 м² спланированной поверхности.

Состояние грунта	Естественный			Насыпной уплотненный			Свеженасыпной		
Группы грунтов / Характер работы	I—II	IV—V	VI—VIII	I—II	IV—V	VI—VIII	I—II	IV—V	VI—VIII
По данным визир. отметкам под рейку или шаблон	0,137	0,179	0,530	0,106	0,137	0,200	0,084	0,106	0,127
Зачистка под рейку готовых поверхностей		0,148			0,153			0,084	

ного пути в м							
150	180	210	245	275	300	330	360
чего хода ковша в м							
90	100	120	135	150	170	180	200
9,2—12,2 13,8—18,4 21—27,5 27,5—37 41—55 55—73	19—25 25—34 38—50 50—67	23—31 35—46 46—61	31,5—41,5 41—55	30—40 40—54	28—39 38—52	27—37 37—50	25—34 35—48

Планировка насыпи и откосов—на 1 м².

Группы грунтов / Характер планировки	I—III	IV—VI	VII—VIII
Насыпи	0,048	0,052	0,084
Откосы выемок	0,07	0,13	0,21

3. Одерновка штучная, ленточная, в стенку. Производственные нормы дневной выработки одного дернокладчика, с подноской дернин и последующей уборкой остатков на 15 *м* по горизонтали и до 3 *м* на высоту, в рабочих днях и в *м²* при сплошной одерновке и *пог. м.* при линейной одерновке и фигурных бордюрах (при 25% неработы):

Характер укладки	Размер дернины *см*	Горизонтальная поверхность и откосы не круче 1 : 2		Откосы круче 1 : 2	
		толщина дернин (в *см*)			
		5—7	8—10	5—7	8—10
Сплошная	20×25	31,0	26,5	21,0	19,0
	25×40	36,5	30,0	24,0	21,0
	30×50	38,0	32,0	27,5	23,5
Линейная	20×25	89,0	68,0	60,0	54,0
	25×40	92,0	71,5	61,0	53,5
	30×50	92,0	77,0	63,5	55,0
Фигурные бордюры	20×25	76,0	67,0	52,5	47,5
	25×40	76,0	65,5	52,5	47,5
	30×50	75,0	63,5	52,5	47,5

Расход рабочей силы в рабочих днях на 1 *м²* при сплошной одерновке и на 10 *пог. м* при линейной одерновке и фигурных бордюрах:

Характер укладки	Горизонтальная поверхность и откосы не круче 1 : 2	Откосы круче 1 : 2
Сплошная	0,032	0,047
Линейная	0,130	0,184
Фигурные бордюры	0,148	0,210

Расход материала на 1 $м^2$ при сплошной одерновке и на 10 *пог. м* при линейной одерновке и фигурных бордюрах (со включением 10% отхода):

Наименование материалов	Единица измерения	Количество								
		сплошная						линейная		
		горизонтальная поверхность и откосы не круче 1 : 2			откосы круче 1 : 2			горизонтальная поверхность и откосы не круче 1 : 2		
		размер дерниН (в *см*)								
		20×25	25×40	30×50	20×25	25×40	30×50	20×25	25×40	30×50
Дерни толщиной 5—7 *см* или 8—10 *см*	Шт.	22	11	7,3	22	11	7,3	44	28	22
Спиц 2×2 *см* длиной 20—30 *см*	Шт.	44	22	14	66	44	28	88	56	44

Наименование материалов	Единица измерения	Количество								
		линейная			фигурные бордюры					
		откосы круче 1 : 2			горизонтальная поверхность и откосы не круче 1 : 2			откосы круче 1 : 2		
		размер дерниН (в *см*)								
		20×25	25×40	30×50	20×25	25×40	30×50	20×25	25×40	30×50
Дерни толщиной 5—7 *см* или 8—10 *см*	Шт.	44	28	22	44	28	22	44	28	22
Спиц 2×2 *см* длиной 20—30 *см*	Шт.	132	112	88	88	70	66	132	112	88

4. Одерновка ленточная. Производственные нормы выработки и расхода рабочей силы с подноской дерниН на 10 *м* и последующей уборкой остатков на 15 *м* по горизонтали и до 3 *м* на высоту (с учетом 25% неработы):

Характер укладки	Нормы дневной выработки одного дерноукладчика в $м^2$ при сплошной одерновке и в *пог. м* при линейной			Нормы расхода рабочей силы в рабочих днях на 10 $м^2$ при сплошной одерновке и на 10 *пог. м* при линейной	
	толщина дернин в *см*	горизонтальная поверхность и откосы не круче 1 : 2	откосы круче 1 : 2	горизонтальная поверхность и откосы не круче 1 : 2	откосы круче 1 : 2
Сплошная . .	5—7	35,00	25,5	0,303	0,415
	8—10	28,40	21,5	0,370	0,497
Линейная . .	5—7	104,0	73,5	0,101	0,142
	8—10	84,0	61,5	0,125	0,171

Расход материала на 10 $м^2$ при сплошной одерновке и на 10 *пог. м* при линейной (со включением 5% отхода):

Наименование материала	Единица измерения	Количество			
		горизонтальная поверхность и откосы не круче 1 : 2		откосы круче 1 : 2	
		сплошная	линейная	сплошная	линейная
Ленты толщ. 5—7 *см* или 8—10 *см*, длиной 1,5 *м*	Шт.	17	4,2	17	4,2
Спицы 2×2 *см*, длиной 20—30 *см*	Шт.	120	30	240	60

Вес одной ленты при толщине . . . . . 5—7 *см* — 42,5—59,5 *кг*
» » » » » . . . . . 8—10 » — 59,5—85,0 »

5. Одерновка в стенку. Производственные нормы выработки и расхода рабочей силы с подноской дернин на 10 *м* и последующей уборкой остатков на 15 *м* по горизонтали и до 3 *м* на высоту (с учетом 25% неработы):

Характер укладки	Нормы дневной выработки одного дерноукладчика в $м^2$ лицевой поверхности стенки		Нормы расхода рабочей силы в рабочих днях на 1 $м^2$ лицевой поверхности стенки	
	лицевая поверхность стенки			
	плоская	с кривизной	плоская	с кривизной
В одном ряду и логом и тычком	7,40	6,50	0,141	0,161
Ряд тычком, ряд логом . .	6,95	6,00	0,151	0,175

Расход материала на 1 м² лицевой поверхности стенки (со включением 10% для плоских и 15% для кривых поверхностей):

Наименование материалов	Единица измерения	Количество	
		поверхность стенки	
		плоская	с кривизной
Дернины 25×40 см толщ., 10 см	Шт.	35	37
Спиц 2×2 см, длиной 20×30 см	Шт.	70	74

Литература.

M. Daniel, Excavation, Machinery methods and costs. Merriman, American civil engineers handbook № 4, 1930. Дубелир Г. Д. и Толстопятов В. М., Земляные работы. Торопов И. К., Производство речных дноуглубительных работ, НКПС 1924. Единые нормы выработки по строительному производству, Союзстрой, ВСНХ СССР, 1931. Анохин Д. И., Данилочкин Ф. В., Кондрашков В. А., Дорожные машины и снаряды для грунтовых дорог. Кондрашков В. А., Дорожные машины. Pretini Ch. Earth and rock excavation № 4. H. Gillete, Handbook of Cost data № 4. «Строительная промышленность» за 1928—1931 гг. Лукницкий Н. Н., Организация строительных работ. Мэрш, Экскаваторы и применение их при горных работах. Справочник по механизации сельского хозяйства. Единые нормы выработки и расценки по строительному производству на 1932 г. Инпорса НКТ. СССР. Всесоюзные нормы расхода материалов и рабочей силы на строительные работы на 1932 г. Отд. I. Земляные работы, 1932 г. Ф. В. Данилочкин, Механизация дорожных работ.

Важнейшие ОСТы, выпущенные во время печатания книги и заменяющие ОСТы, помещенные на указанных ниже страницах.

1. Угольники равнобокие (черт. 9, стр. 32).

(Сортамент по ОСТ 14; редакция 1932 г.) *

Номера профилей	Вес пог. м кг	Размеры мм				Площадь профиля F, см²	Ось X—X		Ось X_0—X_0		Ось Y_0—Y_0		Ось X_1—X_1	
		b	d	R	r		I_x, см⁴	r_x, см	Ix_0 макс. см⁴	r_{x_0} макс. см	Iy_0 мин. см⁴	r_{y_0} мин. см	Ix_1, см⁴	Расстояние ц. т. z_0, см
2	0,89	20	3	3,5	1,2	1,13	0,40	0,60	0,63	0,75	0,17	0,39	0,81	0,60
	1,15		4			1,46	0,49	0,58	0,78	0,73	0,21	0,38	1,09	0,64
2,5	1,12	25	3	3,5	1,2	1,43	0,80	0,75	1,28	0,95	0,32	0,47	1,56	0,73
	1,46		4			1,86	1,02	0,74	1,63	0,94	0,41	0,47	2,12	0,77
3	1,78	30	4	4,5	1,5	2,27	1,82	0,90	2,90	1,13	0,75	0,58	3,62	0,89
	2,18		5			2,78	2,20	0,89	3,47	1,12	0,93	0,58	4,58	0,93
3,5	2,10	35	4	4,5	1,5	2,67	3,02	1,06	4,77	1,34	1,27	0,69	5,74	1,01
	2,57		5			3,28	3,61	1,05	5,71	1,32	1,51	0,68	7,23	1,05
4	2,42	40	4	5,0	1,7	3,08	4,60	1,22	7,26	1,53	1,93	0,79	8,53	1,13
	2,97		5			3,79	5,54	1,21	8,75	1,52	2,34	0,78	10,7	1,17
	3,52		6			4,48	6,41	1,20	10,1	1,50	2,70	0,78	13,0	1,21
4,5	2,73	45	4	5,0	1,7	3,48	6,60	1,38	10,5	1,74	2,68	0,88	12,1	1,26
	3,37		5			4,29	8,00	1,37	12,7	1,72	3,26	0,87	15,3	1,30
	3,99		6			5,08	9,29	1,35	14,8	1,71	3,78	0,86	18,4	1,34
5	3,77	50	5	5,5	1,8	4,80	11,2	1,53	17,6	1,92	4,61	0,98	20,9	1,42
	4,47		6			5,69	13,1	1,52	20,7	1,91	5,39	0,97	25,2	1,46
6	4,57	60	5	6,5	2,2	5,82	19,9	1,85	31,4	2,32	8,29	1,19	35,9	1,66
	5,42		6			6,91	23,3	1,84	36,8	2,31	9,76	1,19	43,3	1,70
	7,09		8			9,03	29,6	1,81	46,8	2,28	12,4	1,17	58,2	1,78
6,5	5,93	65	6	8,0	2,7	7,55	29,8	1,98	47,2	2,50	12,3	1,28	54,8	1,82
	7,75		8			9,87	38,1	1,96	60,3	2,48	15,8	1,27	73,7	1,90
	9,51		10			12,1	45,4	1,94	72	2,44	18,8	1,25	92,9	1,98
7,5	6,89	75	6	9,0	3,0	8,78	46,7	2,31	73,3	2,89	20,1	1,51	83,9	2,06
	9,03		8			11,6	60,1	2,28	94,9	2,87	25,3	1,48	113	2,14
	11,1		10			14,1	72,2	2,26	114	2,84	30,3	1,47	142	2,22
	13,1		12			16,7	83,3	2,24	132	2,81	34,9	1,45	172	2,34

* Утвержден Всесоюзн. ком. по стандартиз. при СТО 14/X 1932 г. как обязательный для новых заводов с момента их пуска, а для действующих заводов — с 1/I 1934 г.

Продолжение.

Номера профилей	Вес пог. м кг	Размеры мм				Площадь профиля F см²	Ось X—X		Ось X_0—X_0		Ось Y_0—Y_0		Ось X_1—X_1	
		b	d	R	r		I_x см⁴	r_x см	I_{x_0} макс. см⁴	r_{x_0} макс. см	I_{y_0} мин. см⁴	r_{y_0} мин. см	I_{x_1} см⁴	Расстояние ц. т. z_0 см
8	9,66	80	8	9,0	3,0	12,3	73,3	2,44	116	3,07	30,3	1,57	137	2,27
	11,9		10			15,1	88,4	2,42	140	3,05	36,5	1,56	172	2,35
9	11,0	90	8	11	3,7	14,0	106	2,76	168	3,46	43,6	1,77	194	2,51
	13,5		10			17,2	128	2,74	204	3,44	53,1	1,76	244	2,59
	16,0		12			20,4	149	2,71	237	3,41	61,7	1,75	294	2,67
	18,4		14			23,4	169	2,69	267	3,38	71,9	1,75	345	2,74
10	12,3	100	8	12	4,0	15,6	147	3,07	233	3,87	61,0	1,98	265	2,75
	15,1		10			19,2	179	3,05	284	3,85	74,9	1,97	363	2,83
	17,9		12			22,8	209	3,03	331	3,81	87,6	1,96	402	2,91
	20,6		14			26,3	237	3,01	375	3,78	99,1	1,95	472	2,99
	23,3		16			29,7	265	2,99	416	3,75	113	1,95	542	3,06
12	18,3	120	10	13	4,3	23,3	316	3,68	503	4,64	130	2,36	575	3,33
	21,7		12			27,6	371	3,66	590	4,62	153	2,35	693	3,41
	25,1		14			31,9	423	3,64	671	4,59	174	2,34	811	3,49
	23,4		16			36,1	474	3,62	749	4,56	199	2,34	931	3,56
13	19,8	130	10	13	4,3	25,3	406	4,01	646	5,05	166	2,56	730	3,58
	23,6		12			30,0	477	3,99	759	5,03	196	2,55	880	3,66
	27,3		14			34,7	545	3,96	866	5,00	223	2,54	1030	3,74
	30,9		16			39,3	608	3,93	967	4,96	249	2,52	1182	3,82
15	27,4	150	12	15	5,0	34,9	745	4,62	1186	5,83	305	2,95	1347	4,15
	31,7		14			40,4	857	4,60	1358	5,80	356	2,97	1577	4,22
	36,0		16			45,8	961	4,58	1522	5,77	399	2,95	1808	4,30
	40,1		18			51,1	1060	4,56	1679	5,73	440	2,94	2041	4,38
	44,3		20			56,4	1154	4,52	1830	5,70	478	2,91	2275	4,46
18	38,3	180	14	15	5,0	48,8	1515	5,57	2405	7,03	625	3,58	2721	4,97
	43,5		16			55,4	1704	5,55	2705	7,00	703	3,56	3117	5,05
20	48,7	200	16	18	6,0	62,0	2855	6,17	3755	7,79	954	3,93	4264	5,55
	54,4		18			69,3	2819	6,15	4166	7,77	1074	3,93	4808	5,62
	60,1		20			76,5	2868	6,13	4560	7,74	1175	3,92	5355	5,70
	71,3		24			90,8	3349	6,07	5313	7,66	1384	3,90	6456	5,85

Допускаемые отклонения:

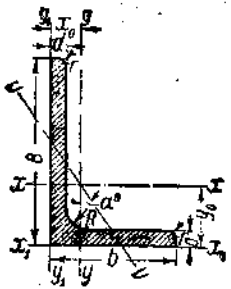
1. По ширине полок:
   при ширине до 50 *мм* . . . . ± 1 *мм*.
   » » св. 50 » . . . . ± 2%
2. По толщине полок:
   при ширине полок до 50 *мм* вкл. . . . . ± 0,5 *мм*.
   » » » от 60 » до 75 *мм* . . . . . ± 0,75 »
   » » » » 80 » » 100 » . . . . . ± 0,75—1 *мм*
   » » » » 120 » » 150 » . . . . . ± 1—1,25 »
   » » » св. 150 » . . . . . ± 1,25—1,5 »
3. По длине угольников:
   с нефрезерованными концами длиной до 4 *мм*. . . . ± 50 *мм*
   » » свыше 4 » . . . . ± 100 »
   с фрезерованными концами. . . . . ± 10 »

По спецзаказам для судостроения может оговариваться допуск по весу—5%.

Примечание. Измерение толщины и ширины полок должно производиться на расстоянии 100 *мм* от конца угольника.

2. Угольники неравнобокие (черт. 10, стр. 34).

(Сортамент по ОСТ 15; редакция 1932 г.) *



Номера профилей	Вес пог. м кг	Размеры мм					Площадь профиля F см²	Ось X—X		Ось Y—Y		Ось X_1—X_1		Ось Y_1—Y_1		Ось U—U		
		B	b	d	R	r		I_x см⁴	r_x см	I_y см⁴	r_y см	I_{x_1} см⁴	Расстояние ц. т. y_0	I_{y_1} мин. см⁴	Расстояние ц. т. x_0	I_u мин. см⁴	r мин. см	Угол наклона оси tg α
3/2	1,12	30	20	3	3,5	1,2	1,43	1,27	0,94	0,45	0,56	2,69	1,00	0,82	0,51	0,26	0,43	0,430
	1,46			4			1,86	1,61	0,93	0,56	0,55	3,61	1,04	1,12	0,55	0,34	0,43	0,422
4,5/3	2,26	45	30	4	5,0	1,7	2,88	5,81	1,42	2,06	0,84	12,1	1,48	3,65	0,74	1,21	0,65	0,432
	3,28			6			4,18	8,15	1,40	2,85	0,83	18,3	1,56	5,65	0,82	1,69	0,64	0,423
6/4	3,79	60	40	5	7,0	2,3	4,83	17,4	1,90	6,19	1,13	35,8	1,95	10,8	0,97	3,62	0,87	0,432
	4,49			6			5,72	20,3	1,88	7,20	1,12	43,1	2,0	13,1	1,01	4,20	0,86	0,430
	5,84			8			7,44	25,8	1,86	9,04	1,10	57,9	2,08	17,9	1,09	5,39	0,85	0,420
7,5/5	4,80	75	50	5	8,0	2,7	6,11	34,9	2,39	12,5	1,43	69,9	2,39	20,9	1,17	7,24	1,09	0,435
	5,69			6			7,25	41,0	2,37	14,6	1,42	84,0	2,44	25,3	1,21	8,48	1,08	0,434
	7,43			8			9,47	52,4	2,35	18,6	1,40	113	2,52	34,3	1,29	10,9	1,07	0,428
	9,11			10			11,6	63,0	2,33	22,1	1,38	141	2,60	43,7	1,36	13,2	1,07	0,423
9/6	6,16	90	60	6	9	3	7,85	59,6	2,53	19,6	1,58	102	2,56	33,4	1,33	11,1	1,19	0,462
	8,06			8			10,3	64,9	2,51	24,9	1,56	136	2,64	45,3	1,41	14,3	1,19	0,458
	9,90			10			12,6	78,2	2,49	29,8	1,54	171	2,72	57,5	1,48	17,4	1,18	0,452
10/7,5	6,90	100	75	6	10	3,3	8,78	72,4	2,87	26,0	1,72	145	2,88	43,4	1,41	14,7	1,30	0,437
	9,03			8			11,5	93,2	2,85	33,2	1,70	194	2,96	58,6	1,49	19,3	1,29	0,433
	11,10			10			14,1	113,0	2,82	39,8	1,68	244	3,05	74,4	1,56	23,5	1,29	0,429
	10,6			8			13,5	135	3,16	65,0	2,19	266	3,11	113	1,88	35,4	1,62	0,548
	13,1			10			16,7	163	3,13	78,5	2,17	333	3,20	143	1,96	42,6	1,60	0,545
	15,5			12			19,7	190	3,11	91,1	2,15	402	3,27	173	2,04	49,8	1,59	0,541

* Утвержден Всесоюз. ком. по стандартиз. при СТО 14 октября 1932 г. как обязательный для новых заводов с момента их пуска, а для действующих заводов—с 1 января 1934 г.

Продолжение.

Номера профилей	Вес пог. м кг	Размеры мм B	b	d	R	r	Площадь профиля F см²	Ось X—X I_x см⁴	r_x см	Ось Y—Y I_y см⁴	r_y см	Ось X_1—X_1 I_{x_1} см⁴	Расстояние ц. т. y_0	Ось Y_1—Y_1 I_{y_1} мин. см⁴	Расстояние ц. т. x_0	Ось U—U I_u мин. см⁴	r мин. см	Угол наклона оси tg α
12/8	12,2	120	80	8	11	3,7	15,6	229	3,83	82,3	2,30	459	3,85	137	1,88	47,6	1,75	0,438
	15,1			10			19,2	279	3,81	99,6	2,27	575	3,98	173	1,96	57,7	1,73	0,436
	17,9			12			22,8	326	3,79	116,0	2,25	692	4,01	210	2,04	66,6	1,71	0,432
13/9	13,5	130	90	8	12	4,0	17,2	297	4,15	118	2,62	583	4,08	195	2,11	66,5	1,97	0,471
	16,7			10			21,3	362	4,12	143	2,59	731	4,16	245	2,19	81,4	1,95	0,469
	19,8			12			25,2	424	4,10	167	2,57	879	4,25	297	2,27	94,8	1,94	0,467
	22,8			14			29,1	484	4,08	189	2,55	1 028	4,33	349	2,35	109	1,93	0,464
15/10	19,1	150	100	10	13	4,3	24,3	557	4,78	201	2,87	1 120	4,81	335	2,35	115	2,18	0,439
	22,6			12			28,8	655	4,76	235	2,85	1 347	4,90	405	2,43	137	2,18	0,437
	26,2			14			33,3	749	4,73	267	2,83	1 575	4,98	476	2,51	156	2,16	0,434
	29,6			16			37,7	889	4,71	297	2,81	1 804	5,06	549	2,58	175	2,15	0,430
18/12	27,4	180	120	12	14	4,7	34,9	1 156	5,75	417	3,46	2 325	5,79	695	2,82	240	2,62	0,440
	31,7			14			40,4	1 326	5,73	476	3,44	2 717	5,87	816	2,90	279	2,62	0,438
	35,9			16			45,8	1 490	5,71	532	3,41	3 111	5,95	939	2,98	309	2,60	0,436
20/12	29,2	200	120	12	14	4,7	37,8	1 546	6,45	428	3,39	3 188	6,64	696	2,68	259	2,64	0,364
	33,9			14			43,2	1 776	6,42	489	3,36	3 725	6,72	818	2,76	295	2,61	0,362
	38,4			16			49,0	1 997	6,38	547	3,34	4 264	6,80	941	2,84	331	2,60	0,360

Допускаемые отклонения:

1. По ширине полок: при ширине до 50 *мм* . . . . . ± 1 *мм*,
   » » св. 50 » . . . . . ± 2%
2. По толщине полок: при ширине больших полок до 50 *мм* включ. . . ± 0,5 *мм*,
   » » » » от 55 до 75 *мм* . . . ± 0,75 »
   » » » » » 80 » 100 » . . . ± 0,75—1 *мм*,
   » » » » » 120 » 150 » . . . ± 1—1,25 »
   » » » » св. 150 *мм* . . . . . ± 1,25—1,5 »
3. По длине угольников: с нефрезерованными концами длиной до 4 *мм* . . . ± 50 *мм*,
   » » » » св. 4 » . . . ± 100 »
   с фрезерованными концами . . . . . ± 10 »
4. По спецзаказам для судостроения может оговариваться допуск по весу—5%.

Примечание. Измерение толщины и ширины полок должно производиться на расстоянии 700 *мм* от конца угольника.

3. Балки двутавровые (черт. 11, стр. 34 ?).
(Сортамент по ОСТ 16; редакция 1932 г.) *

I—момент инерции, *W*—момент сопротивления, *i*—радиус инерции, *S*—статический момент полусечения.

Номера профилей	Вес пог. м *g* кг	Размеры мм *h*	*b*	*d*	*t*	*r*	r_1	Площадь сечения *F* см²	Для осей $x-x$ I_x см⁴	W_x см³	i_x см	$I_x : S_x$	$y-y$ I_y см⁴	W_y см³	i_y см	Номера профилей
10	11,2	100	68	4,5	7,6	6,5	3,3	14,3	245	49	4,14	8,59	33,0	9,72	1,52	10
12	14,0	120	74	5,0	8,4	7,0	3,5	17,8	436	72,7	4,95	10,3	46,9	12,7	1,62	12
14	16,9	140	80	5,5	9,1	7,5	3,8	21,5	712	102	5,76	12,0	64,4	16,1	1,73	14
16	20,5	160	88	6,0	9,9	8,0	4,0	26,1	1130	141	6,58	13,8	93,1	21,2	1,89	16
18	24,1	180	94	6,5	10,7	8,5	4,3	30,6	1660	185	7,36	15,4	122	26,0	2,00	18
20 *a*	27,9	200	100	7,0	11,4	9,0	4,5	35,5	2370	237	8,15	17,2	158	31,5	2,12	*a* 20
20 *b*	31,1	200	102	9,0	11,4	9,0	4,5	39,5	2500	250	7,96	16,9	169	33,1	2,06	*b*
22 *a*	33,0	220	110	7,5	12,3	9,5	4,8	42,0	3400	309	8,99	18,9	225	40,9	2,31	*a* 22
22 *b*	36,4	220	112	9,5	12,3	9,5	4,8	46,4	3570	325	8,78	18,7	239	42,7	2,27	*b*
24 *a*	37,4	240	116	8,0	13,0	10,0	5,0	47,7	4570	381	9,77	20,7	280	48,4	2,42	*a* 24
24 *b*	41,2	240	118	10,0	13,0	10,0	5,0	52,5	4800	400	9,57	20,4	297	50,4	2,38	*b*
27 *a*	42,8	270	122	8,5	13,7	10,5	5,3	54,6	6550	485	10,9	23,3	345	56,6	2,51	*a* 27
27 *b*	47,1	270	124	10,5	13,7	10,5	5,3	60,0	6870	509	10,7	22,9	366	58,9	2,47	*b*
a	48,0	300	126	9,0	14,4	11,0	5,5	61,2	8950	597	12,1	25,7	400	63,5	2,55	*a*
30 *b*	52,7	300	128	11,0	14,4	11,0	5,5	67,2	9400	627	11,8	25,4	422	65,9	2,50	*b* 30
c	57,4	300	130	13,0	14,4	11,0	5,5	73,2	9850	657	11,6	25,0	445	68,5	2,46	*c*
a	53,4	330	130	9,5	15,0	11,5	5,8	68,1	11900	721	13,2	28,3	460	70,7	2,60	*a*
33 *b*	58,6	330	132	11,5	15,0	11,5	5,8	74,7	12500	757	12,9	27,9	484	73,4	2,55	*b* 33
c	68,8	330	134	13,5	15,0	11,5	5,8	81,3	13100	794	12,7	27,5	510	76,1	2,51	*c*
a	59,9	360	136	10,0	15,8	12,0	6,0	76,3	15760	875	14,4	30,7	552	81,2	2,69	*a*
36 *b*	65,6	360	138	12,0	15,8	12,0	6,0	83,5	16530	919	14,1	30,3	582	84,3	2,64	*b* 36
c	71,2	360	140	14,0	15,8	12,0	6,0	90,7	17310	962	13,8	29,9	612	87,4	2,60	*c*

* Утвержден Всесоюзн. ком. по стандартиз. при СТО 8/X 1932 г. как обязательный для новых заводов с момента опубликования, а для старых заводов—с 1/X 1933 г. в отношении балок до № 24 включ. и с 1/X 1934 г. в отношении остальных балок. Действие ОСТ 16 ред. 1926 г. прекращается с 1/X 1933 г. в отношении балок до № 24 включ. и с 1/X 1934 г. в отношении остальных балок.

Продолжение.

Номера профилей		Вес пог. м g кг	Размеры мм h	b	d	t	r	r_1	Площадь сечения F см²	Для осей $x-x$ I_x см⁴	W_x см³	i_x см	$I_x : S_x$	$y-y$ I_y см⁴	W_y см³	i_y см	Номера профилей
40	*a*	67,6	400	142	10,5	16,5	12,5	6,3	86,1	21720	1090	15,9	34,1	660	93,2	2,77	*a*
	b	73,8	400	144	12,5	16,5	12,5	6,3	94,1	22780	1140	15,6	33,6	692	96,2	2,71	*b* 40
	c	80,1	400	146	14,5	16,5	12,5	6,3	102	23850	1190	15,2	33,2	727	99,6	2,65	*c*
45	*a*	80,4	450	150	11,5	18	13,5	6,8	102	32240	1430	17,7	38,6	855	114	2,89	*a*
	b	87,4	450	152	13,5	18	13,5	6,8	111	33780	1500	17,4	38	894	118	2,84	*b* 45
	c	94,5	450	154	15,5	18	13,5	6,8	120	35280	1570	17,1	37,6	938	122	2,79	*c*
50	*a*	93,6	500	158	12	20	14	7,0	119	46470	1860	19,7	42,8	1120	142	3,07	*a*
	b	101	500	160	14	20	14	7,0	129	48560	1940	19,4	42,4	1170	146	3,01	*b* 50
	c	109	500	162	16	20	14	7,0	139	50640	2080	19,0	41,8	1220	151	2,96	*c*
55	*a*	105	550	166	12,5	21	14,5	7,3	134	62870	2290	21,6	46,9	1370	164	3,19	*a*
	b	114	550	168	14,5	21	14,5	7,3	145	65640	2390	21,2	46,4	1420	170	3,14	*b* 55
	c	123	550	170	16,5	21	14,5	7,3	156	68410	2490	20,9	45,8	1480	175	3,08	*c*
60	*a*	118	600	176	13	22	15	7,5	151	83860	2800	23,5	51,8	1700	193	3,36	*a*
	b	128	600	178	15	22	15	7,5	163	87460	2930	23,2	50,7	1770	199	3,30	*b* 60
	c	137	600	180	17	22	15	7,5	175	91060	3040	22,8	50,2	1840	205	3,24	*c*

Допускаемые отклонения.

По высоте (размер h), измеряемой по средней линии стенки:

для балок до № 20 . . . . . ± 2 *мм*
» » свыше № 20 до № 40 . . . . . ± 3 »
» » » № 40 . . . . . ± 4 »

По весу . . . . . + 3% — 5%

По специальным заказам для судостроения могут оговариваться допускаемые отклонения по весу. . . . . 0—5%

Для оговоренной в заказе длины:

при нефрезерованных концах и длине до 6,5 *м* . . . . . + 50 *мм*
» » » » свыше 6,5 *м* . . . . . + 100 »
» фрезерованных » . . . . . + 10 »

Допускается уклон наружных граней полок до . . . . . 1,25%.

4. Железо черное кровельное

(ТУ по ОСТ 5161) * (взамен ТУ на стр. 30):

Черным кровельным железом называется тонкое листовое железо, покрытое плотной пленкой магнитной окиси (окалиной), повышающей химическую стойкость поверхности и придающей ей черный цвет.

А. Классификация

Черное кровельное железо разделяется по состоянию поверхности: 1) 1-й сорт; 2) 2-й сорт; 3) брак кровельный; 4) брак поделочный.

Б. Технические условия

1. Размеры листов кровельного железа должны соответствовать ОСТ 22.

2. Железо кровельное должно выдерживать без появления трещин и надрывов пробу на загиб на 180° (вплотную) с последующим разгибом в плоскость, а также пробу на вамок согласно ОСТ 1697.

1-й сорт.

3. Поверхность листов 1-го сорта должна быть ровной, гладкой, с некоторым глянцем и без пороков, но допускаются след. незначительные недостатки поверхности листа: а) тонкая поверхностная земля, не проникающая в тело листа и не придающая наружному виду его, но общей площадью не свыше 25 *см*²; б) мелкие отпечатки точек (рябоватость) от выгоревшей поверхности валков или от мусоро-мольного угля; в) листы с одним срезанным углом при стороне угла не свыше 1 *см*; г) рванины на кромках листа, не больше трех и не более 3 *мм* вглубь; д) слегка заметные надавы от соседних листов (от накатов, от застоев, от утолщения кромок при прокатке) или от клещей; е) незначительные застои (утолщения) на кромках, шириной не более 3 *см*; ж) незначительная мелкая треска листокатальная и листобойная, хорошо заделанная, общей площадью не свыше 10 × 10 *см*; з) незначительная листобойная сухость на одной кромке или на одном углу листа не шире 3 *см* и не длиннее 25 *см* при хорошей отделке листов; и) темноватые кромки; к) малозаметная красница.

Примечание. Одновременно наличие указанных пороков допускается не более четырех на одном листе.

4. В листах 1-го сорта допускаются отклонения по длине и ширине листа ±2 *мм* и отклонение от параллельности кромок вследствие косой резки не свыше 2 *мм* у вершины.

2-й сорт.

5. Во 2-м сорте допускаются листы со след. недостатками: а) поверхностные пятна земли на обеих сторонах листа в общей сложности не выше 120 *см*²; б) более заметные отпечатки точек (рябоватость) от выгоревшей поверхности валков; в) небольшие пятна внутренней земли; г) незначительные пузыри; д) незначительная листокатальная горелость; е) застои (утолщения кромки) грубые шириной не свыше 4 *см*; ж) более заметные надавы; з) листы с одним срезанным углом при стороне угла до 1,5 *см*; и) рванины на кромках листа не более четырех и не глубже 6 *мм*; к) тонкие плены, глухие и открытые, заделанная с обеих сторон, в виде пятен, общей площадью не свыше 20 × 20 *см*; м) листобойная сухость в углах и на кромках листа не глубже 4,5 *см* при хорошей отделке листов.

6. В листах 2-го сорта допускаются отклонения по длине и ширине листа ±3 *мм* и отклонение от параллельности кромок вследствие косой резки не свыше 3 *мм* у вершины.

Брак кровельный.

7. В брак кровельный допускаются листы со следующими недостатками: а) значительные плены и большая (поверхностная) земля с обеих сторон листа; б) несквозные накаты; в) рванины на кромках не глубже 2 *см*; г) незначительные дыры на расстоянии не свыше 1,5 *см* от кромки листа; д) листобойная сухость, не сильно выраженная на кромках и середине листа; е) листы со срезанными углами при стороне углов до 3 *см*.

8. В браке кровельном допускаются отклонения по ширине ±3 *мм*, по длине ±4 *мм*.

Брак поделочный.

9. В брак поделочный поступают все остальные полномерные листы, не удовлетворяющие условиям кровельного брака, но при наличии хорошей поверхности. Допускается класть в пачку 2—3 листа короче нормального до 100 *мм* и с рванинами не глубже 5 *см*.

---

* Утвержден Всесоюз. ком. по стандартиз. при СТО 6 сентября 1932 г. как обязательный с 1 января 1933 г.

В. Правила приемки

1. Кровельное железо поставляется по сертификатам заводов-изготовителей, удостоверяющим соответствие качества продукта требованиям настоящего стандарта. По соглашению сторон, оговоренному в заказе, допускается приемка кровельного железа представителем заказчика. В этом случае, а также при проверке качества железа в случаях рекламаций приемка кровельного железа производится согласно правилам, изложенным ниже.

2. Все пачки кровельного железа, удовлетворяющие условиям наружного осмотра, а также требованиям размера и веса, подвергаются окончательной приемке и испытаниям, для чего от каждых 20 пачек одна раскупоривается и подвергается контрольному осмотру, а один лист из этой пачки подвергается технологическим пробам согласно п. 2 раздела «Б» и пп. 4 и 5 настоящего раздела.

3. При неудовлетворительности результатов наружного осмотра и обмера или технологических проб соответствующая партия д. б. пересортирована поставщиком и вновь предъявлена к приемке, после чего при неудовлетворительности обмера, наружного осмотра или технологических проб партия бракуется.

4. Проба на загиб производится след. обр. Пробный образец сгибается деревянной киянкой вплотную на 180° до полного соприкосновения и разгибается в плоскость. Образец для пробы может иметь произвольные размеры, но с тем, чтобы линия сгиба была не меньше 150 *мм*. На внутренней и наружной сторонах изгиба не должно обнаружиться трещин и надрывов, допускается лишь отскакивание окалины.

5. Проба на замок производится согласно ОСТ 1697, т. е. вырезанные из листа два пробных образца соединяют двойным замком вплотную деревянной киянкой на деревянной подкладке, после чего сгибают перпендикулярно линии замка на 45° без последующего разгибания. В месте сгиба не должно обнаруживаться трещин и надрывов, допускается лишь отскакивание окалины.

Г. Упаковка и маркировка.

1. Листы упаковываются в пачки весом 80 *кг* нетто двумя поперечными скобками из обручного железа шириной 25 *мм* № 13 (ОСТ 12). Количество листов в пачке при данном размере листа должно соответствовать ОСТ 22.

2. В весе одной пачки согласно ОСТ 22 допускаются колебания ±0,5 *кг*, а в весе одного листа пачки колебания от развеса ±0,25 *кг*.

3. На верхнем листе пачки маркируется по трафарету: а) название или марка завода, треста или объединения; б) сорт железа; в) развес листов; г) вес пачки; д) число листов в пачке.

4. На одной из укупорочных скоб пачки ставится клеймо с обозначением числа листов в пачке.

5. Портландцемент (ОСТ 5036) *.

А. Определение.

Портландцемент есть гидравлическое вяжущее вещество, — продукт тонкого перемола клинкера, получаемого равномерным обжигом до спекания тщательно дозированных искусственных смесей материалов, содержащих углекислую известь и глину, или естественных материалов (мергелей) надлежащего состава. При применении искусственных смесей глина м. б. заменена, полностью или частично, др. материалами надлежащего химического состава (доменный шлак, трепел, диатомит и т. п.).

Количество гипса, прибавляемого к клинкеру при его перемоле для замедления схватывания портландцемента, не должно превышать 3% по весу. Кроме того для улучшения качества цемента допускается добавка к клинкеру при его перемоле до 10% гидравлических добавок, применяемых при изготовлении шлаковых и пуццолановых портландцементов (без изменения наименования продукта).

Б. Классификация.

В зависимости от механической прочности портландцемент делится на три марки: портландцемент «0» (обыкновенный), «00» (повышенный) и «000» (высокосортный).

В. Технические условия.

1. Химический состав. Количество ангидрида серной кислоты (SO_3) в готовом продукте не должно превышать 2,5%, а количество окиси магния (MgO) — 4,5%. Потеря при прокаливании не д. б. более 4%.

2. Сроки схватывания. Начало схватывания должно наступать не ранее 30 мин., а конец схватывания — не позднее 12 час. от начала затворения.

Примечание. По соглашению между поставщиком и потребителем допускаются и иные сроки схватывания.

---

* Взамен ОСТ 77, 1309 и 2639; см. стр. 96 — 98 и стр. 104.

3. Равномерность изменения объема (прежнее обозначение — «постоянство объема»). Портландцемент должен обнаружить равномерность изменения объема при испытании в воде, а также при горячих пробах.

4. Тонкость помола. Остаток по весу на сите в 900 отверстий на 1 $см^2$ не д. б. более 2% для марок «0» и «00» и 1% для марки «000». Через сито в 4 900 отверстий на 1 $см^2$ должно проходить не менее 75% для марок «0» и «00» и 85% для марки «000».

5. Временное сопротивление растяжению. Портландцемент должен показать временное сопротивление растяжению не ниже след. величин, выраженных в *кг* на 1 $см^2$:

Наименование цемента (марка)	Чистый портландцемент 1 : 0				Раствор с нормальным песком 1 : 3			
	через 3 дня	через 4 дня	через 7 дней	через 28 дней	через 3 дня	через 4 дня	через 7 дней	через 28 дней
Портландцемент «000» (высокосортный) . .	30	—	40	55	18	—	23	28
Портландцемент «00» (повышенный) . .	—	25	30	45	—	12	16	22
Портландцемент «0» (обыкновенный) . .	—	20	25	35	—	10	12	16

6. Временное сопротивление сжатию. Раствор с нормальным песком в пропорции 1 : 3 по весу должен показать временное сопротивление сжатию не ниже след. величин, выраженных в *кг* на 1 $см^2$:

Название цемента (марка)	через 3 дня	через 4 дня *	через 7 дней	через 28 дней
Портландцемент «000» (высокосортный) . .	200	—	300	420
Портландцемент «00» (повышенный) . . .	—	120	180	275
Портландцемент «0» (обыкновенный) . .	—	70	100	160

Г. Отбор проб.

1. Подлежащая приемке поставка цемента в таре делится на партии; партией считается поставка в 1 000 бочек. При приемке цемента в мешках два мешка считаются за одну бочку.

При поставке нескольких партий количество, оставшееся от партии и не превышающее 500 бочек, причисляется к последней партии, а свыше 500 бочек считается за самостоятельную партию. При поставке одной партии отбор проб производится в количестве трех бочек и из каждой бочки или мешка отбирается по 10 *кг*.

При поставке цемента в таре меньше 500 бочек отбор проб производится как указано выше. При поставке цемента навалом партией считается 10 вагонов. Отбор проб производится из трех вагонов, по указанию приемщика: из каждого намеченного вагона берется в любом его месте около 10 *кг* цемента. Все пробы д. б. отобраны на заводе или складе в присутствии потребителя. Отбираемые приемщиком бочки или мешки должны помечаться его условным знаком.

Отобранные для каждой партии пробы не должны смешиваться вместе, но каждая делится на три равные части и эти части помещаются в отдельные стеклянные или жестяные герметически закрываемые сосуды и опечатываются печатями приемщика и поставщика.

2. Одна из проб от каждой партии передается приемщику, другая — поставщику, а третья сохраняется в каком-либо месте по соглашению сторон для возможных повторных испытаний.

Примечание. В исключительных случаях допускается для проб деревянная упаковка.

3. Для каждой партии производятся все испытания для определения свойств, установленных ТУ данного стандарта, кроме химического анализа, который обязателен один на всю поставку.

4. В случае, если какая-либо партия при испытании окажется неудовлетворительной, она разбивается на полупартии, от каждой полупартии берется проба, как от целой партии, и полученные т. о. две пробы подвергаются всем установленным испытаниям.

5. В случае повторной неудовлетворительности результатов испытаний бракуется полупартия, давшая неудовлетворительный результат.

---

* Четырехдневные испытания необязательны. Решающими считаются 7-дневное и 28-дневное испытания. В случае удовлетворительного результата 4-дневной пробы и соответствия портландцемента всем остальным условиям стандарта портландцемент им. б. принят до получения результатов решающих 7-дневных и 28-дневных испытаний.

Д. Упаковка.

1. Бочки должны иметь одинаковый вес: 155 *кг* нетто (около 165 *кг* брутто) и 170 *кг* нетто (около 180 *кг* брутто). Бумажные мешки или мешки из ткани должны иметь одинаковый вес, — 50 *кг* нетто.

2. На бочках и мешках д. б. обозначены: название завода и объединения, название цемента (марка), номер заводской партии и год изготовления цемента.

3. Убыль от раструски определяется для каждой отдельной поставки, но она не должна превышать 2%.

Примечание. Портландцемент может отпускаться заводом навалом в закрытых соответствующим образом оборудованных вагонах (без тары).

Методы механических испытаний — см. ОСТ 1310.
Методы химического анализа — см. ОСТ 79.

6. Портландцемент; методы механических испытаний (ОСТ 5157)*.

I. Общие указания.

а) Поступающие в лабораторию пробы цемента следует хранить до их испытания в сухом помещении в той таре, в к-рой они были доставлены. В тех случаях, когда пробы доставляются в подмоченной или поврежденной таре, цемент необходимо пересыпать в металлическую или стеклянную, плотно закрывающуюся тару. В рабочем журнале следует отмечать вид и состояние тары, в к-рой была доставлена проба.

б) Перед производством испытания каждая проба пропускается через сито в 64 отверстия на 1 *см*²; после просеивания необходимо цемент перемешать.

в) Перед испытанием цемент, песок и воду следует выдерживать в лаборатории до принятия ими постоянной темп-ры. В рабочем журнале рекомендуется ежедневно отмечать темп-ру помещений, в к-рых производятся испытания; наиболее подходящей является темп-ра от +15° до +20° С.

г) Вода для испытаний может применяться как дистиллированная, так и из водопровода (питьевая). Отмеривание воды должно производиться по весу или объему. Сосуд, в к-рый наливают воду, должен тарироваться в смоченном внутри состоянии.

д) Особое внимание д. б. обращено на однообразие и правильность приемов при изготовлении образцов и производстве испытаний и на возможно полную механизацию всех операций (в целях достижения сравнимости результатов).

II. Определение удельного веса

(факультативное).

а) Определение уд. в. производится в приборе Ле-Шателье-Кандло (черт. 95, стр. 98), к-рый должен быть предварительно выверен.

б) Прибор помещают в стеклянный сосуд с водой так, чтобы вся градуированная часть прибора была погружена в воду. Во избежание всплывания прибор закрепляют в специальном штативе. Необходимо наблюдать, чтобы как при первом, так и при втором отсчетах темп-ра воды в сосуде была одна и та же.

в) Прибор наполняется безводным тяжелым бензином (за неимением последнего можно брать керосин или бензол) до нижней нулевой черты, что устанавливается по нижнему мениску, после чего свободная от бензина часть прибора (выше нулевой черты) тщательно протирается тампоном из фильтровальной бумаги.

г) Отвешивают с точностью до 0,01 *г* 90 — 100 *г* цемента, предварительно высушенного в течение 1 часа при 120° С и затем охлажденного в эксикаторе. Через воронку прибора совочком или ложечкой цемент всыпают небольшими равномерными порциями до тех пор, пока уровень жидкости в приборе не поднимется до черты с делением 20 *см*³ или с любым др. делением в пределах градуированной части прибора.

д) В случае образования пробок в приборе их проталкивают тонкой проволокой. Перед вторым отсчетом рекомендуется для удаления пузырьков воздуха повернуть несколько раз прибор вокруг его вертикальной оси.

е) Остаток цемента после испытания взвешивают. Разность между обоими взвешиваниями, определяющая количество всыпанного в прибор цемента, деленная на величину вытесненного объема жидкости, выражает уд. в. цемента.

ж) Уд. в. определяется как среднее из двух опытов; точность определения—до 0,02.

Примечание. Обычно уд. в. портландцемента находится в пределах от 3,00 до 3,20.

---

* Утвержден Всесоюзным комитетом по стандартизации при Совете труда и обороны 20 сентября 1932 г. как обязательный с 1 ноября 1932 г. Взамен ОСТ 78, 1310; см. стр. 98 — 104.

III. Определение нормальной густоты цементного теста.

а) Цементным тестом называется смесь цемента с водой без примеси песка.

б) Определение нормальной густоты теста производится с помощью прибора Вика (черт. 96, стр. 99), к-рый состоит из цилиндрического металлического стержня, свободно перемещающегося в вертикальном направлении в обойме станины. Для закрепления стержня на желаемой высоте служит зажимной винт. Стержень снабжен указателем для отсчета его перемещения по шкале, разделенной на *мм* и прикрепленной к станине. В нижнюю часть стержня вставляется металлический цилиндрик (измеритель густоты Тетмайера); диам. его д. б. проверен и иметь размер 1 *см* (±0,01 *см*), а поверхность его д. б. гладкой и чистой. Вес стержня вместе с цилиндриком д. б. 300 *г*.

в) Тесто накладывают в коническое эбонитовое или медное кольцо с верхним диам. 7,5 *см* (±0,5 *см*) в свету, нижним диам. 6,5 *см* (±0,5 *см*) также в свету и высотой 4 *см* (±0,05 *см*). Под кольцо подкладывают стеклянную пластинку.

г) Перед производством опыта следует убедиться, свободно ли опускается стержень прибора и хорошо ли работает закрепляющий стержень винт, а также проверить нулевое показание прибора, приводя измеритель густоты в соприкосновение со стеклянной пластинкой. Перед наполнением тестом кольцо и стеклянную пластинку протирают тряпкой, слегка пропитанной машинным маслом. Подкладывать под кольцо бумагу не следует.

д) Затворение теста м. б. произведено или вручную, или в смешивающем аппарате.

При затворении вручную отвешивают 400 *г* цемента и помещают в сферическую металлическую чашку (диам. чашки 25—30 *см*, высота 8—10 *см*), делают в цементе углубление и в него вливают 80—120 *см*³ воды. Тотчас же после этого начинают сначала осторожно перемешивать, а затем энергично растирать тесто, пользуясь для этого лопаткой (черт. 97, стр. 99), округленной настолько, чтобы она хорошо подходила к стенкам чашки, при чем растирание должно проводиться попеременно во взаимно перпендикулярных направлениях. Продолжительность перемешивания цемента с водой — 5 *мин.*, считая от момента приливания воды.

В качестве смешивающего аппарата может служить мешалка типа Вернера и Пфлейдерера емкостью 0,5 *л* или иная, ей подобная (черт. 98, стр. 99). В прибор всыпают цемент и вливают отмеренное количество воды, после чего тесто перемешивают в течение 5 мин. со скоростью 60 об./мин.

е) По окончании затворения и по наполнении кольца тестом производят несколько встряхиваний кольца, взяв в руки подложенную под кольцо стеклянную пластинку и слегка ударяя о край стола. После этого поверхность теста выравнивают, срезая избыток смоченным водой ножом вровень с краями кольца.

ж) Приводят измеритель густоты в соприкосновение с поверхностью теста и закрепляют стержень винтом, после чего быстро освобождают закрепляющий винт и предоставляют показателю густоты свободно погружаться в тесто. Как только стержень перестанет опускаться, о чем судят, наблюдая по шкале за указателем, стержень вновь закрепляют винтом и производят отсчет, к-рый и отмечают в рабочем журнале.

з) Густота считается нормальной, если измеритель густоты не доходит до дна на 5—7 *мм*.

Примечание. Определение нормальной густоты теста производится с точностью до 0,5 *мм*.

IV. Определение начала и конца схватывания портландцемента.

а) По определении нормальной густоты цементного теста цилиндрик, служивший для ее измерения, заменяют иглой Вика с площадью поперечного сечения 1 *мм*² (±0,01 *мм*²), диам. 1,13*мм* (±0,005 *мм*), а на верхнюю тарелку стержня добавляют груз до 300 *г*. Кроме того перед опытом проверяют нулевое показание на шкале, приводя иглу в соприкосновение со стеклянной пластинкой.

б) Перед опусканием в тесто иглу доводят до соприкосновения с тестом, закрепляют стержень винтом и, освободив затем винт, дают игле свободно погружаться в тесто. Только в начале опыта, пока тесто настолько жидко, что можно опасаться сильного удара иглы о стеклянную пластинку, допускается при погружении иглы слегка ее задерживать, чтобы она не погнулась. Как только тесто загустеет настолько, что опасность повреждения иглы будет исключена, игле дают свободно опускаться после освобождения винта и во всяком случае момент начала схватывания д. б. определен при свободном опускании иглы.

в) Иглу погружают в тесто через каждые 5 мин. до определения начала схватывания и через каждые 15 мин. в последующее время, передвигая кольцо после каждого погружения для того, чтобы испытать тесто, не пронизанное ранее иглой. После каждого погружения иглу следует вытирать чистой тряпкой или фильтровальной бумагой. Воду, к-рая может выделиться во время опыта на поверхности теста или из-под кольца, удалять не следует.

г) В рабочем журнале следует отмечать темп-ру помещения, в к-ром производится испытание.

Примечание. В спорных случаях определение сроков схватывания обязательно производится при темп-ре в пределах +15°—+20°, пользуясь для этого в случае необходимости шкафом, в к-ром поддерживается указанная темп-ра.

д) За начало схватывания принимается время, протекшее от начала затворения (момента приливания воды) до того момента, когда игла не будет доходить до дна на 0,5 *мм*. За конец схватывания принимается время от начала затворения до того момента, когда игла будет опускаться в тесто не более как на 1 *мм*. При определении сроков схватывания кольцо с цементом не должно подвергаться толчкам и переноске с места на место.

V. Проба на равномерность изменения объема.

а) Из теста нормальной густоты, для к-рого берут 300 *г* цемента, приготовляют 6 шариков примерно диам. в 4 *см*, к-рые скатывают на ладони; из них приготовляют цементные лепешки, для чего эти шарики помещают на стеклянные пластинки, покрытые влажной пропускной бумагой. От постукивания стеклянных пластинок о твердую поверхность шарики расплываются в лепешки диам. примерно в 7 *см* и толщиной в середине примерно около 1 *см*; затем поверхность лепешек сглаживают мокрым ножом.

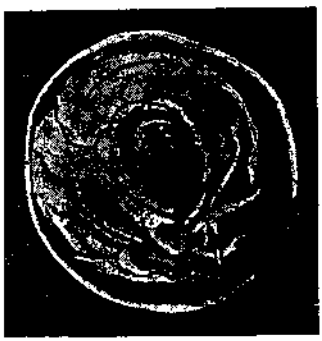
б) В таком виде 6 лепешек во влажном пространстве (в ящике с воздухом, насыщенным парами воды) сохраняются 24 часа.

в) Проба в воде. Две лепешки кладут затем в воду комнатной темп-ры, где и хранят 27 суток.

г) Проба кипячением. 4 лепешки кладут на 2 полки таганчика, к-рый ставят в водяную баню так, чтобы 2 лепешки находились в воде, а 2 другие находились



Черт. 1.



Черт. 2.

выше уровня воды в водяной бане. Затем воду в бане доводят до кипения и поддерживают таковое в течение 4 час., после чего лепешки охлаждают в водяной бане до следующего дня.

Примечание. Необходимо следить за тем, чтобы нижние лепешки были постоянно в кипящей воде, а верхние лепешки — в парах кипящей воды.

д) Цемент признается доброкачественным, если на лепешках, вынутых из воды при пробе кипячением и через 27 дней при пробе в воде, не обнаружится трещин, видимых невооруженным глазом и в лупу, а также каких-либо искривлений (см. черт. 1).

Примечание. Появляющиеся иногда у средины лепешек волосные трещины (трещины усыхания), не доходящие до краев лепешек, не являются признаком недоброкачественности цемента (рис. 2).

VI. Определение тонкости помола.

а) Определение тонкости помола производится в приборе, к-рый состоит из цилиндрической составной коробки, заключающей в себе 2 цилиндра с натянутыми ситами, донышко и крышку; все составные части плотно входят одна в другую. Проволочная ткань, плотно зажатая в круглых металлических обоймах, диам. 10 *см* и высотой 4 *см*, отстоит от нижнего края на 1 *см*.

б) Крупность сит устанавливается: для верхнего — 900 отверстий на 1 $см^2$, для нижнего — 4 900 отверстий на 1 $см^2$. Диам. проволок: для верхнего — 0,10 *мм*, для нижнего — 0,05 *мм*; сторона квадратного отверстия в свету: верхнего — 0,233 *мм*, нижнего — 0,093 *мм*. Проволочная ткань д. б. бронзовой, латунной или др. сплава, не изменяющегося в условиях лабораторной работы.

в) Навеску цемента в 100 *г* помещают на верхнее сито, вставленное в нижнее сито, к-рое в свою очередь д. б. вставлено в донышко. Закрыв верхнее сито крышкой, производят отсеивание, встряхивая прибор в наклонном положении и постепенно поворачивая его на полный оборот вокруг вертикальной оси. В конце опыта контрольное просеивание производится на бумагу.

Просеивание считается законченным, когда в течение 1 мин. через сито проходит не более 0,1 *г* цемента.

г) Тонкость помола выражается в % путем взвешивания остатков цемента на ситах в 900 и 4 900 отверстий на 1 *см*^{2}.

Примечание. Сита д. б. совершенно сухими и после опыта должны тщательно прочищаться.

VII. Определение нормальной густоты цементного раствора.

Цементным раствором называется смесь цемента, песка и воды. Цемент и песок берутся в пропорции 1 : 3 по весу.

а) Нормальный песок — см. ОСТ 4928.

б) Нормальная густота раствора.

1. Насухо перемешивают вручную в сферической металлической чашке 200 *г* цемента и 600 *г* нормального песка в течение 1 мин., затем содержимое чашки вручную же затворяется водой в продолжение 1 мин. После этого раствор переносят в мешалку типа Штейнбрюк-Шмельцера (черт. 101, стр. 101); перемешивание заканчивается после 20 оборотов мешалки. Вместо мешалки типа Штейнбрюк-Шмельцера м. б. также применена мешалка Вернер-Пфлейдерера емкостью 0,5 *л* или др.

2. Полученный раствор при помощи совка или ложки переносится в кубическую форму (для нормального образца при испытании на раздавливание) и подвергается машинному трамбованию на копровом приборе Лахтина со свободной падающей бабой (черт. 102, стр. 102), Клебе и др.

3. За нормальную густоту цементного раствора принимается то количество воды (в % от веса сухой массы), при к-ром во время трамбования кубика вода появляется снизу формы лишь после того, как будет затрачено нормальное количество работы (1 *кгм* на 10 *г* сухой смеси), с отклонением ±5 ударов. При 800 *г* сухой смеси, весе бабы в 3 *кг* и высоте ее падения в 0,5 *м* вода должна появиться не ранее как после 48-го удара и не позже как после 58-го удара. В рабочем журнале следует отмечать, после скольких ударов появилась вода.

Примечание. 1. Количество воды для затворения берется 8—10% веса сухой смеси. Точность определения — 0,25%. 2. Временно, впредь до снабжения лабораторий механическими мешалками, допускается затворение вручную в металлической чашке; время перемешивания — 5 мин.

VIII. Испытание на разрыв.

а) Формы для образцов.

1. Размеры образца указаны на черт. 103, стр. 102. Формы для теста д. б. разъемные, а для раствора — неразъемные; они делаются из нержавеющего металла достаточно прочно, чтобы не изменяли своих размеров и не раздвигались при уплотнении. Все формы должны быть пронумерованы.

2. Формы должны время от времени выверяться. Размер формы в шейке — 2,22 × 2,25 *см*. Отклонения от этих размеров допускаются только такие, при к-рых колебания в величине площади расчетного сечения образца не превышают ±2%. Если отклонения размеров формы от нормальных больше только что указанного предела, необходимо при расчете временного сопротивления вводить поправку, для чего на образце, вынутом из такой формы, отмечается тушью номер формы.

3. Формы для теста перед их наполнением протирают изнутри тряпкой, слегка пропитанной машинным маслом. Формы для раствора изнутри не смазываются. Немедленно после освобождения образцов из форм последние д. б. вычищены.

б) Изготовление и хранение образцов из цементного теста.

1. Тесто приготовляется либо вручную, либо механическим перемешиванием. Одновременно затворяется тесто на 6 образцов, для чего берут 1000 *г* цемента и количество воды, отвечающее нормальной густоте теста. Продолжительность перемешивания — 5 мин. При перемешивании в мешалке типа Вернер-Пфлейдерера емкостью в 5 *л* отвешивается 2 000 *г* цемента, из к-рых приготовляется одновременно 12 образцов.

2. Формы перед их наполнением помещают на мраморную, стеклянную или металлическую доску, покрытую смоченной тонкой бумагой.

3. Тесто распределяют равными частями в 6 или 12 форм и вминают в них металлической овальной ложкой или ножом. После этого, с целью удалить из образца воздух, формы встряхивают путем постукивания доски о край стола в течение 2 мин. со скоростью 100—120 встряхиваний в мин., через каждые ½ минуты доска поворачивается

на 90°. Через 5 мин. после окончания встряхивания избыток теста срезают смоченным водой ножом.

Примечание. В случае непрекращения выделения пузырьков встряхивание продолжается еще 1 мин.

4. Первые сутки после изготовления образцы хранятся в формах, не снимаясь с доски, в шкафу или под колпаком, в к-рых в блюдцах находится в достаточном количестве вода. Ни в коем случае нельзя хранить образцы непосредственно на воздухе, не помещая их во влажное пространство.

5. Образцы освобождают от форм через 24 (±2) часа после затворения. При вынимании образца из форм последние нельзя постукивать о стол или о какой-либо предмет. В тех случаях, когда при освобождении образцов будет замечено, что образцы дали усадку, это обстоятельство д. б. отмечено в рабочем журнале.

6. Вынутые из форм образцы нумеруют (тушью) и тотчас же укладывают в бассейны или ящики с водой для хранения в течение 3, 6 и 27 сут. Воду, в к-рой хранятся образцы, следует менять еженедельно, при чем темп-ра воды д. б. по возможности от +15° до +16° С. Темп-ру воды следует ежедневно отмечать в том же рабочем журнале, в к-ром отмечается темп-ра помещений, в коих производятся испытания. Восьмерки хранятся установленными на ребро в один ряд, при чем уровень воды должен перекрывать восьмерки приблизительно на 2 *см*.

в) Изготовление и хранение образцов из раствора 1 : 3

1. Раствор затворяется одновременно на каждые 6 (или 12) образцов, для чего берут 300 *г* (или 600 *г*) цемента, по 900 *г* (или 1 800 *г*) нормального песка и воды в количестве, отвечающем нормальной густоте раствора. Самое затворение производится так же, как и при изготовлении раствора для определения нормальной густоты (см. п. «б», разд. VII).

2. Готовый раствор распределяют равными частями путем отвешивания по 200 *г* смеси на каждый образец в формы, стоящие на подставке копра, и уминают ложкой. Трамбование производится с расчетом работы в 1 *кг/м* на 10 *г* сухой смеси. Вес бабы д. б. 2 *кг*, высота ее падения — 0,25 *м*; число ударов при этом равняется 40.

3. По окончании трамбования формы с образцами помещают на стеклянные пластинки, протертые тряпкой, слегка пропитанной машинным маслом. Свободная поверхность образцов тщательно выравнивается ножом вровень с верхними гранями форм. Затем образцы вынимают из форм с помощью прибора, изображенного на черт. 104, стр. 103, или ему подобного.

4. Нумерация образцов и хранение их во влажном пространстве и в воде производятся в том же порядке, как и для образцов из цементного теста (см. пп. 4—6, подразд. «б», разд. VIII).

г) Методы испытаний и д) Методы на раздавливание — остались неизменными сравнительно с ОСТ 1310, см. стр. 103 и 104.