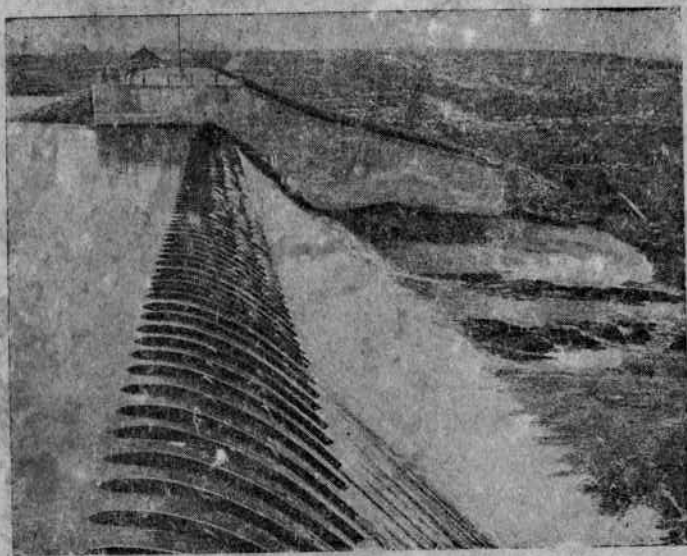


Доц. А. М. ЛАТЫШЕНКОВ
Инж. Р. М. ШВАРЦ и А. С. ШЛЯПКИН

928

51270

ДЕРЕВЯННЫЕ ВЫСОКОРЯЖЕВЫЕ ПЛОТИНЫ



ОНТИ ★ 1936

ВАЖНЕЙШИЕ ИСПРАВЛЕНИЯ АВТОРА
в книге „Деревянные высокоряжевые плотины“.
А. М. Латышенков и др.

Стр.	Строка	Напечатано	Следует читать
26	12 сверху	ряжевым	деревянным
54	11 снизу	$h = d \sin \alpha$	$h = d \cos \alpha$
55	16 „	$h_{онт} = d \sin 45^\circ$	$h_{онт} = d \cos 45^\circ$
82	13 „	с весом	напуском
127	16 сверху	верхней	брусен вертикальной
133	1 „	смятие	сжатие
133	рис. 82	смятия	сжатия
139	6 снизу	Q_k	$Q'_{к. н.}$
140	21 сверху	Q_k	$Q'_{к. н.}$
145	11 „	выгодным	невыгодным
151	9 „	$\pm 0,8$	$\pm 0,6$

Депозитарий

НКТП — ГЛАВСТРОЙПРОМ — СССР
ВСЕСОЮЗНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
водоснабжения, канализации, гидротехнических сооружений и
инженерной гидрогеологии
„В О Д Г Е О“

Доц. А. М. ЛАТЫШЕНКОВ,
инж. Р. М. ШВАРЦ,
инж. А. С. ШЛЯПКИН

ПОДАШЕНО
51235

ДЕРЕВЯННЫЕ ВЫСОКОРЯЖЕВЫЕ ПЛОТИНЫ

ГОР. А. М. ЛАТЫШЕНКОВ

1/305628

РЕСПУБЛИКАНСКАЯ
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ
БИБЛИОТЕКА

ПОДАШЕНО



Москва 19 36 Ленинград

ГЛАВНАЯ РЕДАКЦИЯ СТРОИТЕЛЬНОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1906 г.

Редактор инж. М. В. Краснопольский. Техн. ред. Е. Г. Гракова

Книга знакомит читателя с конструкциями деревянных плотин высоких напоров, применявшихся как в заграничной, так и нашей отечественной практике, содержит методику и примеры статических расчетов этих конструкций и освещает вопрос о производстве работ по возведению этих плотин.

Книга рассчитана на инженеров, техников и студентов гидротехнических вузов.

Сдано в набор 11/VI-1935 г. Подписано к печати 15/II-36 г. Формат 62×94^{1/16}
Индекс С-56-5-3 № 851. Тираж 3000 экз. Печати. л. 11^{1/2}, печ. знаков в л. 50 000
Уполн. Главлита В-19570 Зак. тип. 1568

Школа ФЗУ, ОГИЗ РСФСР треста Полиграфнига, Москва, Колпачный, 13

ПРЕДИСЛОВИЕ

Строительство деревянных плотин для различных промышленных и хозяйственных целей особенно широко развернулось в нашей стране в последние годы периода бурной социалистической стройки, предъявляющей все большие и большие требования к их конструкциям и требующей расширения пределов их применения.

Вопрос о конструкциях наиболее распространенных типов деревянных водоспускных плотин свайно-обшивной, контрфорсной и ряжевой конструкций, а также методика их расчета и способы возведения довольно подробно освещены в существующей гидротехнической литературе и в настоящей работе поэтому затрагиваться не будут.

В частности гидротехническим сектором Института Водгео в 1933 г. была проведена работа по рационализации метода проектирования деревянных плотин, основанная на проектном и строительном опытах гидротехнических организаций и оформленная в Технических условиях и нормах (ТУ и Н) проектирования деревянных плотин Института Водгео.

Применение упомянутых типов водоспускных деревянных плотин ограничивается некоторыми пределами допускаемых для них напоров, обусловливаемых максимальными размерами применяемой древесины (по ОСТ 31 см) и минимальной величиной принятых пролетов.

Результаты исследования по этому вопросу, проведенного институтом в 1933 г., освещенные ТУ и Н, дают основание считать, что предел применения ряжевых водоспускных плотин, обусловленный вышеупомянутыми обстоятельствами, ограничивается напором 5—6 м, а для свайно-обшивных и контрфорсных плотин не превышает 3—2,5 м.

Однако пределы применения дерева для создания водоподпорных гидротехнических сооружений не ограничиваются 5—6 м, а могут быть значительно расширены созданием как глухих, так и водосливных деревянных плотин с напором до 15—20 м.

Это подтверждается опытом проектирования, строительства и успешной работой подобных сооружений как в заграничной, так

ив нашей отечественной практике (Беломорско-Балтийский канал им. Сталина).

Конструкция таких высоконапорных деревянных плотин состоит в основном из вертикальных или наклонных ряжей большой высоты, поэтому они в отличие от обычных ряжевых водоспускных плотин были нами названы деревянными высокоряжевыми плотинами.

В ряде случаев гидротехнического строительства, когда дерево является местным дешевым строительным материалом, а срок службы проектируемой плотины не превышает среднего срока службы дерева в гидротехнических сооружениях (12—15 лет), есть основание считать, что применение деревянных высокоряжевых плотин может наиболее рационально разрешить вопрос о выборе типа плотины, избавляя от необходимости применения привозных стройматериалов (бетон и металл).

Содержанием настоящей работы являются:

1) учет опыта запроектированных и выстроенных высокоряжевых плотин с приведением как удачных, так и неудачных наиболее интересных примеров их конструкции (из нашей и зарубежной практики);

2) оценка примененных конструкций и их развитие;

3) методика расчетов вертикальных и наклонно-ряжевых плотин с вспомогательными графиками для проектирования, а также исследование влияния некоторых факторов на допускаемые напоры;

4) освещение вопроса производства работ по возведению высокоряжевых плотин (на приведенные данные по производительности труда следует смотреть, как на ориентировочные, ввиду возможности дальнейшего ее роста в связи со стахановским движением).

Общим вопросам проектирования плотин в работе отведено мало места, так как главное внимание уделено специфическим моментам конструирования и расчета высокоряжевых плотин.

Большее внимание уделено типу наклонно-ряжевых плотин на скальном основании, удачно решающему вопрос конструкции деревянных водосливных плотин, с успехом примененных на строительстве Беломорско-Балтийского канала им. Сталина.

Настоящая работа составлена в Институте Водгео старшим научным сотрудником инж. А. М. Латышенковым (руководителем темы), написавшим главы II и V по методике расчета высокоряжевых плотин, а также разделы 1, 4, 9, 12—14, 19 и 26, старшим научным сотрудником инж. Р. М. Шварц, давшим описание конструкций высокоряжевых плотин (разделы 2—3 и 15—19), и научным сотрудником инж. А. С. Шляпкиным, давшим примеры расчета высокоряжевых плотин (разделы 9—11 и 24—25).

Главу VI о производстве работ составил в первоначальном виде инж. Н. Н. Воробьев—проектировщик и участник строительства Выгостровской плотины на Беломорско-Балтийском канале.

Описание конструкции и способов возведения наклонно-ражеевых плотин на Беломорско-Балтийском канале составлено на основании проектных материалов Беломорстроя, любезно предоставленных институту руководящим составом Беломорско-Балтийского комбината НКВД и редакцией монографии о ББВП, которым в лице гг. Я. Д. Раппопорта, К. А. Вержбицкого, Л. И. Карлштейна, К. М. Зубрика и А. Н. Фомина приносим свою благодарность.

Выражаем также свою благодарность инж. Б. Х. Шлегелю и инж. В. М. Красовскому за просмотр рукописи данной работы и полезные указания.

Институт Водгео

ЧАСТЬ I

ВЕРТИКАЛЬНО-РЯЖЕВЫЕ ПЛОТИНЫ

Глава I

ОПИСАНИЕ И ОЦЕНКА КОНСТРУКЦИЙ ВЕРТИКАЛЬНО-РЯЖЕВЫХ ПЛОТИН

1. ТИПЫ ВЕРТИКАЛЬНО-РЯЖЕВЫХ ПЛОТИН

Ряжевая конструкция—деревянный каркас из квадратных или прямоугольных ящиков, заполненных грунтом или камнем,—известна с давних времен и применяется в плотинах главным образом для устройства устоев, быков, а также оснований на скалистом грунте для деревянных водоспускных плотин.

Во временных сооружениях ряжевые конструкции широко используются для устройства перемычек, выправительных, оградительных сооружений и т. п.

Вертикальные ряжи кроме применения их в водоспускных разборчатых деревянных плотинах (ограниченных в применении напором 5—6 м и здесь не рассматриваемых) встречаются как в водосливных, так и в глухих высокоряжевых плотинах, являясь там основным элементом конструкции.

Ряжевые деревянные водосливные плотины по форме поперечного сечения могут быть разделены на четыре типа:

а) Плотины с вертикальной сливной гранью. Примером этого типа может служить плотина на р. Окои высотой 7,1 м, устройство которой схематически изображено на рис. 1.

Плотина на р. Коннектикут, а также плотина на р. Бир со сливной гранью, составляющей угол 63° с горизонтом, описание которых приведено в разделах 2 и 15, также являются характерным примером плотин этого типа.

б) Плотины со ступенчатым профилем водослива. Для уменьшения разрушающей силы переливающейся воды и размыва дна в нижнем бьефе, что особенно опасно на мягких грунтах, применяется ступенчатый контур водослива, схема которого изображена на рис. 2.

Для частичного гашения фильтрационного напора под плотиной с напорной стороны забивается в грунт на возможно большую глубину шпунт, а с низовой стороны — свайный частокол или шпунт с устройством ряжевой рисбермы, загруженной камнем. Примером плотины этого типа может служить описанная в разделе 2 плотина на р. Миссури.



Рис. 1. Водосливная плотина с вертикальной гранью на р. Окоп.

в) Плотина с трапециoidalным сечением водослива. Опыт работы водосливных плотин со ступенчатым профилем (см. описание плотины на р. Миссури) показал, что на мягких грунтах этот тип плотины при большом напоре и значитель-

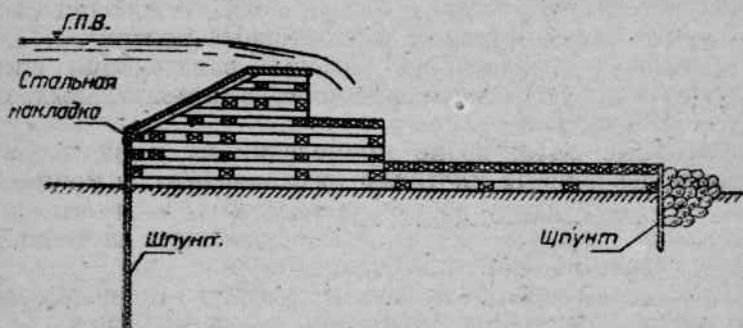


Рис. 2. Схема плотины ступенчатого профиля.

ной толщине переливающегося слоя не рационален, так как подвержен размывам и осадкам. Кроме того обшивка ступеней быстро изнашивалась и требовала возобновления. Это вынудило проектировщиков осуществить водосливную часть плотины в виде наклонной плоскости с рисбермой из американских ряжей с каменной загрузкой; примером плотин трапециoidalного сечения могут служить описанные ниже плотина на р. Бридж (рис. 5) и водораздельный водоспуск 133 на Беломорско-Балтийском канале (рис. 6 и 7).

г) Плотины с практическим очертанием оголовка и низовой грани. Трапецидальный профиль сечения плотины может быть для уменьшения размывающего действия и увеличения коэффициента расхода воды еще более усовершенствован приданием оголовку и сливной грани практического очертания.

Примером такого профиля является вертикально-ряжевая плотина, запроектированная на р. Выг (Беломорско-Балтийский канал) на скальном основании (рис. 8), являющаяся по сравнению с предыдущими типами плотин примером более капитального сооружения.

Глухие высокоряжевые плотины из вертикальных ряжей имеют ступенчатый профиль в поперечном сечении; водоспуск осуществляется или в теле плотины или сбоку ее. Примером плотины этого типа может служить плотина на р. Ураши, описанная в разделе 3 (рис. 9).

После краткого знакомства с типами вертикально-ряжевых плотин перейдем к более подробному ознакомлению с ними по описаниям конструкций.

2. ПРИМЕРЫ ВОДОСЛИВНЫХ РЯЖЕВЫХ ПЛОТИН ИЗ АМЕРИКАНСКОЙ ПРАКТИКИ

а) Плотина на р. Коннектикут¹

Вертикально-ряжевая часть водосливной плотины на р. Коннектикут, обслуживающей гидростанцию Голиок, была пристроена в 1870 г. к основной плотине из наклонной ряжевой кладки на 21-м году ее существования с целью образования сливной части плотины. Описание ранее существовавшей части плотины как пример применения наклонно-ряжевой кладки для водосливных плотин приведено в главе о наклонно-ряжевых плотинах (раздел 15).

Сливная часть плотины из вертикальных ряжей (рис. 3) имела своим назначением заполнить образовавшуюся в скале выбоину, служить основанием для сливного пола плотины и защитить от разрушения наклонную часть плотины, воспрепятствовав дальнейшему размыву скалы. Ряжи — сквозные и срублены были из бревен диаметром 30 см. Наибольшая высота ряжей — 14,3 м. Ширина понизу — 15,25 м.

Настил сливной части сделан был почти с тем же уклоном, что и уклон выступа в скале; это обстоятельство не могло предупредить, а лишь несколько замедлило дальнейшее разрушение скалы. Настил ряжей местами совершенно износился в течение первых девяти лет работы; в течение нескольких последующих лет он неоднократно ремонтировался.

В 1885 г., т. е. через 15 лет после устройства вертикальных ряжей, выбоина в скале достигала общей глубины в 7,6 м и рас-

¹ „Engineering News“, vol. XXXVII, May 1897, p. 292—293.

пространилась по всей длине плотины на ширину свыше 30 м. К этому времени пришел в полную негодность и неоднократно ремонтировавшийся настил ряжей. Принятыми мерами по устройству мощной рисбермы и нового настила дальнейший размыв русла и разрушение плотины были частично предотвращены.

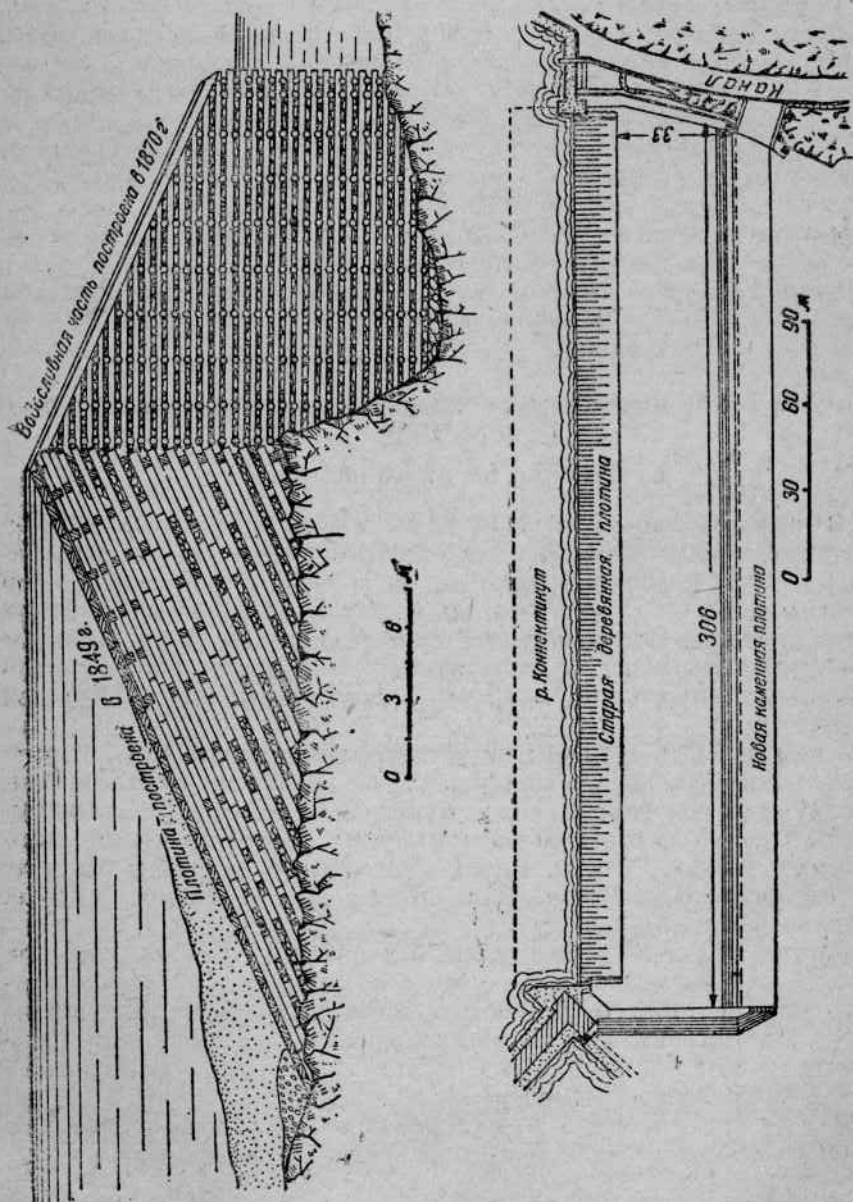


Рис. 3. Поперечное сечение и план плотины на р. Конектикут.

Из дальнейшего содержания рассматриваемой статьи видно, что окончательное разрушение этой плотины явилось следствием несвоевременного и недоброкачественного ремонта ее.

В 1895 г., когда расход фильтрующей через плотину воды составлял около $3,8 \text{ м}^3/\text{сек}$, решено было заменить эту плотину каменной (рис. 3).

Таким образом в далеко не совершенном виде и в плохих условиях эксплуатации эта деревянная плотина, представляющая собой комбинацию наклонной и вертикальной ряжевых кладок, с момента осуществления первой части плотины (1849 г.) просуществовала 46 лет.

б) Плотина на р. Миссури¹

Плотина эта была построена в 1898 г. в каньоне Ферри около Helena Montana на р. Миссури гидроэлектрической компанией Helena. Поперечное сечение плотины показано на рис. 4.

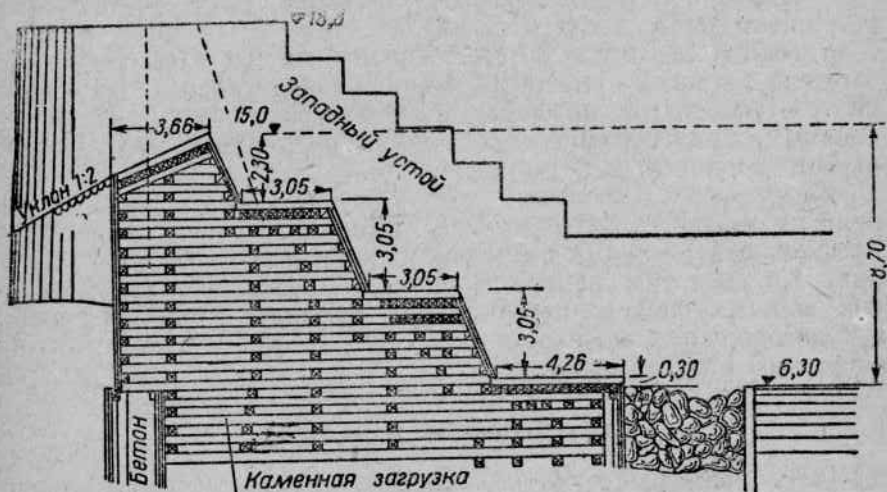


Рис. 4. Поперечное сечение плотины на р. Миссури.

Плотина состоит из загруженных камнем сквозных (именуемых в дальнейшем американскими) ряжей высотой около 9 м. Брусья ряжей соединены друг с другом железными анкерными болтами длиной 0,5—0,75 м.

С низовой стороны плотина имеет три ступени высотой 3 м каждая; наличие таких ступеней, уменьшая силу удара переливающейся струи, должно предохранить от размыва дно реки. Ступени покрыты сверху двойным брусчатым настилом из брусьев размером $25 \times 30 \text{ см}$. Наклонные грани ступеней обшиты двумя рядами 4-сантиметровых досок. Таким же образом обшита и напорная вертикальная грань плотины. С напорной стороны сделана гравелистая отсыпка, доходящая до самого гребня плотины.

¹ E. Wegmann, The design and construction of dams, 1927, p. 293.

Дно реки непосредственно за плотинной укреплено на длине 7,5 м рисбермой из крупного булыжного камня, заключенного между двумя рядами свайного частотола. В основании плотины залегает гравий с гранитным песком, являющимся почти водонепроницаемым.

С верховой, а также с низовой сторон плотины забит на глубину 3,6 м деревянный треугольный шпунтовый ряд, состоящий из 3-сантиметровых досок, плотно сболченных между собой.

Устои плотины каменные с отметкой верха на 3,6 м выше гребня плотины. К правому устою примыкает земляная дамба длиной 85,5 м с откосами: верховой—1:2 и низовой—1:1,5. С напорной стороны дамба вымощена и пригнута камнем.

Вскоре же после возведения плотины через гребень ее был пропущен слой воды толщиной 1,5 м. Поток переливавшейся через гребень воды, пройдя первую ступень, интенсивно ударял в две следующие ступени и заметно разрушал защитную рисберму, заставив последнюю сдвинуться.

В результате образовавшегося подмыва часть плотины длиной около 60 м осела и сдвинулась вниз по течению почти на 2 м; осадка достигала 30 см. Разрушенная часть плотины была заменена новыми рядами, крепко закоренными в основании. Ступенчатый профиль низовой грани был заменен наклонным, прямолинейным, состоящим по длине из двух частей: первой длиной 12 м и второй—18 м.

На примере возведения этой плотины легко убедиться, что вряд ли можно считать рациональным применение ступенчатого профиля в деревянных водосливных плотинах с толщиной перелива 1,5 м и при напоре 8—9 м на мягких грунтах. При таких напорах следует переходить к профилю с низовой гранью в виде наклонной плоскости или, еще лучше, к практическому очертанию низовой грани.

в) Плотина на р. Бридж¹

Здесь приводится краткое описание проекта вертикально-ряжевой плотины при гидростанции, предположенной к строительству в целях электрификации железных дорог в Колумбии. Поперечное сечение плотины показано на рис. 5.

Тело плотины состоит из вертикальных сквозных американских ряжей, на которых нарублены 4 плоскости водосливной части плотины. Ряжи загружены тяжелой каменной наброской из валунов, стоят прямо на грунте и имеют против сдвига упор из шести рядов свай, выступающих над поверхностью основания. В основании плотины залегает толстый слой песка с гравием мощностью около 12 м, ниже которого находится мощный глинистый пласт.

Высота гребня плотины над дном реки—14,64 м, длина плотины по гребню—198 м—соответствует пропуску расчетного рас-

¹ „Engineering News Record“ № 23, Vol. 103, 1929, p. 931—933.

хода $1130 \text{ м}^3/\text{сек}$ при толщине переливающегося слоя в $2,13 \text{ м}$ и коэффициенте расхода $m=0,41$. Ширина гребня плотины — $3,05 \text{ м}$. Ширина тела плотины понизу — $22,25 \text{ м}$. Низовая грань плотины сопрягается с деревянной рисбермой, заканчивающейся каменной отсыпью. Верховая грань плотины на протяжении $8,57 \text{ м}$ от дна отвесна, а затем направлена под углом 35° к горизонту. Низовая грань плотины имеет уклон $1:1$.

С целью образования затопленного прыжка на рисберме проектом предусмотрено устройство отбойного порога на расстоянии 14 м от низовой грани.

Вдоль нижнего края верховой грани плотины забит стальной шпунтовый ряд в подстилающий песок глинистый пласт.

Указанную выше толщину песчаного слоя (12 м) для достижения водонепроницаемого пласта практически можно пройти лишь при забивке стального шпунта, который и перекроет движение фильтрационных вод под плотиной.

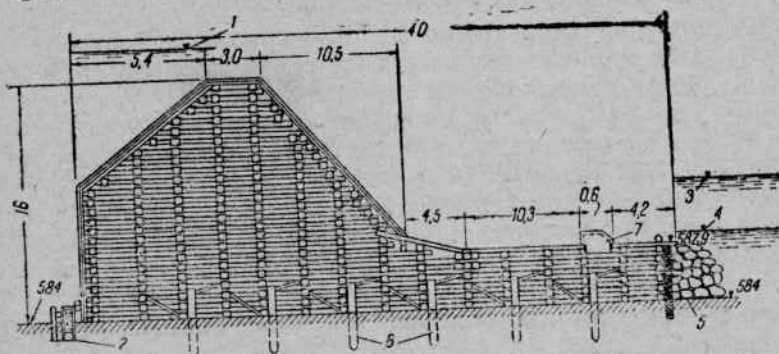


Рис. 5. Поперечное сечение плотины на р. Бридж: 1 — максимальный горизонт 602,1; 2 — стальной шпунт до слоя глины; 3 — горизонт воды при $Q = 1280 \text{ м}^3/\text{сек}$; 4 — горизонт воды при $Q = 200 \text{ м}^3/\text{сек}$; 5 — отсыпка из тяжелого камня; 6 — шесть рядов свай; 7 — отбойный порог.

При таком сравнительно удачном сочетании геологических напластований вопрос о типе плотины был решен в пользу водосливной вертикально-ряжевой конструкции плотины из американских ряжей.

При тщательной забивке стального шпунта фильтрация в основании плотины предполагалась весьма незначительной, почему в этом случае и можно было не бояться появления опасных скоростей движения фильтрующей в основании воды.

Дальнейшее содержание статьи инж. Блея, послужившее материалом для описания этой плотины, относится к вопросу проектирования данной плотины и к важной проблеме вообще — определению лучшего способа гашения энергии падающей с водослива струи.

Образование затопленного прыжка на возможно меньшем расстоянии от низовой грани является для высоких деревянных плотин особо желательным; в противном случае длинная рисбер-

ма может лишить такие плотины главного преимущества их перед плотинами из других материалов — дешевизны.

Этот вопрос изучался авторами рассматриваемого нами проекта на модели, где ими решались следующие задачи:

1) определение лучшей формы отбойного порога;

2) определение минимальной высоты порога, обеспечивающей затопление прыжка на рисберме;

3) определение предельного расстояния, на которое порог может быть придвинут вверх по течению к плотине, сохраняя возможность образования затопленного прыжка.

Далее инж. Блей приводит описание устройства модели порядка производства испытаний и результатов последних. К моменту помещения в печати цитируемой статьи инж. Блей плотина еще не возводилась. О дальнейшей судьбе этого проекта нам тоже ничего неизвестно, поэтому не имеется возможности сравнить работу модели с действительным сооружением.

Следует отметить, что отсутствие опытных данных о работе подобного типа плотин, трудность перекрытия фильтрации под плотиной на мягких грунтах, а также недостатки этого типа плотин, упомянутые в разделе 4 настоящей работы, не дают основания рекомендовать применение водосливных плотин высокого напора из вертикальных ряжей, в особенности на мягких грунтах; в последнем случае можно смело сказать, что более удачное решение этого вопроса может быть достигнуто применением наклонно-ряжевой конструкции плотин, подробно описанных в главе IV.

3. ПРИМЕРЫ ВОДОСЛИВНЫХ РЯЖЕВЫХ ПЛОТИН ИЗ СОВЕТСКОЙ ПРАКТИКИ

а) Водораздельный водоспуск на Беломорско-Балтийском канале

Описываемый ряжевый водоспуск 133 является одним из ответственных сооружений водораздельного участка Беломорско-Балтийского канала. Этот участок кроме основного — транспортного — назначения имеет своей целью также служить водохранилищем, питающим канал на южном склоне.

Водоспуск имеет своим назначением регулировать горизонты водораздельного бьефа, поддерживая горизонт воды при пропуске катастрофического паводка на отметке не выше 103,3 м.

Рассматриваемое сооружение состоит из двух соединенных между собой каналом перепадов, осуществленных из вертикальных ряжей, и регулирующих деревянных сегментных затворов.

Максимальная пропускная способность водоспуска 110 м³/сек. В отношении примененных конструкций наибольший интерес представляет лишь верхний перепад, который будет описан.

Верхний перепад состоит из деревянной вертикально-ряжевой плотины, водопропускное отверстие которой перекрыто двумя деревянными сегментными затворами, и двух водобойных колодцев.

В основании водоспуска залегают пески с супесью, в хвостовой части — торф толщиной слоя около 3 м.

Ввиду того, что грунты в основании не допускали забивки свай, флютбет и устой осуществлены были из ряжей. Давление от флютбета и устоев передается грунту основания через специально уложенный ростверк, состоящий из двух брусьев, сделанных из бревен $d=28$ см, скрепленных между собой болтами через каждые 2,1 м по длине ростверка.

Полная длина флютбета, включающего ряжевые понур и водослив, составляет 16,8 м, причем на собственно водосливную часть приходится 8,4 м — 4 ряжевые секции.

С целью увеличения пропускной способности водослива ему придано трапециoidalное очертание. Коэффициент расхода через водослив в результате лабораторных исследований был принят равным 0,42 — на 20—30% больше такового при водосливе с широким порогом, обычно применяемом в деревянных водоспускных плотинах.

Ряжевые ящики имеют размеры: в направлении оси водоспуска — 2,1 м, а в перпендикулярном к оси направлении — от 1,25 до 2,5 м. Для загрузки лицевых ящиков устоев применен глинобетон, а в крыльях устоев — супесь.

Флютбет загружен в первой поперечной секции смесью торфа с песком, в остальных секциях — мелкозернистым песком, покрытым сверху суглинком. Водобойные колодцы загружены камнем; под водонепроницаемым полом колодцев уложен торф в смеси с песком.

Ряжевый флютбет на подводящем к водосливу участке имеет устройство, показанное на рис. 6. Ряжи обшиты сверху двойным продольным настилом из 6-сантиметровых досок с подкладкой между рядами досок толя.

С целью предотвращения прогиба настила на понуре от давления столба воды расчетный пролет настила уменьшен путем нарубки вспомогательных поперечных стенок в пределах верхних пяти венцов продольных стенок (рис. 6). В этих же целях

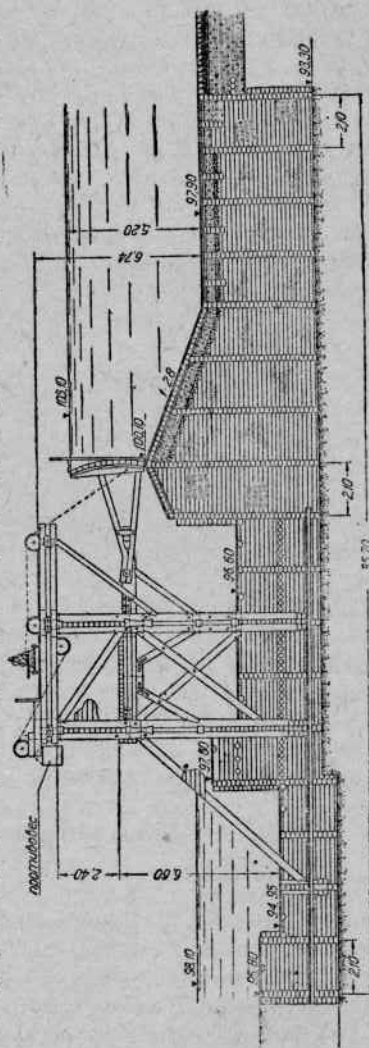


Рис. 6. Продольный разрез по оси водоспуска 133 на Беломорско-Балтийском канале.

нижний дощатый настил в наклонной части водослива заменен брусчатым размером брусьев 18×20 см (рис. 7).

Водонепроницаемый пол в водобойных колодцах состоит из двух рядов: нижний — из брусьев 20×12 см и верхний — из досок 5 см. Как брусья, так и доски уложены вдоль оси водоспуска с прокладкой между ними просмоленного толя.

В верхнем колодце, имеющем большую высоту ряжей по сравнению с нижним, устроен промежуточный бревенчатый настил, значительно разгружающий от давления водонепроницаемый пол. Бревна настила уложены перпендикулярно к оси водоспуска и врублены в продольные станки ряжей.

Обнаружившиеся в первый период эксплуатации отдельные недостатки сооружения оказались следствием недостаточной прочности скрепления настила с ряжами и необеспеченности должной водонепроницаемости сопряжений отдельных элементов

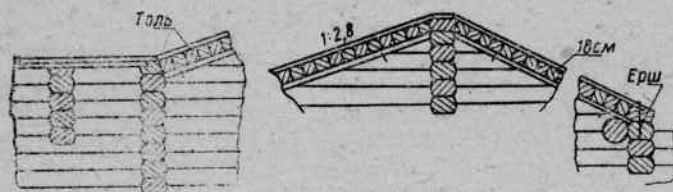


Рис. 7. Детали узлов водоспуска.

водоспуска. После устранения замеченных недостатков сооружение работает вполне удовлетворительно.

Заканчивая на этом краткое описание водораздельного водоспуска, следует отметить весьма интересную и оригинальную конструкцию консольного устройства сегментных затворов, закрепленных на контрфорсных бычках, помещенных сзади во избежание стеснения пролета водоспуска при пропуске воды.

б) Водосливная плотина на р. Выг (Беломорско-Балтийский канал)

В разделе 17 приводится описание осуществленной Выгостровской плотины, которая в стадии составления рабочего проекта подверглась значительным изменениям.

В первоначальном варианте при составлении технического проекта этой плотины предполагалось первый участок водосливной части, примыкающий к бычку ледопроемной части, построить из вертикальных ряжей. Эта конструкция была обусловлена заданием постройки ее без применения водоотлива. Устройство перемычки предполагалось только с одной стороны для уменьшения лишь скорости потока, что позволило бы беспрепятственно производить опускание ряжей в воду.

Хотя предполагавшаяся к применению конструкция представляет в настоящий момент лишь исторический интерес, она все же заслуживает быть отмеченной как пример водосливной дере-

вяной плотины из вертикальных ряжей высотой до 9 м с оголовком и водосливом практической формы.

Тело плотины состоит из вертикальных ряжей горизонтальной рубки размером ряжевых ящиков $2,1 \times 2,1$ м, загруженных камнем. Установку ряжей предполагалось вести таким образом, чтобы низовая грань их представляла собой одну плоскость по всей длине плотины.

Поперечный профиль плотины показан на рис. 8.

На высоте третьего ящика нарубается оголовок высотой около 4 м, имеющий с верхней стороны наклонную плоскость с откосом 1:2,5, а с низовой — очертание по Кригеру.

Выбранная отметка основания оголовка обуславливалась необходимостью устройства его насухо, для чего на рубка вертикального ряжа прекращается на отметках наивысшего горизонта воды, который можно было ожидать при производстве работ.

Оголовок плотины рубится из горизонтальных поперечных бревен, соединяющихся между собой и с основным ряжем при помощи наклонных брусев, охватывающих с двух сторон продольные стенки оголовка и продольные стенки ряжа. Для возможности осуществления такого сопряжения третья (с нижнего бьефа) поперечная стенка ряжа прерывается, не доходя до верха. Наклонные брусья оголовка попарно стягиваются между собой через продольные стенки болтами диаметром 38 мм.

В сливную грань оголовка врубаются поперечные бревна, на которые опираются схватки, охватывающие концы бревен, прикрепленных к продольным стенкам болтами.

Верх оголовка покрывается брусьями 20×16 см, которые на верхней грани прибиваются ершами к наклонным брусьям, а по низовой грани — к схваткам и притягиваются болтами через схватки поперечным бревном.

Поверху устраивается второй настил из брусев 10×16 см, прикрепляющийся к первому проволочными гвоздями длиной 200 мм. Между настилами укладывается просмоленный толь.

С целью получения хорошего сопряжения нижних венцов ряжей со скалой для уменьшения деформации ряжа предположено было в основании плотины уложить подводным способом небольшой слой бетона. В лицевых ящиках бетон представляет собой также хорошее противофильтрационное уплотнение.

Для уменьшения объема укладываемого бетона, а также для уменьшения противодействия в основании бетоном заполняются лишь пространства между стенками ряжа и стенками специально устанавливаемых одновременно с рубкой нижних венцов ряжей внутренних дощатых ящиков.

В дальнейшем в связи с тем, что по производственным причинам явилось необходимым устройство перемычек, стало возможным возведение плотины из наклонных ряжей. Вследствие этого описанная конструкция из вертикальных ряжей на Выгостровской плотине и не была применена.

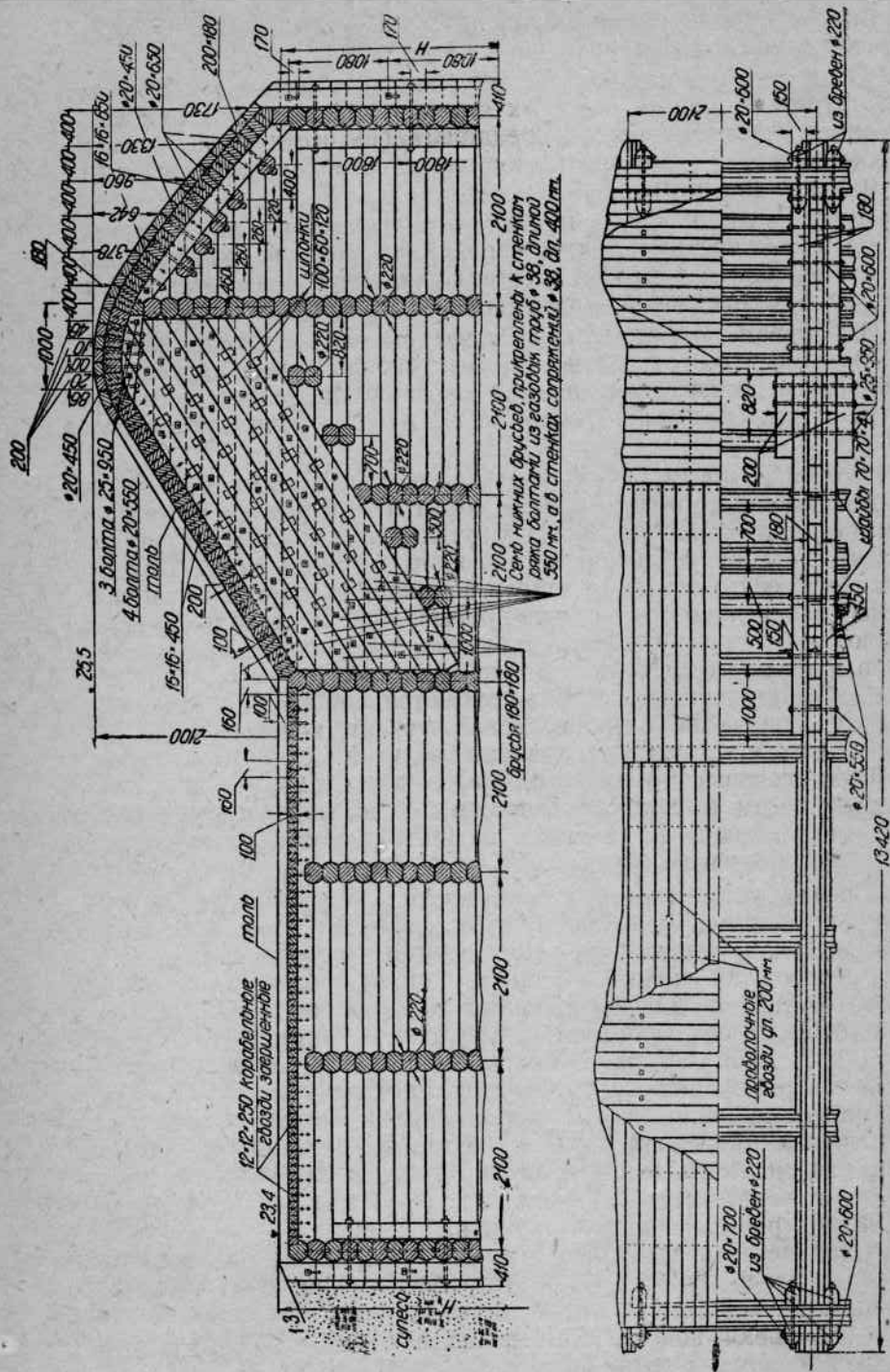


Рис. 8. Поперечное сечение водосливной плотины на р. Выг.

в) Плотина на р. Ураши¹

Опыт строительства высоких вертикально-ряжевых плотин на скальных основаниях как у нас, так и за границей по имеющимся у нас данным не дал еще такого сооружения, которое можно было бы рекомендовать как примерное ввиду наличия тех или иных крупных конструктивных недостатков в каждой из них.

Ниже приводим описание проекта плотины на р. Ураши, который, несмотря на ряд крупных дефектов, заслуживает внимания как проект вертикально-ряжевой плотины с напором 16 м.

Река Ураши является притоком р. Хайшури — левого притока р. Ингур, протекающей в Верхней Сванетии (ЗСФСР).

Рассматриваемая плотина — лесосплавная и запроектирована с целью создания водохранилища для возможности производства с помощью попусков из него сплава по р. Хайшури заготовленной в бассейне реки древесины. Объем водохранилища — 136 700 м³.

Поперечный разрез плотины показан на рис. 9.

Наибольшая высота плотины	16,6 м
Ширина плотины внизу	19,0 „
Максимальный паводковый расход р. Ураши	69 м ³ /сек
Попусковый расход	40,0 „
Меженный „	4,11 „

Грунт в основании скалистый, но данных о качестве скалы в проекте не имеется.

Плотина запроектирована из вертикальных бревенчатых ряжей, нагруженных камнем, за исключением первых двух (от напорной грани) ящиков, нагруженных глинобетоном на высоту 8 м от основания (рис. 9). Размеры клеток ряжей разные: от $2,2 \times 2,2$ до $3,15 \times 3,15$ м. Диаметр бревен — от 30 до 60 см.

Поперечные стенки ряжей сделаны сплошными, а продольные — сквозными с наружкой бревен через 1—2 ряда; таким образом эти ряжи представляют собой нечто среднее между обычными сплошными и американскими (сквозными) ряжами, почему их можно назвать полуамериканскими ряжами.

С целью достижения возможно большей водонепроницаемости тела плотины с напорной стороны ее от подошвы бетонного зуба до самого почти верха плотины устроена вертикальная шпунтовая обшивка общей высотой 16,6 м. Бетонный зуб углублен в скалу на 1 м.

В совокупности с глинобетонной загрузкой первых двух рядов ящиков эти мероприятия по мнению автора проекта инж. Бишефгаузена должны обеспечить достаточную водонепроницаемость плотины.

Для производства попусков и опорожнения водохранилища в теле плотины устроены два донных водоспуска прямоуголь-

¹ Проект лесотранспортных сооружений Ингурбумкомбината 1933 г. (по материалам НТС НКЛ).

ного сечения размером каждый $3 \times 1,25$ м. Для пропуска паводкового расхода ($69 \text{ м}^3/\text{сек}$) дополнительно к водоспускам устроен водослив. Водосливное отверстие шириной 6 м и высотой 2 м перекрыто щитом, снимающимся перед пропуском паводка при предварительном частичном опорожнении водохранилища через

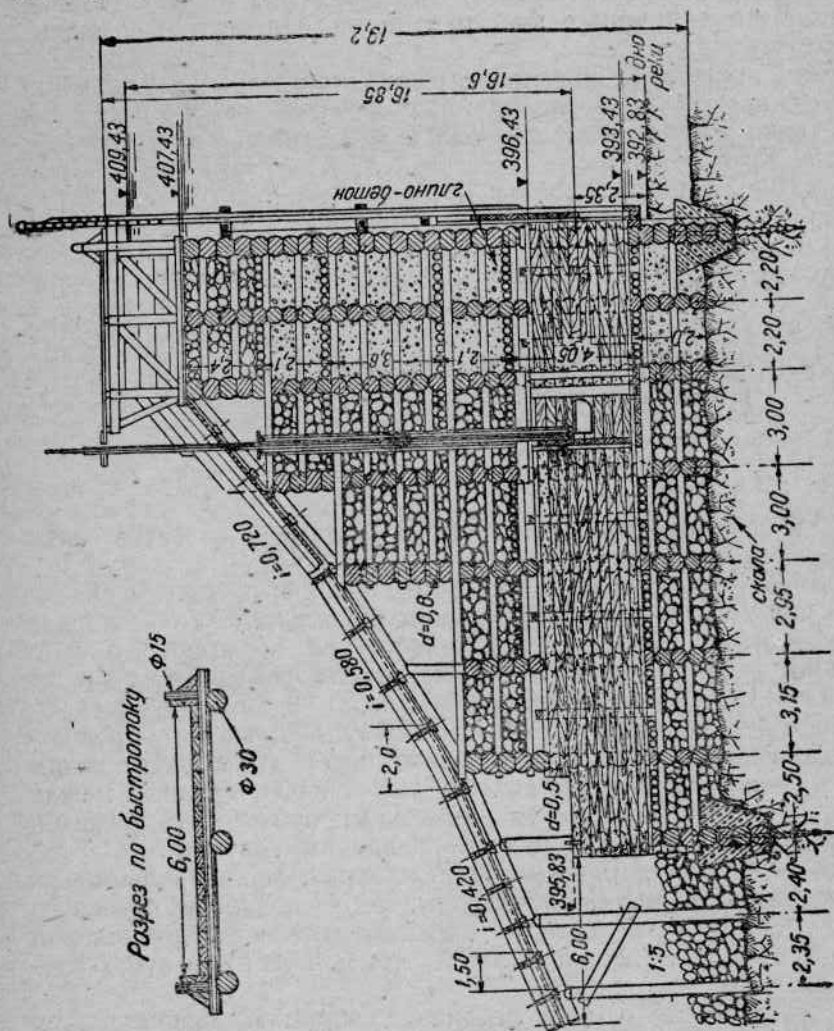


Рис. 9. Поперечное сечение плотины на р. Ураши.

донный водоспуск. Во время пропуска паводка одно из водоспускных отверстий работает совместно с водосливом. От водослива вода отводится в нижний бьеф по быстротоку (рис. 9).

Отверстия донных водоспусков закрываются плоскими щитами, поднимающимися вручную с помощью ваг. В самом водоспуске на расстоянии около 4,5 м от щита устроен поворотный затвор, вращающийся на вертикальной оси; в щитах водоспуска сделан

небольшой соединительный щиток, открывающийся для заполнения водой пространства между подъемным и поворотным щитами. При заполнении этого отверстия подъемный щит находится под уравновешенным давлением, следовательно он по мнению автора проекта легко должен подняться. Выбывая после этого штангой собачку (рис. 9), открывают поворотный затвор и производят попуски в нижний бьеф.

Закрыть затвор можно лишь после полного опорожнения водохранилища; для этой цели необходимо со стороны нижнего бьефа залезть в трубу и закрыть поворотный затвор на собачку. Опустив после этого подъемный щит, можно снова накапливать воду в водохранилище.

В описанном и заключаются в основных чертах устройство и работа рассматриваемой плотины.

Для оценки примененных автором проекта конструкций и отдельных устройств следует обратить внимание прежде всего на отсутствие в проекте достаточно подробно освещенных данных по геологическому строению дна и берегов реки. Не имея этих данных, нельзя проектировать плотину напором в 16 м, так как нет уверенности, что необходимая устойчивость и прочность плотины, а также отсутствие фильтрации в основании и в обход плотины будут обеспечены.

Следующим крупным недостатком проекта необходимо признать предложенное устройство затворов. При небольших размерах соединительного щитка заполнить водой пространство между подъемным и поворотным щитами не представит трудности. Находясь вследствие этого под уравновешенным давлением, подъемный щит легко поднимется вручную на высоту (по проекту — 1,34 м), необходимую для создания щели, соответствующей пропуску пускового расхода через одно отверстие (20 м³/сек). По величина пускового расхода по мере уменьшения напора тоже будет уменьшаться, и для достижения сю необходимого значения (20 м³/сек) потребуется периодически увеличивать высоту отверстия, через которое происходит истечение, т. е. поднимать щит. Так например, когда напор снизится до 12,4 м, щит будет поднят наполовину своей высоты — 1,5 м, и для следующего открывания отверстия необходимо будет приложить подъемное усилие, равное:

$$1,25 \cdot 1,5 \cdot 12,4 \cdot 0,7 = 16,4 \text{ т},$$

где 1,25 — ширина щита в м;

1,5 — половина высоты щита в м;

12,4 — гидростатическое давление в т/м²;

0,7 — коэффициент трения щита в направляющих.

Размеры служебного мостика с трудом позволяют разместить-ся при подъеме щита трем рабочим. Принимая максимальное усилие одного человека при нажатии ваги даже в 50 кг, получим потребное соотношение плеч ваги:

$$\frac{50 \cdot 3}{16400} = \frac{1}{109}.$$

Возможное наименьшее расстояние от щита точки опоры ваги, определяемое конструктивными соображениями, равно 0,7 м. Таким образом для ручного подъема щита потребуется длина ваги:

$$l = 0,70 (1 + 109) = 77 \text{ м (!)},$$

т. е. ручной подъем невозможен.

Аналогичным подсчетом легко убедиться также в большой трудности опускания щита. В случае какой-либо аварии закрыть затвор не представится возможным до полного опорожнения водохранилища.

Отсюда видно, что работа затворов, играющая большую роль при эксплуатации попускowej плотины, в этом проекте совершенно не продумана авторами.

Наряду с указанными выше трудностями при эксплуатации возможно также и заедание щитов в направляющих после неизбежной осадки ряжей. В данном случае необходимо было бы задаться большим количеством щитов меньшей площади каждый, которая определилась бы из условия возможности подъема такого щита винтовым подъемником.

Неудачной следует считать также и примененную конструкцию для создания водонепроницаемости напорной грани путем устройства с напорной стороны вертикального шпунта. Сделать шпунт независимым от движения плотины при осадке не представляется возможным, так как обвязки шпунта, состоящего по высоте своей из нескольких частей, прибиты к лицевой стенке ряжа.

При малейшей осадке ряжа или незначительном сдвиге его шпунт будет расстраиваться и фильтровать, в результате чего коренным образом изменятся условия устойчивости плотины. Целесообразнее было бы лицевую стенку ряжа срубить в виде горизонтального брусчатого шпунта с прокладкой войлока, что до сих пор с успехом применялось на водосливных ряжевых плотинах меньших напоров. После заилиения швов шпунта такая стенка практически является достаточно водонепроницаемой.

Запроектированный для сброса паводкового расхода быстроот имеет конструктивный уклон, соответствующий очертанию поперечного профиля плотины.

Быстроот состоит из трех участков:

I участок . . .	$l = 7,6 \text{ м}$	$i = 0,72$
II „ . . .	$l = 7,0 \text{ „}$	$i = 0,58$
III „ . . .	$l = 9,3 \text{ „}$	$i = 0,42$

Пропускная способность водоспускных отверстий при полном водохранилище составляет по данным проекта $88 \text{ м}^3/\text{сек}$. Пропуск паводка, как было уже сказано, производится через водослив при совместной работе его с одним водопуском. Следовательно расход, подлежащий сбросу через водослив, составляет:

$$Q = 69,0 - \frac{88,0}{2} = 25,0 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Получив критическую глубину на водосливе $h_{кр} = 1,27$ м и произведя гидравлический расчет лотка по формуле Шези при $\gamma = 0,3$, составители проекта пришли к следующим скоростям движения воды по лотку при максимальном наполнении его $h = 0,25$ м:

I участок	$v_{ср} = 19,8$ м/сек
II "	$v_{ср} = 18,8$ "
III "	$v_{ср} = 16,7$ "

Учитывая кратковременное и нерегулярное действие быстрого тока и принимая во внимание легкость смены настила, составители проекта сочли возможным принять допускаемую скорость течения по лотку:

$$v_{доп} = 20 \text{ м/сек.}$$

Допускаемую в данном случае согласно ТУ и II проектирования деревянных плотин скорость $v_{max} = 10$ м/сек можно несколько увеличить, учитывая приведенные выше соображения, но во всяком случае не вдвое.

Кроме того необходимо было учесть динамическое действие потока, движущегося со скоростью от 19,8 до 16,7 м/сек, на лоток в местах перехода от одного участка к другому.

Из гидродинамики известно, что давление, производимое потоком на стенку, перпендикулярную к направлению движения потока, равно:

$$R = \frac{\gamma F v^2}{g},$$

где γ — объемный вес жидкости в м/м^3 ;

F — площадь поперечного сечения потока в м^2 ;

v — скорость движения потока в м/сек ;

g — ускорение силы тяжести в м/сек^2 .

Угол наклона к горизонту лотка на участке I — $\alpha_1 = 35^\circ 40'$; то же для участка II — $\alpha_2 = 30^\circ 15'$.

Следовательно направление движущегося потока воды в момент перехода его с участка I на участок II составляет с настилом последнего угол $\beta = 35^\circ 40' - 30^\circ 15' = 5^\circ 25'$.

Тогда составляющая полного давления потока, действующая перпендикулярно к поверхности настила участка II лотка, будет равна:

$$R' = R \cos(90^\circ - \beta) = \frac{F v^2}{g} \cos(90^\circ - \beta).$$

Подставляя в полученную формулу числовые значения, получим:

$$R' = 1,0 \frac{6,0 \cdot 0,25 \cdot 19,8^2}{9,81} 0,0945 = 5,67 \text{ т.}$$

Мы получили таким образом величину равнодействующей давления, приходящегося на узел в месте перехода лотка с участка I на участок II.

Очевидно, что сила эта быстро расстроит врубки этого узла.

Что касается подкоса и стойки промежуточной опоры, то размеры их поперечных сечений, а также общее устройство опоры, определенные „конструктивными соображениями“, совершенно не соответствуют возникающим при движении потока силам.

Все вышеизложенное полностью распространяется и на следующий участок быстрого течения.

Следовательно и этот элемент сооружения — быстрое течение, роль которого в работе данной плотины хотя и кратковременна, но достаточно ответственна, — тоже сконструирован неудачно.

В заключение следует указать, что отмеченные основные недостатки данного проекта легко устранимы, следовательно они не могут препятствовать осуществлению предложенной авторами проекта весьма интересной идеи.

4. ОЦЕНКА ВЕРТИКАЛЬНО-РЯЖЕВЫХ ПЛОТИН

Как глухие, так и водосливные деревянные высокоряжевые плотины получили свое распространение главным образом в американской практике, где в прежнее время деревянные плотины строили очень часто. Однако и в настоящее время в отдаленных местах с плохими условиями транспорта, но богатых лесом, деревянные плотины заслуживают серьезного внимания, являясь конкурентами бетонных и каменных плотин. Срок службы хорошо построенной деревянной плотины по американским данным оценивается в 20—30 лет, но известны примеры деревянных плотин, прослуживших как в Америке, так и у нас до 80—100 лет.

Эксплуатационные расходы на содержание деревянных плотин (частый ремонт) значительно выше, чем для каменных и бетонных плотин; зато единовременные капиталовложения на строительство их обычно много меньше, чем для каменных или бетонных. Последнее обстоятельство вместе с большей стоимостью бетона и металла как стройматериала и трудностью их доставки в отдаленные от путей транспорта места и определяет выбор деревянных плотин из местных строительных материалов.

Остановимся на оценке конструкций описанных выше отдельных типов высокоряжевых водосливных плотин.

Треугольный или трапециoidalный профиль сечения с вертикальной сливной гранью нельзя признать рациональным для постоянных сооружений, так как водобойная часть и дно реки подвергаются сильному разрушению падающей водой, вызывающей подмыв и осадку плотины даже на скальном основании (первоначальное сечение плотины на р. Коннектикут, плотина на р. Бир). Такой профиль может быть применен на скальном основании при небольших напорах и малой толщине переливающегося слоя, главным образом для временных сооружений.

Ступенчатый профиль водосливных плотин имеет своей целью уменьшить разрушительное действие переливающейся воды на водобойную часть и дно реки и является поэтому

лучше предыдущего. Но, как показывает опыт строительства и работы плотины на р. Миссури, имевшей напор 8,7 м и толщину переливающегося слоя 1,5 м, этот тип сечения плотины при упомянутых данных на мягком грунте явился неприемлемым.

Независимо от рода основания к недостаткам этого типа плотины следует отнести и необходимость часто восстанавливать ступени плотин из-за разрушительного действия на них потока и льда.

На мягком основании применение этого типа плотины, повидимому, возможно лишь при основательном укреплении нижнего бьефа, небольшой толщине переливающегося слоя и небольших напорах (порядка 3—4 м).

Область применения плотин ступенчатого профиля на скальных основаниях шире, но основной минус конструкции — быстрое разрушение обшивки ступеней при ледоходе и наводке — остается в силе и не дает возможности рекомендовать этот тип плотин как более или менее долговечное сооружение.

Трапециoidalный профиль сечения водослива плотины дает увеличение коэффициента расхода и более плавное сопряжение потока с нижним бьефом. Примеры его приведены в описании проекта плотины на р. Бридж и водораздельного водоспуска на Беломорско-Балтийском канале.

Опыт работы последнего позволяет сказать о полной возможности и рациональности применения данного профиля на скальном основании. Отсутствие же сведений о работе плотины на р. Бридж не дает возможности судить об успехе и пределах применения этого типа сечения водосливных плотин на мягких грунтах.

Отрицательным моментом конструкции этого типа плотин является необходимость осуществления косых пересечений при нарубке понурной и сливной плоскостей на вертикальных стенах.

Практический профиль водослива, примененный в проекте плотины на р. Выг, с точки зрения увеличения коэффициента расхода и плавности прохождения потока через водослив является наиболее приемлемым. К числу положительных моментов этого типа на скальном основании следует отнести возможность постройки его без применения перемычек путем постановки отдельных ряжей на бетон, уложенный подводным способом на дно, и дальнейшей нарубки водосливной части, как это было намечено в проекте этой плотины. Отрицательной стороной последней конструкции по мнению строителей Беломорско-Балтийского канала следует считать сложность практического осуществления оголовка и наклонных плоскостей на вертикальных стенах ряжей и необходимость применения значительного количества металла в местах сопряжения вертикальных и наклонных стенок (стяжки, анкера, болты, скобы).

Областью возможного применения для глухих высоко-горячевых плотин следует признать исключительно скальные основания, так как фильтрация на мягких основаниях не позволит создать сколько-нибудь значительного напора. Даже при скальных основаниях фильтрация и гидрогеологические

свойства основания плотины и ложа водохранилища должны быть тщательно исследованы перед выбором створа и расчетного напора. Применяться они могут главным образом на малых горных речках с небольшим расходом для создания водохранилища, обслуживающего интересы лесосплава или горнорудничных разработок. В теле плотины должны быть осуществлены водоспуски с удобными для эксплуатации затворами для дачи пускопов. Для пропуска паводков должен иметься специальный водослив или на части длины плотины или сбоку ее.

Возможным конкурентом типа глухих вертикально-ряжевых плотин могла бы явиться вероятно плотина из каменной наброски с ряжевым экраном. Однако отсутствие экономических показателей затрудняет возможность сделать соответствующие выводы.

Глава II

РАСЧЕТ ВЕРТИКАЛЬНО-РЯЖЕВЫХ ПЛОТИН

5. МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДАВЛЕНИЯ ЗАГРУЗКИ В РЯЖАХ

В основу расчета вертикальных сплошных ряжей в современной гидротехнической практике положен метод Янсена, употребляемый для расчета силосов. При этом способе расчета элемент ряжа — ряжевый ящик — рассматривается как силос.

Этим методом расчета пользовались при расчете ряжей на Беломорстрое и Москаналстрое.

Преимущество метода расчета ряжа как силоса перед расчетом ряжа как монолита состоит в том, что в первом случае мы имеем разграничение между силами, передающимися непосредственно на грунт, и силами, передающимися на деревянный каркас ряжа, в то время как расчет ряжа как монолита такого разграничения не дает.

Таким образом, применяя для расчета ряжей формулу Янсена, мы имеем возможность подсчитать развивающиеся напряжения в самих венцах ряжей и в грунте основания ряжа, а следовательно разрешить такие вопросы, как:

- 1) пределы применимости бревен (в венцах) разных диаметров по высоте ряжа;
- 2) влияние рода основания на предельно допустимую высоту ряжей;
- 3) влияние размеров бревен и клеток на давление засыпки и предельную высоту ряжа.

Все эти вопросы в случае расчета ряжа как монолитного сооружения являлись или совершенно неразрешимыми (п. 1) или разрешались в крайне грубой, не отвечающей действительности форме (пп. 2 и 3). Поэтому мы и останавливаемся на методе расчета ряжей как силосов, наиболее отвечающем действительным условиям работы ряжа. Необходимо отметить, что и формула Янсена в применении к ряжам не дает окончательного

ответа и несомненно должна быть подвергнута критике и уточнению.

Эта критика необходима по следующим соображениям:

1. Силос по своей конструкции — вполне простая система и, можно считать, не имеющая перемещений вдоль своей оси, в то время как ряж (его деревянный каркас), находясь на упругом основании, может иметь просадку как за счет грунта под ряжами, так и за счет самого уплотнения деревянного каркаса.

2. Внутренняя поверхность силоса представляет сравнительно гладкую поверхность из железобетона; внутренняя же поверхность ряжа представляет волнообразную поверхность выступающих бревен венцов.

3. Загрузка ряжей — грунт — кроме трения обладает силами сцепления.

Хотя применение формулы Янсена вследствие упомянутых выше обстоятельств и не дает совершенно точных результатов, но все же они гораздо ближе к истине, чем результаты по методу расчета ряжа как монолита.

а) Давление загрузки внутри сплошных ряжей

Для выяснения вопроса о распространении давления загрузки внутри ряжа приводим краткий вывод формулы Янсена.

Пусть у нас имеется ящик ряжа, заполненный сыпучим материалом. Рассмотрим условия равновесия элемента загрузки, выделенного двумя горизонтальными плоскостями на глубине h (рис. 10).

На выделенный элемент действуют следующие силы:

1) вертикальное давление сверху $p_s F$;
2) вертикальное давление снизу как реакция со стороны нижележащего грунта, равное $(p_s + dp_s)F$;

3) вес выделенного элемента $F\gamma dh$, где γ — вес единицы объема загрузки, а F — площадь клетки в свету;

4) реакция от бокового давления материала загрузки на стенки, равная $p_w u dh$, где p_w — сила бокового давления на единицу площади боковой поверхности, а u — периметр клетки;

5) силы трения, развивающиеся по плоскости соприкосновения загрузки со стенами ряжа, равные $p_t u dh$, где p_t — сила трения на единицу боковой поверхности, равная $p_w \mu$; μ — коэффициент трения загрузки о стенки ряжа.

Проектируя все силы на вертикальную ось, получим уравнение:

$$F dp_s = \gamma F dh - p_t u dh,$$

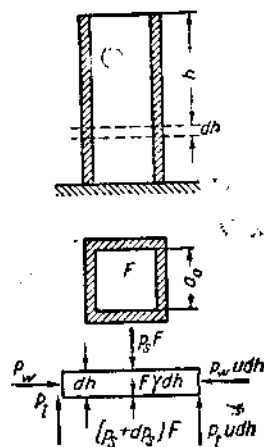


Рис. 10. Схема давления загрузки в клетке ряжа.

откуда

$$dh = \frac{dp_s}{\gamma - \frac{u}{F} p_i}.$$

Предполагая постоянным по высоте стенки отношение

$$\frac{p_i}{p_s} = k$$

и заменив $p_i = kp_s$, будем иметь зависимость между h и p_s в виде:

$$dh = \frac{dp_s}{\gamma - \frac{u}{F} kp_s},$$

интегрируя которую, получим для величины p_s формулу Янсена:

$$p_s = \frac{F\gamma}{uk} \left(1 - e^{-\frac{u}{F} kh} \right). \quad (1)$$

Так как

$$p_i = p_w \mu = p_s k,$$

то

$$p_i = \frac{F\gamma}{u} \left(1 - e^{-\frac{u}{F} kh} \right) \quad (2)$$

и

$$p_w = \frac{F\gamma}{u\mu} \left(1 - e^{-\frac{u}{F} kh} \right). \quad (3)$$

Значение коэффициента k из теории давления сыпучих тел в силосах по Кенену:

$$k = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \operatorname{tg} \varphi_0, \quad (4)$$

где φ — угол естественного откоса материала загрузки;

φ_0 — угол трения загрузки о стены ряжа, принимаемый равным:

1) по Ямисону и Янсену 0,7 φ (Прокофьев И. П. „Теория сооружений“, т. I, вып. II, стр. 234);

2) на Беломорстрое и Москвалогострое $\varphi_0 = 0,75 \varphi$.

Исследования, проведенные Научно-исследовательским институтом гидротехники в 1933 г. на опытном ряже Беломорстроя¹ высотой до 12 м с размером клетки 2×2 , 2×1 и 1×1 м и опытном силосе размером $0,5 \times 0,5 \times 3$ м, загружавшихся сунцью, песком и галькой, показали, что действительные значения коэффициента k , полученные из опытов и приведенные в табл. 1, заимствованной из статьи инж. Вятских Н. М. получаются больше, чем вычисленные по формуле Кенена, при угле трения $\varphi_0 = 0,7 \varphi$, и принятое соотношение между φ_0 и φ для грунта в ряжах неверно.

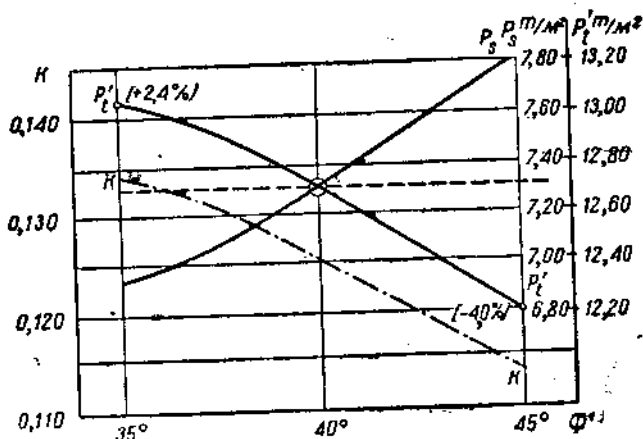
¹ Инж. Вятских Н. М., Опытная проверка предпосылок расчета высоких ряжей как силосов, „Известия НИИГ“, т. 12, 1934.

Таблица 1

Значения k в формуле Янсена, полученные опытным путем

Грунт	Объемный вес в т/м^3	Влажность в %	Пределы колеба- ния величины k
Супесь	1,80—1,90	20	0,20—0,40
Пылеватый песок	—	23	0,15—0,30
Песок	1,60—1,65	2—3	0,13—0,26
Галька	1,80—1,90	—	0,20

При определении максимальных напряжений в бревенчатом каркасе рязя следует брать максимальные значения приведенных в таблице величин k . Со временем значение коэффициента k (а следовательно и давление грунта на каркас), как было замечено

Рис. 11. График зависимости k , p_s и p_t от φ .

на опытном рязе Беломорстроя, уменьшается вследствие осадки грунта и каркаса. Каменной загрузкой опытный рязь к сожалению не загружался. Для нее, судя по последовательности цифр в приведенной таблице, максимальное значение $k \approx 0,12—0,14$.

Применив формулу Кенсена для каменной загрузки и взяв угол φ для камня во влажном состоянии равным $\varphi = 40^\circ$, а $\varphi_0 = 0,75 \varphi$, получим $k = 0,125$.

Принятый здесь коэффициент трения камня о рязь $\text{tg } \varphi_0 = 0,58$ близко соответствует значению коэффициента трения рязя о камень при скольжении $\mu = 0,5—0,6$. Изменение φ в возможных для каменной загрузки пределах от 35 до 45° изменяет величину k в пределах $0,114—0,134$, что влияет на изменение p_s (при $a = 2 \text{ м}$ и $H = 10 \text{ м}$) в пределах от -4% до $+7\%$ от значения соответствующего $k = 0,125$.

Из приведенных на рис. 11 кривых $k = f(\varphi)$, $p_s = f(\varphi)$ и $p_t = f(\varphi)$ видно, что величина давления p_t на каркас при этом изменяется в пределах $+2,4\%—4\%$ от значения p_t , соответ-

ствующего $k=0,125$. Таким образом выбранное значение k может при самом невыгодном случае ($\varphi=35^\circ$) дать на каркас давление, лишь на 2,4% превышающее среднее расчетное при $\varphi=40^\circ$ и $\varphi=0,75 \varphi^1$.

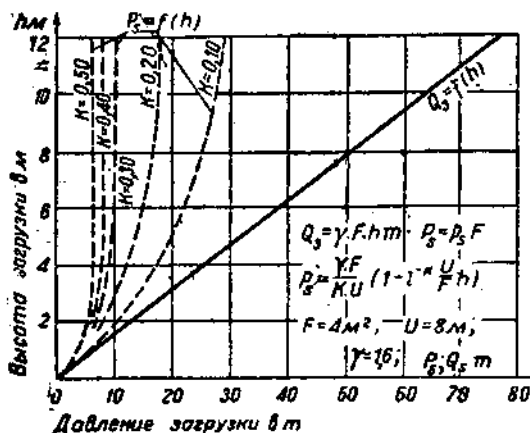


Рис. 12. График зависимости p_3 от k .

Увеличение значения коэффициента k , как показывают кривые на рис. 12, дает уменьшение давления p на основание клетки и увеличение давления на каркас. Поэтому при загрузке ряжа вертикально-ряжевой плотины лучше применять камень, чем песок, вследствие увеличения при загрузке песком давления на каркас. Кроме того каменная загрузка с большим объемом весом выгоднее и с точки зрения устойчивости плотины, так как она

увеличивает общий вес всей массы ряжа.

Если поверху ряжа нет дополнительной нагрузки и загрузка ряжа однородна, то характер изменения напряжений p_s , p_t и p_w по мере увеличения h определяется кривой, которая, возрастая сначала быстро, потом идет почти параллельно оси ординат (рис. 12), давая для достаточно большого $h=\infty$ значение:

$$p_{s\max} = \frac{F\gamma}{uk},$$

$$p_w = \frac{F\gamma}{u\alpha} \quad \text{и} \quad p_{t\max} = \frac{F\gamma}{u}.$$

Величина вертикального давления засыпки на стенки ряжей от трения по всей высоте ряжа на глубине h определится площадью эпюры давления, выражаемой интегралом:

$$P_t = \int_0^h p_t u dh = F\gamma \int_0^h \left(1 - e^{-\frac{u}{F} kh}\right) dh.$$

Эта же величина может быть получена значительно проще как разница:

$$P_t = Q_3 - p_s F, \quad (5)$$

где Q_3 — вес всей загрузки в ряже.

¹ Проведенные в Институте Водгео к моменту выхода в свет настоящей работы лабораторные опыты с моделью ряжей вполне оправдали применение формулы Янсена. Формулу Кенена по данным опытов в предложенном им виде для грунтов применять нельзя, так как $\varphi_0 = \varphi$, а коэффициент распора получается больше, чем $\lg^2(45 - \frac{\varphi}{2})$; для каменной загрузки получились значения $k=0,16-0,20$, для песка $k=0,22-0,26$, для супеси $k=0,22-0,25$, для глины $k=0,29-0,35$.

Чтобы учесть влияние дополнительной нагрузки на ряже (при наличии ее) на давление загрузки в ячейке ряжа, выполним интегрирование основного уравнения в соответствии с условиями на поверхности.

Пусть на ряже будет дополнительная равномерно распределенная нагрузка p_0 .

Условие давления на поверхности выражается в том, что при $h=0$ давление загрузки $p_s=p_0$.

Произведя интегрирование основного уравнения в пределах от нуля до h и удовлетворяя условию на поверхности, т. е. при $h=0$ $p_s=p_0$, получим общую формулу:

$$p_s = \frac{F\gamma}{u k} \left(1 - e^{-\frac{u}{F} k h} \right) + p_0 e^{-\frac{u}{F} k h}. \quad (6)$$

Аналогичным образом получим выражение для горизонтальной составляющей давления загрузки:

$$p_w = \frac{\gamma F}{\mu u} \left(1 - e^{-\frac{u}{F} k h} \right) + p_0 \frac{k}{\mu} e^{-\frac{u}{F} k h}. \quad (7)$$

Вторые члены в этих формулах Δp_s и Δp_w выражают влияние дополнительной нагрузки.

При $p_0=0$ имеем формулы, предложенные Янсенем.

При $h=0$ общие формулы примут вид:

$$p_s = p_0;$$

$$p_w = \frac{k}{\mu} p_0.$$

Силы трения в плоскости соприкосновения загрузки со стенами равны:

$$p_t = \mu p_w = \frac{\gamma F}{u} \left(1 - e^{-\frac{u}{F} k h} \right) + p_0 k e^{-\frac{u}{F} k h}, \quad (8)$$

где $\mu = \operatorname{tg} \varphi_0$; φ_0 — угол трения загрузки о стенки ряжа.

Характер изменения добавочного члена Δp_s и Δp_w при заданной дополнительной нагрузке p_0 может быть представлен следующими кривыми (рис. 13):

$$\begin{aligned} \text{при } h=0 \quad \Delta p_s &= p_0 \quad \Delta p_w = \frac{k}{\mu} p_0; \\ \text{„ } h=\infty \quad \Delta p_s &= 0 \quad \Delta p_w = 0. \end{aligned}$$

Определение давления p_s и p_w для разнородного материала загрузки. Пусть материал загрузки в ящиках ряжа неоднороден по всей высоте. Так например, при рабочем состоянии устоев плотины нижняя зона занята грунтовыми водами, поэтому по своим физическим свойствам (объемный вес γ и угол естественного откоса φ) загрузка отличается

от верхней зоны, которая в отношении степени влажности находится в ином состоянии (в естественном состоянии) (рис. 14).

В этом случае давление загрузки определяется таким образом.

Зона А. Для заданной глубины h давления p_s , p_w и p_t определяются по общим формулам (1), (2), (3) на основании данных γ , φ_1 , φ_0 , F , u .

Зона Б. Чтобы определить длину давления для заданной глубины во второй зоне с новыми данными для материала загрузки (γ_2 , φ_2) необходимо:

1) вычислить вертикальное давление p_s для глубины h_1 , соответствующее границе между обеими зонами по данным γ_1 и φ_1 ;

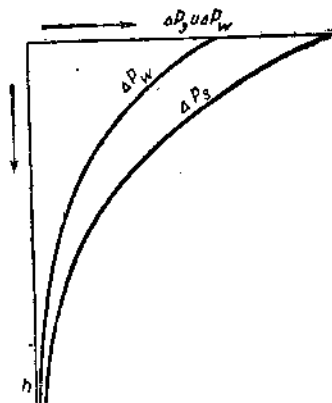


Рис. 13. Характер изменения добавочных членов Δp_s и Δp_w в формуле Янсена.

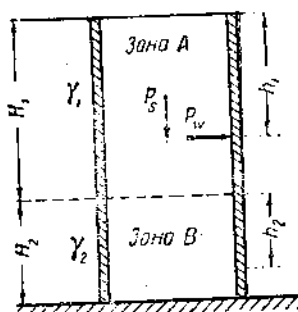


Рис. 14. Схема ряжа с разпородной нагрузкой.

2) принять это давление p_s за дополнительную [загрузку p_0 , действующую на уровне линии раздела;

3) давления p_s и p_w определяются по общим формулам с учетом новых данных, характеризующих материал загрузки γ_2 и φ_2 , и дополнительной нагрузки p_0 на уровне линии раздела.

Определение давления сильно упростится, если будут предварительно построены кривые p_s , p_w и p_t , а также Δp_s и Δp_w .

б) Давление загрузки между параллельными стенками

Кроме расчета давления грунта внутри сплошных ряжей часто встречается необходимость знать картину распределения давления грунта между вертикальными параллельными стенками большой длины, что требуется при расчете перемычек и ряжей со сплошными поперечными и сквозными (срубленными через несколько бревен) продольными стенками — так называемого „полуамериканского“ типа. Так как в ряжах такого типа основную составляющую от сил трения загрузки воспринимают сплошные поперечные стенки, роль же продольных заключается в осуществ-

внешней продольной связи между поперечными, то можно без грубой ошибки сказать, что картина давления грунта на основании в таких ряжах будет очень близка к картине распределения давления сыпучего тела между параллельными стенками.

Если ряж полдуамериканской рубки имеет клетки размером a_0 метров в свету, то для определения вертикального давления загрузки на сплошные стенки одной клетки нужно к давлению на них как на параллельные стенки (на длине a_0) прибавлять вес поперечных связующих бревен и вес камня в промежутках между ними.

Если же поперечные связующие бревна идут через одно бревно или местами подряд, то давление загрузки в таком ряже следует определять, как в американском ряже (см. ниже).

Рассмотрим отсек длиной 1 пог. м, находящийся между двумя параллельными стенками с расстоянием a_0 между ними (рис. 15).

В этом случае $F = 1 \cdot a_0 = a_0$, а периметр длины трения $u = 2$ м. Весь предыдущий вывод, сделанный для сплошных ряжей, останется справедливым и для этого случая, но конечная формула упростится и будет иметь вид:

$$p_s = \frac{a_0}{2k} \left(1 - e^{-\frac{2}{a_0} kh} \right); \quad (9)$$

$$p_t = \frac{a_0 \gamma}{2} \left(1 - e^{-\frac{2}{a_0} kh} \right). \quad (10)$$

Сила бокового трения загрузки о каркас при параллельных стенках в зависимости от высоты ряжа h изменяется в пределах от 50 до 80%; ее же значения в сплошных ряжах.

Для иллюстрации этого положения приводим сравнительную табл. 2, дающую значения сил P_s и P_t , приходящихся на все дно и боковую поверхность ряжа и параллельных стенок при разной высоте засыпки h и одинаковых значениях $a_0 = 2$ м, а также сравнение величины силы бокового трения, приходящегося на каркас, характеризуемого отношением $\frac{P'_t}{P'_s}$.

Наглядно содержание табл. 2 иллюстрируется графиком на рис. 16.

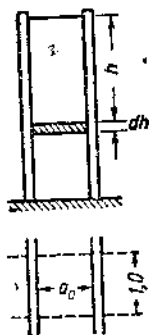


Рис. 15. Схема для определения давления между параллельными стенками.

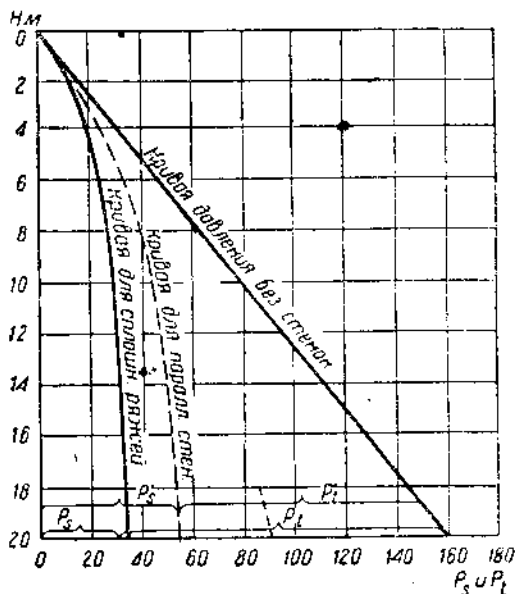


Рис. 16. Сравнительная характеристика давления P_s и P_t в клетках различных ряжей.

Сравнительные величины P_s и P_t в сплошных ряжах и параллельных стенках

	$\frac{h \text{ в м}}{P \text{ в т}}$	2	3	4	5	8	10	12	15	Примечание
Ряжи	P_s	12,5	17,0	21,3	22,8	27,7	29,3	30,3	31,0	Принято: $a_0 = 2 \text{ м}$
	P_t	3,5	7,0	11,7	17,2	36,3	50,7	65,7	89,0	
Паралл. стенки	P_s'	14,25	20,2	25,5	29,3	40,0	44,8	48,3	50,0	$\gamma = 2 \text{ т/м}^3$ $\varphi = 40^\circ$ $k = 0,125$
	P_t'	1,75	3,8	6,5	10,7	24,0	35,2	47,7	70,0	
	$\frac{P_t'}{P_t} \text{ в } \%$	50	54	57	62	66	69	73	79	

в) Давление загрузки в американских ряжах

Так называемые „американские“ ряжи представляют собой сквозной ряж, срубленный через одно бревно, причем вместо бревен в нем обычно применяются брусья квадратного сечения как в продольных, так и поперечных стенках (рис. 17).

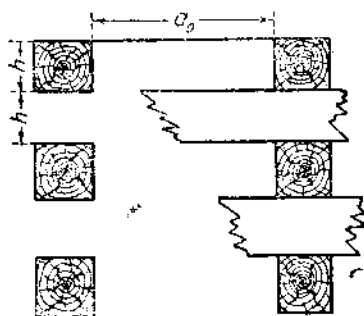


Рис. 17. Схема американского ряжа.

Для суждения о величине вертикального и горизонтального давления грунта, передающегося в каркас ряжа, необходимо знать закон изменения по высоте вертикального давления p_v на единицу площади сечения клетки. Применение способа Янсена в чистом виде здесь было бы не совсем правильным, так как стенки ряжа сквозные через одно бревно и давление грунта p_v , повидимому, должно изменяться несколько иначе, чем в обычном сплошном ряже.

Каждую пару находящихся на одной высоте брусьев можно для массы грунта в ряже рассматривать как параллельные стенки, так как на высоте их в поперечном направлении бревен не имеется, и давление p_v в ряже должно было бы изменяться, как между параллельными стенками. Но в перпендикулярном направлении в промежутках между этими брусьями при загрузке американского ряжа грунтом будет также находиться грунт, но меньшей плотности, заполнивший эти промежутки под влиянием силы распора основной массы грунта в ряже. Вследствие этого, кроме трения о стенки брусьев грунт, находящийся в ряже

на высоте этих брусьев, будет испытывать трение и о поверхность массы грунта, заполняющего промежутки между брусьями, но, очевидно, в несколько меньшей степени, так как плотность находящегося в промежутках грунта и тем самым поверхность соприкосновения трущихся частиц будут у промежутков меньше, чем у брусьев.

Таким образом масса грунта, находящаяся на высоте одного из брусьев, будет испытывать силы бокового трения не с двух, а со всех четырех сторон — у брусьев больше, у промежутков о грунт несколько меньше, — и, повидимому, будет находиться в условиях средних между условиями параллельных стенок и условиями сплошного ряжа.

Проведенные к моменту выхода в свет настоящей работы лабораторные опыты с моделью ряжей, наполненных различной загрузкой¹, показали ошибочность предположения о трении загрузки о стены ряжа и принятого в формуле Кенена для k соотношения $\varphi_0 = 0,75 \varphi$ и дали для величины φ_0 значения равные или даже большие значения φ_0 , (ввиду наличия сил капиллярного сцепления), т. е. тем самым показали наличие фактического трения грунта загрузки о грунт, прилипший к стенкам.

Поэтому условия трения грунта в промежутках между брусьями американского ряжа, загруженного грунтом, близки к условиям трения у брусьев, и давление грунта на каркас здесь должно быть ближе к давлению на сплошной ряж, чем на параллельные стенки.

Проведенные опыты подтвердили это, дав для давления на каркас американского ряжа P_t'' от 85 до 97% от давления P_t той же загрузки на каркас сплошного ряжа тех же размеров, определяемого по формуле (5).

Кроме того на каркас передавался вес грунта в промежутках между брусьями, занимавшего в модели около 60% объема промежутков.

Фактическая кривая давления грунта на каркас в американском ряже будет на рис. 16 или совпадать с кривой для сплошного ряжа или идти чуть правее.

Поэтому при статическом расчете американского ряжа с загрузкой сыпучим грунтом (песок, сунесъ) мы рекомендуем давление на его каркас принимать практически равным давлению на каркас сплошного ряжа тех же размеров, т. е.:

$$P_t'' = P_t. \quad (11)$$

Если американский ряж загрузить галькой или мелким камнем, свободно проходящим в промежутки между брусьями, то такая загрузка по своим свойствам будет уже несколько отличаться от песка, так как хотя трение в промежутках будет меньше, чем для сыпучей загрузки, но отдельные камни, зажатые в общей массе, будут своими кромками опираться на ребра брусьев, передавая

¹ Подробное описание и результаты лабораторных опытов по испытанию давления загрузки в ряжах, проведенные в Институте Водгес в 1935 г., не успели попасть в настоящую работу и будут опубликованы дополнительно.

на них не трением, а непосредственно площадью опорных точек часть веса загруженного камня.

Чем крупнее камень загрузки, тем, очевидно, чаще будут встречаться выступающие из общей массы загрузки камни, входящие в промежутки, заклинивающиеся в них и передающие непосредственно каркасу давление.

Для проверки картины распределения загрузки в американском ряже и уточнения вопроса о передаваемом ею на каркас давлении при лабораторных испытаниях давления загрузки на ряж упомянутых уже на стр. 30 и в настоящем разделе в Институте Водгео была создана модель американского ряжа в масштабе $\frac{1}{15}$ размером $0,40 \times 0,40 \times 2,00$ м из брусьев 4×4 см, загружавшаяся камнем размерами от 2 до 10 см и песком.

Результаты опытов с загрузкой этой модели песком уже упоминались выше. Загрузка камнем показала наличие заклинившейся или входящей в промежутки части объема камня, непосредственно передававшей давление на часть площади бруса в пролете; объем заходившего в промежутки камня составлял от 35 до 45% объема промежутков и служил промежуточной средой, передававшей давление брусьев вышележащего каркаса нижележащим брусьям. Давление P_1 на каркас американского ряжа в пределах высоты загрузки по данным опытов составляло от 0,97 до 1,19 P , давления на каркас сплошного ряжа таких же размеров, также испытанного на модели, причем большее давление было получено при загрузке камнем величины, большей размеров промежутков, а меньшее от мелкого камня, свободно входящего в промежутки между брусьями. Смачивание камня на величину передаваемого на каркас давления заметного влияния не оказало.

Проведенные НИИГ опыты с ряжами различных размеров поперечного сечения доказали, что значения коэффициента k в формуле Янсена, примененной к ряжам, от размеров ряжей не зависит, и таким образом данные для k из опытов на модели можно применять и к ряжам в натуре. Проведенные в Институте Водгео исследования на моделях ряжа различного сечения также подтвердили это положение для k и кроме того выяснили, что процентное отношение силы, передаваемой на каркас, к весу всей загрузки — так называемый коэффициент передачи m остается неизменным при соблюдении постоянства отношения размера клетки a к высоте ряжа h , т. е. при $\frac{a}{h} = \text{const}$. Другими сло-

вами, при увеличении всех линейных размеров ряжа в одно и то же число раз коэффициент передачи остается неизменным.

Это дает основание для сплошных ряжей полученные из опытов на модели значения коэффициента k и коэффициента передачи смело переносить для расчета натуральных ряжей.

Поэтому и для американских ряжей полученное из опытов соотношение между P_1 и P мы считаем возможным применить и в натуре.

При статических расчетах американских ряжей с каменной загрузкой давление P_i'' на каркас можно поэтому ориентировочно принимать равным:

$$P_i'' = 1,0 P_i - 1,2 P_i, \quad (12)$$

беря меньшее значение для загрузки мелким камнем и галькой, а большее для загрузки крупным камнем.

6. РАСЧЕТ ВЕРТИКАЛЬНО-РЯЖЕВЫХ ПЛОТИН НА ПРОЧНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ

Для расчета вертикально-ряжевой плотины на прочность и устойчивость будем рассматривать отсек плотины шириной, равной ширине его клетки a (рис. 18).

На выделенный отсек каркаса будут действовать силы:

- 1) гидростатическое давление воды верхнего бьефа E ,
- 2) собственный вес деревянного каркаса плотины,
- 3) давление загрузки в ряже и над ряжем, передающееся силами трения на каркас.

Первые силы — гидростатическое давление E и собственный вес каркаса — определяются просто, и нахождение их не требует особого пояснения; определение же сил давления загрузки на каркас производится способом Янсена.

По направлению и точкам приложения силы, действующие на каркас, могут быть разделены (рис. 18) на горизонтальную силу гидростатического давления E , приложенную на $\frac{1}{3}$ высоты напора, и вертикальные силы T_1, T_2, T_3 и т. д., приложенные в центре каждой клетки.

Каждая сила T складывается из:

- а) давления от веса деревянного каркаса секции — Q_k ,
- б) давления от трения загрузки о стенки ряжа — P_i .

а) Давление от веса деревянного каркаса

При ширине верхней постели бревен ряжей b и среднем диаметре бревен d средняя толщина стенки с достаточной степенью точности может быть определена (рис. 19) по формуле:

$$b_{cp} = \frac{2d + b}{3}. \quad (13)$$

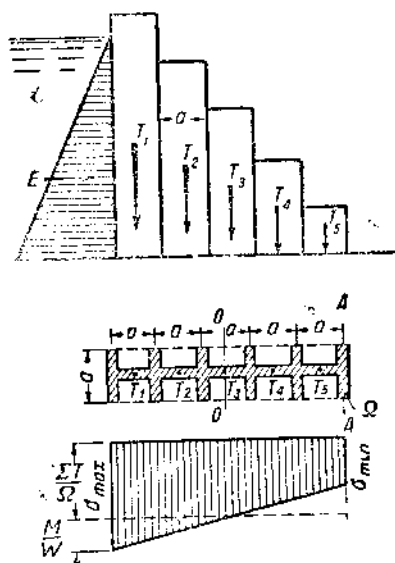


Рис. 18. Схема сил, действующих на отсек плотины и основание.

Зная среднюю толщину стенки ряжа b_{cp} , легко найти объемный процент содержания дерева в ряже t :

$$t = \frac{a^2 - a_0^2}{a^2},$$

где $a_0 = a - b_{cp}$.

Вес дерева в клетке каркаса высотой h выражается простой формулой:

$$Q_k = a^2 h t \gamma_d,$$

где γ_d — объемный вес дерева. На 1 пог. м стенки вес дерева будет:

$$q_k = \frac{1}{2} b_{cp} \cdot h \cdot \gamma_d. \quad (14)$$

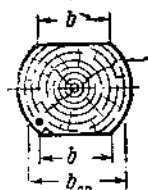
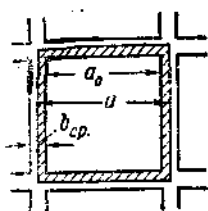


Рис. 19. Схема для определения объемного коэффициента t .

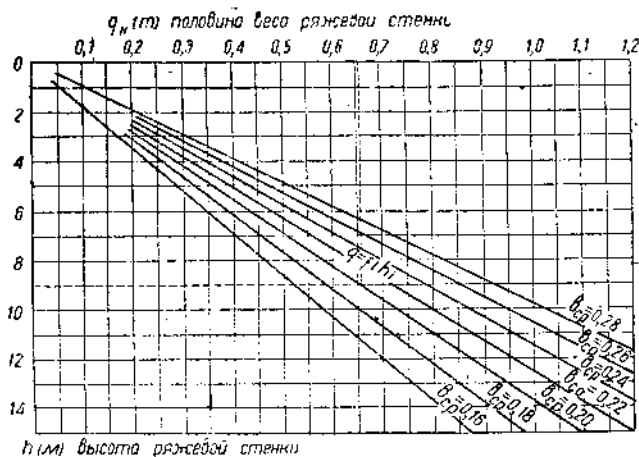


Рис. 20. График для определения веса каркаса.

Для определения веса каркаса по этой формуле на рис. 20 приведен график величины q_k , вычисленный при разных b_{cp} и h для $\gamma_d = 0,8 \text{ т/м}^3$. Полный вес каркаса одной клетки:

$$Q_k = 2q_k(a + a_0). \quad (14a)$$

б) Давление от трения загрузки о каркас

Величина давления на каркас от сил трения, развивающихся в плоскости соприкосновения загрузки со стенками, как было упомянуто выше, определяется интегралом:

$$P_t = u \int_0^h p_t dh,$$

где u — внутренний периметр клетки.

В этот интеграл входит величина p_t — силы трения на единицу площади боковой поверхности. Величину силы P_t проще находить из выражения [по формуле (5)]:

$$P_t = Q_s - p_s F, \quad (5)$$

где Q_s — полный вес загрузки в рассматриваемой клетке, равный $F\gamma h$;

p_s — вертикальное давление загрузки на квадратную единицу площади клетки;

F — площадь клетки в свету.

Величина p_s определяется по формуле Янсена для расчета силосов, имеющей, как было выведено выше [по формуле (6) в разделе 5], следующий вид:

$$p_s = \frac{\gamma F}{uk} \left(1 - e^{-\frac{u}{F} kh} \right) + p_0 e^{-\frac{u}{F} kh}, \quad (6)$$

где γ — объемный вес засыпки грунта в ряже;

k — коэффициент, равный отношению $\frac{p_t}{p_s}$; значения коэффициента k , полученные опытным путем, приведены были выше в табл. 1 и на стр. 30 в сноске с результатами лабораторных опытов Института Водгео;

e — основание натуральных логарифмов, равное 2,718;

h — высота ряжа.

Дополнительная нагрузка p_0 обычно заменяется эквивалентной высотой слоя засыпки.

При чаще всего встречающемся случае $p_0 = 0$ формула (6) принимает вид:

$$p_s = \frac{\gamma F}{uk} \left(1 - e^{-\frac{u}{F} kh} \right). \quad (1)$$

Величина вертикальной силы давления грунта на каркас, отнесенная к 1 м² площади клетки:

$$p'_t = \frac{P_t}{F} = \frac{Q_s - p_s F}{F} = \frac{Q_s}{F} - p_s = \gamma h - p_s. \quad (15)$$

Таким образом определение вертикальной силы давления грунта засыпки на каркас одной клетки высотой h следует делать по формуле (5) или величину p'_t — силы давления на каркас, отнесенную к единице площади основания клетки, определенную по формуле (15), помножить на F :

$$P_t = p'_t F.$$

Для упрощения расчетов при нахождении величины p_s на рис. 21а и 21б приведены два графика, дающие возможность при различных F , u , h и γ определять эту величину. Графики снабжены так называемыми ключами, дающими последовательность нахождения искомого величин. Пользование ключами пояснено еще пунктирными линиями со стрелками.

На графиках две переменных F и u заменены для упрощения построения одной переменной $\frac{u}{F}$, а переменная γ исключена ее частным значением $\gamma = 1$. Значение коэффициента k при нанесении кривых (рис. 21а и 21б) принято было постоянным, $k = 0,125$,

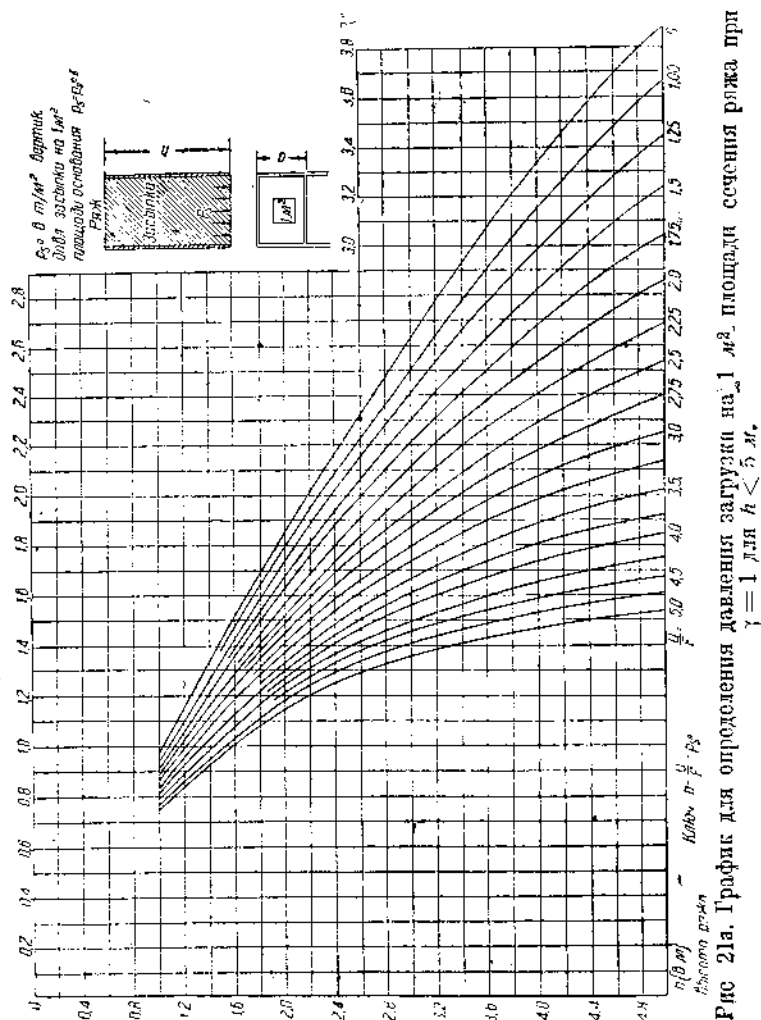


Рис 21а. График для определения давления загрузки на 1 м^2 площади сечения ржа при $\gamma = 1$ для $h \leq 5 \text{ м}$.

соответствующим каменной загрузке по первоначальному предположению (стр. 29).

Этими же графиками можно пользоваться для исчисления давления p , и при других загрузках при $k \neq 0,125$. Для этого нужно искать давление p , соответствующее не фактической величине $\frac{u}{F}$, а увеличенной на отношение $\frac{k}{0,125}$, так как графики

построены при $k = \text{const} = 0,125$ и переменной $\frac{u}{F}$, и изменение k придется здесь учесть фиктивным изменением величины $\frac{u}{F}$, что дает тот же результат:

$$e^{-\frac{u}{F} kh} = e^{-\left(\frac{u}{F} \cdot \frac{k}{0,125}\right) 0,125h}.$$

Определив с помощью графиков величину p'_i и q_k , можно легко получить значение T в каждой из клеток:

$$T = P_i + Q_k = p'_i F + 2 q_k (a + a_0). \quad (16)$$

После определения сил T , отнесенных к центру тяжести сечения каждой клетки, представляется возможным провести основ-

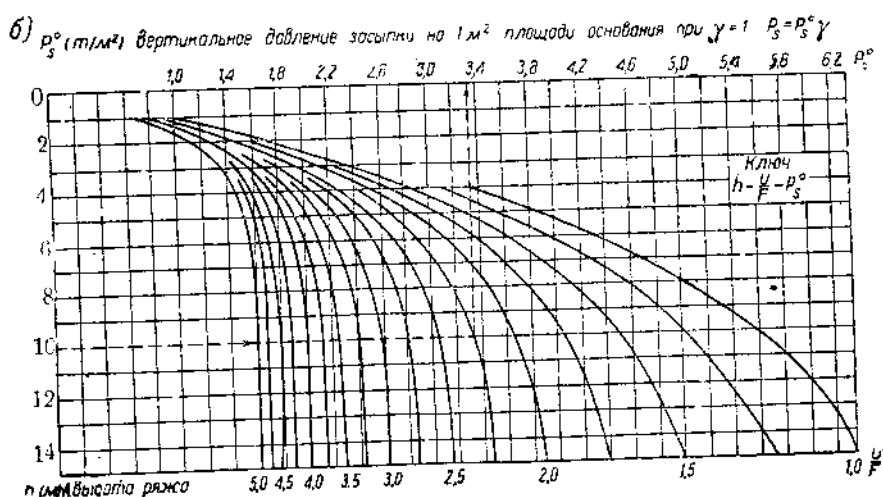


Рис. 216. График для определения давления загрузки на 1 м² площади сечения ряжа для h от 5 до 15 м.

ные расчеты ряжа на прочность и устойчивость, состоящие в проверке на: 1) напряжение сжатия в венцах, 2) сдвиг, 3) опрокидывание и 4) перекашивание. Последние две проверки, как будет показано ниже, практически являются излишними.

1. Определение напряжения сжатия в венцах производится по формуле сложного напряжения:

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{\sum_1^n T}{\Omega} = \frac{\sum M_{o-o}(T) + \sum M_{o-o}(E)}{W}. \quad (17)$$

Здесь $\sum_1^n T$ — сумма всех сил, определенных по формуле (16);

$\Sigma M_{o-o}(T)$ — сумма моментов всех вертикальных сил T относительно оси $o-o$;

$\Sigma M_{o-o}(E)$ — то же горизонтальных сил;

W — момент сопротивления расчетного сечения постелей Ω ; $W = \frac{J_{o-o}}{l}$ (рис. 18);

J — момент инерции постелей всего расчетного сечения Ω относительно оси $o-o$;

l — расстояние от оси $o-o$ до наиболее удаленного волокна (на рис. 18 $l = 2,5 a$).

Способ расчета суммарного напряжения внутри ряжей по формуле сложного напряжения для расчетных сечений является конечно не совсем точным, так как расчетное сечение Ω не является строго монолитным, состоя из продольной и ряда поперечных постелей. При достаточно большой длине расчетного сечения (большей длины бревна продольной постели) второй член формулы (17) со знаком минус следует из осторожности не учитывать, определяя напряжение $\sigma_{\min}$ без учета его уменьшения от изгиба моментом M ; для $\sigma_{\max}$ следует брать его верхний возможный предел, т. е. первый плюс второй член формулы (17).

Величина напряжения на сжатие в постелях ряжей не должна превышать пределов, допускаемых по табл. 5 и 6 (см. раздел 10); кроме напряжения в нижних венцах следует проверять и напряжения в сечениях с изменением диаметра бревен; кроме расчета на сжатие постелей должны быть проверены на скалывание и смятие врубки наружной стены.

2. Проверка на сдвиг отсека плотины по плоскости основания и по промежуточным сечениям (с переменной шириной) должна производиться по формуле:

$$k_{сдв} = \frac{\sum Qf}{\sum E} \geq 1,20, \quad (18)$$

где $k_{сдв}$ — коэффициент устойчивости на сдвиг;

ΣQ — вес ряжей с загрузкой во всех клетках отсека;

ΣE — суммы всех горизонтальных сил, действующих на отсек (рис. 18);

f — коэффициент трения, принимаемый согласно нижеприведенным данным:

Дерево по дереву вдоль волокон насухо	0,5
” ” ” ” в присутствии воды	0,7
” (ряж) по растительной земле в воде	0,35
” ” ” песку в воде	0,40
” ” ” глинистому грунту в воде	0,30
” ” ” каменной наброске ” ”	0,60
” ” ” скальному грунту ” ”	0,50

При проверке на сдвиг верхних отсеков можно принимать коэффициент трения $t = 0,5$ (дерево по дереву насухо). При расчете на сдвиг всего отсека по основанию берется коэффициент f для ряжа по грунту для всего веса Q . Так как коэффициент трения загрузки о грунт ($\operatorname{tg} \varphi$) немного больше коэффициента трения ряжа, то здесь мы делаем небольшой запас.

Если горизонт нижнего бьефа подтопляет нижнюю часть плотины, то вес загрузки в последней должен быть уменьшен с учетом взвешивающего давления воды.

3. Проверка на опрокидывание отсека плотины производится по формуле:

$$k_{opr} = \frac{M_{уд}}{M_{opr}} = \frac{\sum_1^n M_{A-A}(T)}{\sum M_{A-A}(E)} \geq 1,40, \quad (19)$$

где k_{opr} — коэффициент устойчивости на опрокидывание, который должен быть больше или равен 1,40;

$M_{уд} = \sum_1^n M_{A-A}(T)$ — удерживающий момент, равный сумме моментов всех сил T относительно оси опрокидывания (рис. 18);

$M_{opr} = \sum M_{A-A}(E)$ — опрокидывающий момент всех горизонтальных сил. В действительности значение коэффициента устойчивости на опрокидывание для вертикально-ряжевых плотин получается равным 3—5 и больше, поэтому проверка на опрокидывание вертикально-ряжевых плотин излишня.

4. Проверка на перекашивание отсека плотины производится по предлагаемому ниже способу, являющемуся развитием метода проф. И. М. Герсванова¹. Сущность предложенного проф. Герсвановым критерия, гарантирующего ряж от перекашивания, состоит в том, что алгебраическая сумма моментов всех активных и пассивных горизонтальных сил, приложенных к отсеку ряжа шириной 1 м относительно его основания, должна давать момент, удерживающий от перекашивания (со знаком минус) или нуль (рис. 22).

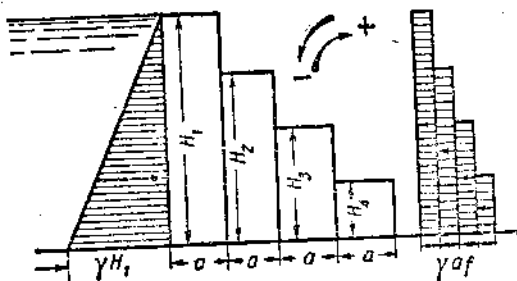


Рис. 22. Эпюра внутренних сил в ряже от действия горизонтальных сил (к расчету на перекашивание).

¹И. М. Герсванов. Расчеты фундаментов гидротехнических сооружений, стр. 23 — 5. изд. 1923.

Пассивные силы сопротивления перекашиванию, развивающиеся внутри засыпки ряжей, возникают от сил трения загрузки ряжей по горизонтальным плоскостям сдвига. Сила трения, возникающая в элементарном слое толщиной dH сечения одной клетки ряжа шириной a , при коэффициенте трения загрузки f и среднем объемном весе ряжа γ будет равна $\gamma a f dH$. Сумма

всех сил трения, возникающих по всей высоте ряжа, при перекашивании его будет $T = \int_0^H \gamma a f dH = \gamma a H f$ и выражается пло-

щадью прямоугольной эпюры сопротивления с ординатой внизу $t = \gamma a f$. Применяя критерий Герсеванова, выведенный им для прямоугольного ряжа, к ступенчатому контуру ряжей отсека вертикально-ряжевой плотины (рис. 22), мы можем сказать, что ряж будет гарантирован от перекашивания, если алгебраическая сумма моментов всех горизонтальных сил, приложенных к от-

секу, относительно плоскости основания будет $\sum M \leq 0$. Сумма

моментов всех сил есть сумма статических моментов площадей эпюр давления воды и пассивного сопротивления T относительно основания, и условие гарантии от перекашивания рассматриваемого отсека будет иметь вид:

$$\frac{\gamma_a H_1^3}{6} - \gamma a f \left(-\frac{H_1^2}{2} + \frac{H_2^2}{2} + \dots + \frac{H_n^2}{2} \right) < 0$$

или

$$\frac{\gamma_a H_1^3}{6} - \frac{\gamma a f}{2} \sum_1^n (H_n^2) < 0, \quad (I)$$

где γ_a — объемный вес воды;
 f — коэффициент внутреннего трения загрузки, равный приблизительно 0,48—0,60;
 γ — средний объемный вес ряжа;
 a — размер клетки ряжа;

$\sum_1^n (H_n^2)$ — сумма квадратов высот всех рядов клеток ступенчатого контура.

Необходимая для удовлетворения гарантии от перекашивания ширина ступени a получится из (I):

$$a > \frac{\gamma_a H_1^3}{3 \gamma f \sum_1^n (H_n^2)}. \quad (II)$$

Условие устойчивости этого же отсека плотины на сдвиг при

коэффициенте устойчивости 1,2 может быть выражено неравенством:

$$\gamma a \sum_1^n (H_n) f' > 1,2 \frac{\gamma_0 H_1^2}{2}, \quad (\text{III})$$

где f' — коэффициент трения ряжа о грунт, равный приблизительно 0,30—0,40. Определив из этого неравенства необходимую для удовлетворения условий устойчивости ширину ступени ряжа

$$a = \frac{1,2 \gamma_0 H_1^2}{2 \gamma f \sum_1^n H_n}$$

и подставив его в условие устойчивости на перекашивание (II) мы получим неравенство:

$$\frac{1,2 \gamma_0 H_1^2}{2 \gamma f \sum_1^n (H_n)} > \frac{\gamma_0 H_1^3}{3 \gamma f \sum_1^n (H_n^2)}; \quad (\text{IV})$$

приняв для упрощения $f = f'$, что при имеющей в действительности место $f > f'$ ослабляет неравенство примерно на 20%, и произведя сокращения, мы получим:

$$\frac{1,2}{2 \sum_1^n (H_n)} > \frac{H_1}{3 \sum_1^n (H_n^2)}. \quad (\text{V})$$

Доказав справедливость этого неравенства при любом числе рядов клеток n , мы тем самым докажем справедливость неравенства (IV), заключающегося в том, что при отсутствии на ряже дополнительной надстройки с горизонтальной силой ширина его ступени, определенная из условий устойчивости на сдвиг, всегда будет больше ширины, определенной из условий перекашивания, т. е. при удовлетворении условия устойчивости на сдвиг проверка ряжа на перекашивание излишня.

Приняв контур ряжа по ступенчатой кривой с шириной и высотой ступеньки a , мы будем иметь при n рядах клеток неравенство (IV) в виде:

$$\frac{1,2}{2 \sum_1^n n} > \frac{n}{3 \sum_1^n n^2} \quad \text{или} \quad 1,2 \sum_1^n n^2 > \frac{2}{3} n \sum_1^n n.$$

Это неравенство для любого числа n последовательных чисел есть тождество, так как из теории рядов известно, что

$$\sum_1 n^2 = \frac{n(n+1)(2n+1)}{6}, \text{ а } \sum_1^n n = \frac{n(n+1)}{2}.$$

Сократив обе половины неравенства на $\frac{n(n+1)}{2}$, получим тождество:

$$1,2 \left(\frac{2}{3}n + 1 \right) > \frac{2}{3}n.$$

Если мы имеем в ступенчатом ряже два ряда клеток с одной высотой или ряж имеет прямоугольное сечение ($n=1$), то, очевидно, любое $n^2 > \frac{2}{3}n \cdot n$, т. е. неравенство (V) остается справедливым и для этих случаев очертания ряжей. Принятая нами горизонтальная сила от давления воды $\frac{\gamma_s H^2}{2}$ всегда больше давления от распора грунта $\frac{\gamma_{sp} H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ (при $\varphi > 20^\circ$ и $\gamma < 2$). Таким образом доказанное положение справедливо и для перекашивания ряжей от распора грунта (в устоях плотин).

Дополнительная нагрузка на поверхности засыпки устоя для высоких ряжей эквивалентна слою, не превышающему 10—15% высоты ряжа. Учтя, что при сокращении неравенства (IV), мы ослабили его на 20%, и тем не менее оно оказалось тождеством, мы можем сказать, что наличие дополнительной нагрузки указанной величины на засышке ряжа оставляет в силе доказанное неравенство (V).

Таким образом можно сделать вывод, что для ряжевых конструкций обычных форм поперечного сечения (прямоугольного или ступенчатого очертания), не имеющих дополнительной надстройки с горизонтальной силой, при удовлетворении их устойчивости на сдвиг поверка на перекашивание последних излишня. При наличии же на ряжевых конструкциях надстройки с горизонтальной силой (что в редких случаях может иметь место на устоях) ширина устоя прямоугольного очертания b может быть поверена по формуле Герсеванова, получаемой из его критерия:

$$b \geq \frac{2E_0}{\gamma f H} + \frac{\gamma_{sp} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) H}{3\gamma f} + \frac{p_0 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{f\gamma}, \quad (VI)$$

где E_0 — горизонтальная сила, приложенная к надстройке устоя на ширине 1 м;

H — наибольшая высота ряжевого устоя;

p_0 — дополнительная нагрузка на засышке устоя в m/m^2 ;

γ — средний объемный вес ряжа;
 f — коэффициент внутреннего трения засыпки ряжа;
 $\gamma_{г.р.}$ — объемный вес грунта засыпки и
 φ — угол его естественного откоса.

Для ступенчатого контура устоя с дополнительной горизонтальной силой от надстройки необходимая ширина уступа a по аналогии с выведенным нами выше выражением (II) приобретает вид:

$$a \geq \frac{H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{\gamma f \sum_1^n H_n^2} \left[\frac{2E_0}{\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} + \frac{\gamma H^2}{3} + p_0 H \right], \quad (\text{VII})$$

где $\sum_1^n H_n^2$ — сумма квадратов высот ступеней ряжа.

7. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЯ ПЛОТИНЫ

При скальном основании под вертикально-ряжевой плотиной расчет его сводится к проверке напряжения, передаваемого на грунт основания, т. е. под каркасом ряжей. Это давление представляет собой в то же время напряжение на смятие в последнем (нижнем) венце ряжевого каркаса.

Величина максимального напряжения на грунт, определяемая формулой (17), не должна превышать допускаемого напряжения, которое в зависимости от рода и качества скалы колеблется от 2 до 60 кг/см² согласно данным табл. 10 (см. раздел 22, стр. 131). Эпюра распределения давления на грунт выразится трапецией (рис. 18).

На мягких грунтах непосредственное основание каркаса на грунте не может быть допущено ввиду малых величин допускаемого на грунт давления. Поэтому, если вопрос о фильтрации под основанием разрешился бы благоприятно, здесь уместно было бы поставить вопрос о применении свайного основания под каркасом ряжей, которое восприняло бы давление каркаса.

Давление на сваи под каркасом ряжей плотины могло бы быть определено по способу проф. Калиновича, сущность которого кратко излагаем.

Определив все вертикальные силы P_i давления загрузки на боковую поверхность каркаса, его веса Q_k и горизонтальные силы E , приходящиеся на отсек каркаса шириной a , находят равнодействующую всех сил R и точку ее приложения в основании, характеризующую величиной эксцентриситета e относительно центральной оси. Под отсеком каркаса располагают сваи под пересечением стенок, а при необходимости и чаще — под стенами в пролете между клетками. При наметке плана свайного основания следует однако располагать сваи друг от друга не ближе предельного расстояния, допускаемого между сваями, которое согласно указаниям в работе Федорова „Методы определения сопротивления свай“ равно $2d$, где d — диаметр свай.

Если обозначить расстояние свай от средней оси через $y_1, y_2, y_n, \dots$, (рис. 23), то нагрузка, передаваемая на одну свая, будет равна:

$$N_k = \frac{\sum_1^n T}{n} + \frac{\left(\sum_1^n T\right) e y_k}{\sum_1^n y^2}, \quad (20)$$

где N_k — нагрузка на свая, находящуюся на расстоянии y_k от центральной оси $o-o$;

n — число всех свай под отсекком ряжей;

$\sum_1^n y^2$ — сумма квадратов координат всех свай отсека.

Если основание состоит из свай различного диаметра, забитых на разную глубину, то для определения давления на каждую свая вводится эквивалент α каждой свай по отношению к выбранной за единицу сравнения свай. Формула (20) в этом случае примет вид:

$$N_k = \alpha_k \left[\frac{\sum_1^n T}{\sum_1^n \alpha} + \frac{\left(\sum_1^n T\right) e y_k}{\sum_1^n \alpha y^2} \right]. \quad (21)$$

Для свай разного диаметра, забитых в грунт на одну и ту же глубину, отношение допускаемых нагрузок, или эквивалент их, равно отношению их диаметров $\alpha = \frac{d_1}{d_2}$.

Для свай одного и того же диаметра, забитых на разную глубину, эквивалент равен отношению квадратов глубин забивки:

$$\alpha = \frac{h_1^2}{h_2^2}.$$

8. ВЛИЯНИЕ РОДА ОСНОВАНИЯ НА ДОПУСКАЕМЫЙ НАПОР И КОНСТРУКЦИЮ ПЛОТИНЫ

Для суждения о влиянии рода основания плотины и других факторов на допускаемую величину напора или высоты плотины нами была проделана вычислительная работа, результаты которой приведены в нижеследующей табл. 3.

Для вертикально-ряжевых плотин различной высоты со ступенчатым контуром, обеспечивающим условия устойчивости, в графе 1 были последовательно подсчитаны коэффициенты устойчивости на сдвиг при коэффициенте трения ряжа о мокрый грунт $f=0,4$.

В графе 3 приведены пределы изменения величины σ напряжения на сжатие в венцах основания плотины или, что то же, величины давления каркаса ряжа на грунт основания σ , высчитан-

ные по формуле (17), которые получались бы под каркасом при нахождении его прямо на грунте без применения свайного основания.

В графе 4 приведены величины давления на грунт основания внутри клетки от засыпки рьяжа.

В графе 5 таблицы приведены значения пределов изменения давления отсека рьяжа на сваи под основанием при предельно густом их расположении, показанном на схеме на рис. 23. Давления на сваю подсчитаны по формуле (21) при $a=1$ (все сваи одного диаметра и забиты на равную глубину).

И наконец в графе 6 приведена схема, иллюстрирующая поперечное сечение плотины.

Таблица 3

Подсчет давлений в основании вертикально-ряжевых плотин

Высота плотины H в м	$k_{сва}$	Напряжение сжа- тия в нижнем вен- це σ_{max} в $кг/см^2$	Давление p_s на основание от загрузки в ряже в $кг/см^2$	Давление на сваю в основании N в м	Попер. сеч. плотины						
					Выс. ряд. клеток в м						
					1-й ряд	2-й ряд	3-й ряд	4-й ряд	5-й ряд	6-й ряд	7-й ряд
1	2	3	4	5	6						
Сплошные ряжи (клетки 2×2 м; $b_{ср} = 0,20$ м)											
6	2,14	2,0—1,1	0,62—0,33	5,9—3,5	6	6	4	2	—	—	—
8	1,70	2,8—1,7	0,67—0,33	8,8—5,1	8	8	6	4	2	—	—
10	1,46	3,8—2,1	0,70—0,33	11,6—6,7	10	10	8	6	4	2	—
12	1,33	4,6—2,7	0,71—0,33	13,6—6,7	12	12	10	8	6	4	2
18	1,23	7,5—3,8	0,71—0,33	—	18	18	16	14	—	4	2
Сплошные ряжи (клетки 3×3 м; $b_{ср} = 0,25$ м)											
12	1,36	6,5—4,1	0,98—0,42	15,0—9,0	12	12	9	6	3	—	—
Полуамериканские ряжи (клетки 2×2 м; $b_{ср} = 0,23$ м)											
6	2,23	1,3—1,0	0,88—0,39	3,9—2,98	6	6	4	2	—	—	—
8	1,78	2,0—1,4	1,01—0,39	6,1—4,4	8	8	6	4	2	—	—
10	1,53	2,8—1,9	1,07—0,39	8,7—5,9	10	10	8	6	4	2	—
Полуамериканские ряжи (клетки 3×3 м; $b_{ср} = 0,25$ м)											
6	1,70	2,2—0,2	1,05—0,63	5,2—1,3	6	6	4	2	—	—	—
8	1,64	2,2—1,1	1,18—0,63	7,2—5,0	8	6	3	—	—	—	—
10	1,57	2,6—2,3	1,35—0,63	8,9—8,9	10	8	6	3	—	—	—

Примечания: 1. Коэффициенты устойчивости на опрокидывание для приведенных сечений колебались в пределах $k_{опр} = 5-9$, т. е. были вполне достаточные.

2. Напор воды во всех подсчетах принят на 1 м ниже высоты плотины H .

3. Диаметр нижних бревен для подсчета σ_{max} везде брался $d = 31$ см с шириною постели 25 см.

4. Деревянные высокоряжевые плотины.

Ряжами полуамериканской рубки здесь названы ряжи со сплошными продольными (по оси плотины) стенками и сквозными через несколько бревен американскими стенками поперек плотины.

Давление на каркас таких ряжей определялось, как на параллельные стенки плюс вес поперечных стенок и камня между ее бревнами.

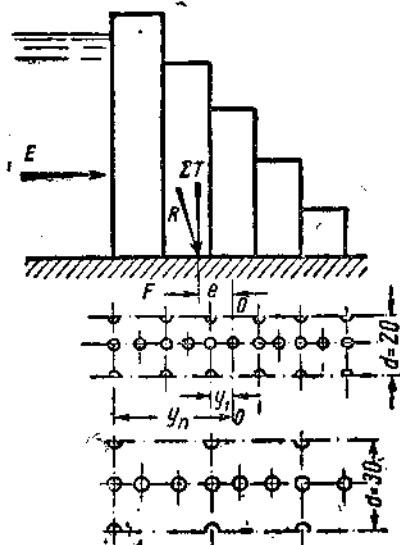


Рис. 23. Схема расположения свай в основании.

по середине группы. Кривые по Дмоховскому при $k=3$ и 4 уходят далеко вверх. Результаты проверки статических формул пробной забивки свай дают данные, ближе всего совпадающие с формулой Добровольского и Дёрра¹. Мы считаем поэтому возможным рекомендовать применение формулы Дёрра при коэффициенте запаса $k=1,25$.

Таблица 4

Предельные давления, допускаемые на сваю ($d=30$ см), при различных грунтах по формуле Дёрра ($k=1,25$)

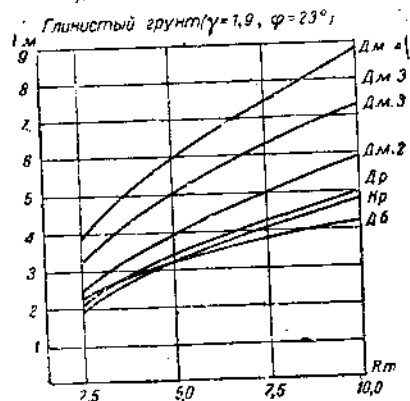
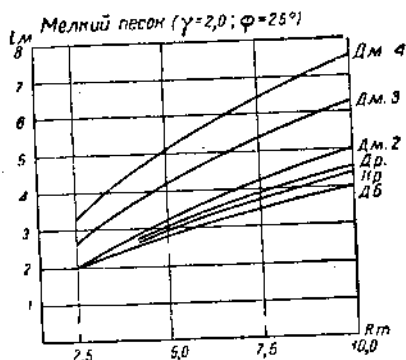
Грунт	γ в т/м ³	φ^0	Допускаемое давление на 1 сваю R в т	
			при $l=4,5$ м	при $l=6$ м
Глинистый грунт	2,0	23	8,4	14,4
Мелкий песок	2,0	25	10,0	16,9
Крупный „	2,0	27	11,2	18,4

¹ Савринович И. А., Подводные основания, 1932, стр. 124 и Добровольский А. М., Расчет свайных оснований, 1929.

Формула Дёрра имеет вид:

$$R = \frac{1}{k} \left[Fl^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{uf}{2} l^2 \left(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi \right) \right],$$

где R — допускаемая нагрузка в m ;
 k — коэффициент запаса, принимаемый равным 1,25 — 1,0;
 F — площадь сечения сваи;
 u — ее периметр;
 l — глубина забивки сваи в m ;
 φ — угол естественного откоса грунта;
 f — коэффициент трения сваи о грунт, принимаемый равным $\operatorname{tg} \varphi$.



В „Инструкции ВНОС по забивке и испытанию пробных свай“ 1933 г. для предварительных расчетов при проектировании рекомендуется применение статических формул Дёрра при коэффициенте $k=1,25-1,0$ и Дмоховского при коэффициенте запаса $k=2-4$.

Как показывают вышеприведенные кривые, формула Дмоховского при коэффициенте $k=3$ и 4 дает в пределах забивки до 8 м преувеличенные и далеко не эквивалентные

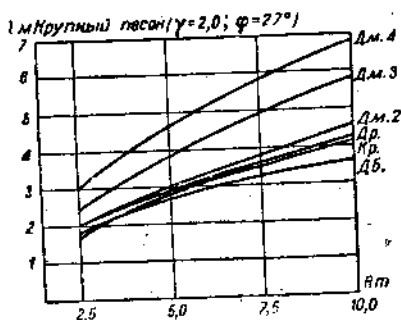


Рис. 24. Сравнительные кривые допускаемой нагрузки на сваю в зависимости от глубины забивки.

Дёрру величины, с рекомендацией же формулы Дёрра можно вполне согласиться.

Рассматривая данные графы 3 табл. 3 и сопоставляя их с величинами допускаемых на различных грунтах давлений, следует сказать, что при напорах свыше 6 м ставить вертикально-ряжевую плотину непосредственно на мягкий грунт в большинстве

случаев уже нельзя ввиду больших ($\sigma > 2 \text{ кг/см}^2$) давлений под постелями основания. Увеличение размеров клеток ряжа увеличивает давление. Применение облегченных ряжей, так называемой полуамериканской рубки, значительно уменьшает давление на грунт, но все же для большинства мягких грунтов (стр. 131) оно недопустимо.

Для возведения вертикально-ряжевой плотины на мягких грунтах следовало бы прибегнуть к свайному основанию, применение которого, как показывает сопоставление данных графы 5 табл. 3 с табл. 4, было бы теоретически возможно в пределах известных напоров.

Однако трудность гашения напора фильтрующей под плотной в мягком основании воды делают эту теоретическую возможность применения свайного основания весьма условной. В самом деле, для гашения напора фильтрующей под основанием воды при напоре 10 м даже в благоприятном случае при глинистом грунте потребовалась бы длина фильтрационного пути, вычисленная по Блею при $c = 9$, $l = 10 \cdot 9 = 90 \text{ м}$, что потребовало бы помимо устройства непроицаемого основания в ряжах наличия весьма длинного флютбета с большим количеством глубоких шпунтовых рядов. При песчаном грунте длина фильтрационного пути, необходимая для предупреждения выноса из-под плотины грунта, будет еще больше. Указанное обстоятельство делает применение вертикально-ряжевой плотины рассматриваемых напоров на мягком грунте конструктивно совершенно неприемлемым за исключением одного случая, когда на некоторой глубине под плотиной залегает мощный глинистый слой, забивкой шпунта в который представляется возможным перекрыть фильтрацию под плотиной. Указанный случай имел место в американской водосливной плотине, запроектированной на р. Бридж; так как описанный случай геологического напластования далеко не всегда имеет место и работа вышеупомянутой плотины не была проверена, то применение вертикально-ряжевых плотин рассматриваемых напоров на мягких грунтах следует вообще признать в большинстве случаев неприемлемым вследствие чрезвычайной трудности предупредить фильтрацию с размывающими скоростями под основанием плотины. Вопрос о возможности применения свайного основания на мягких грунтах и влияния его на предельный напор может ставиться лишь при удовлетворительном разрешении вопроса о фильтрации под плотиной.

Таким образом в основном следует считать возможным и целесообразным применение вертикально-ряжевых плотин на скальном основании. Допускаемый скальным основанием напор достаточно велик, так как даже при напоре в 17 м давление на основание при сплошных ряжах получается $\sigma = 7,5 \text{ кг/см}^2$, что для большинства скальных оснований может считаться вполне допустимой величиной, а при необходимости может быть уменьшено уширением стенок ряжей в основании или устройством бетонных постелей под стенами ряжей. Еще легче добиться уменьшения давления на основание путем перехода на полуамериканские

ряжи со сквозными продольными стенками по всей высоте кроме последних трех-четырех нижних венцов. Как показывают цифры графы 3 вышеупомянутой сводной таблицы, давление под постелями ряжей в полуамериканском типе в среднем на 25—30% меньше, чем под стенками сплошного ряжа.

Это обстоятельство объясняется тем, что на площадь основания клетки ряжа в свету в полуамериканских ряжах передается большее давление, как это видно из цифр графы 4. Величина же этого давления p_s вообще мала по сравнению с давлением на основание под стенками — σ .

Глава III

РАСЧЕТ РАЗМЕРОВ ОТДЕЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ВЕРТИКАЛЬНО-РЯЖЕВЫХ ПЛОТИН

9. НАИВЫГОДНЕЙШЕЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ДРЕВЕСИНЫ В РЯЖАХ

Для того чтобы при рубке ряжевых клеток использовать наиболее выгодно древесину с минимальным отходом и в то же время с получением возможно большей ширины постели бревна, а следовательно и большим допускаемым на смятие усилием, можно воспользоваться нижеследующими соображениями.

Построим кривую ширины постели окантованного с двух сторон бревна в зависимости от высоты срезки бревна s или $b = f(s)$ и кривую площади срезаемой части бревен — F также в зависимости от высоты срезки s или $F = f(s)$. Выразим ширину постели бревна в процентах от ее максимального значения, т. е. от диаметра, а величину площади срезаемого сегмента также от его максимального значения, т. е. от половины площади круга. Это даст возможность выразить обе рассматриваемые кривые в одинаковом измерении, т. е. в процентах от максимально возможной величины каждого из рассматриваемых переменных.

Кривые $b = f(s)$ и $F = f(s)$ приведены на рис. 25.

Наивыгоднейшей высотой срезки s_{opt} будет, очевидно, та, которая дает относительно возможно наименьшую площадь срезки при возможно наибольшей относительной величине ширины постели.

Эта ширина постели b_{opt} будет, очевидно, соответствовать тому значению s , при котором разность между относительной

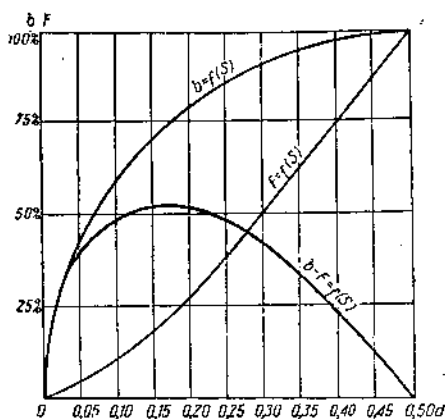


Рис. 25. График зависимости b и F от s .

шириной постели и относительной площадью срезки, выраженная в процентах, будет максимальной.

Для этого на рис. 25 построена кривая $b - F = f(s)$, по которой определяем графически, что заданное нами условие, соответствующее максимуму этой кривой, будет выполняться при высоте срезки бревна в пределах от 0,125 до 0,175 d , чему соответствует ширина постели $b_{opt} = 0,66 - 0,76 d$.

Для подтверждения правильности и уточнения полученных графическим путем результатов подойдем к решению вопроса о наиболее выгодном соотношении между высотой срезки s и шириной постели b с точки зрения объема древесины, идущей на 1 m^2 стенки.

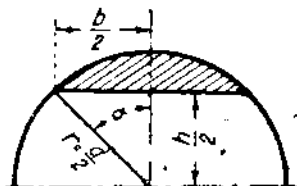


Рис. 26. Схема геометрических элементов срезки бревен

Объем дерева V , потребный на 1 m^2 ряжевой стенки, при любом постоянном диаметре d и различных ширинах постели b , а следовательно и высотах бревна h равен при длине стенки 1 $пог. м$ произведению площади сечения бревна на число бревен z , идущих на высоте 1 $м$:

$$z = \frac{1}{h};$$

$$V = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{1}{h} \text{ или } V = 0,785 \frac{d^2}{h} \text{ куб. метров.}$$

Наиболее выгодное использование древесины мы получим тогда, когда при возможно меньшем объеме затраченной древесины V_{min} получим возможно большую ширину постели b_{max} , т. е. когда отношение $\frac{V}{b}$ будет иметь минимум.

Выразим V и b в функции внутреннего угла α (рис. 26):

$$b = d \sin \alpha; \quad h = d \sin \alpha.$$

Подставляя эти значения, получим:

$$\frac{V}{b} = \frac{0,785}{\cos \alpha \sin \alpha}.$$

Минимум этого отношения, соответствующий возможно минимальному объему затраченной на 1 m^2 стенки древесины V и возможно большей ширине постели b при том значении угла α , для которого знаменатель этого отношения имеет максимум, т. е. когда произведение $A = \cos \alpha \sin \alpha$, будет максимальным.

Для этого решим уравнение $\frac{dA}{d\alpha} = 0$:

$$\frac{d(\cos \alpha \sin \alpha)}{d\alpha} = \cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha = 0;$$

$$\cos^2 \alpha - 1 + \cos^2 \alpha = 0; \quad \cos^2 \alpha = \frac{1}{2},$$

откуда $\cos \alpha = \sqrt{\frac{1}{2}} = 0,707$ и искомое значение угла $\alpha = 45^\circ$.

Взяв вторую производную от A :

$$\frac{d^2 A}{d\alpha^2} = \frac{d^2(2 \cos^2 \alpha - 1)}{d\alpha^2} = -2 \cos \alpha \sin \alpha,$$

имеем, что при $\alpha = 45^\circ$

$$\frac{d^2 A}{d\alpha^2} < 0,$$

т. е. A при $\alpha = 45^\circ$ действительно имеет максимум.

Таким образом наиболее выгоднейшее использование бревна будет соответствовать значениям:

$$b_{\text{опт}} = d \sin 45^\circ = 0,71d$$

и

$$s_{\text{опт}} = \frac{d - h}{2} = \frac{d - d \cos 45^\circ}{2} = 0,145 d,$$

т. е. как раз средним значениям пределов, найденных для $b_{\text{опт}}$ и $s_{\text{опт}}$ графическим путем:

$$h_{\text{опт}} = d \sin 45^\circ = d \cos 45^\circ = b_{\text{опт}}.$$

Для иллюстрации выведенного оптимального соотношения для b и h приведен график (рис. 27), в котором даны объемы V древесины, идущей на 1 м^2 стенки при постоянной ширине постели $b_0 = \text{const}$ и переменном диаметре бревен d . Минимальный объем древесины V_{min} , принятый для сравнения за 100% , соответствует тому диаметру $d_{\text{опт}}$, для которого отношение

$$\frac{b_0}{d_{\text{опт}}} = 0,71, \text{ т. е. равно оптимальному.}$$

При применении большего или меньшего диаметра бревен имеем, как видно из кривой, увеличение объема необходимой древесины.

Назовем отношение рабочей площади сечения бревна f ко всей площади сечения бревна f коэффициентом использования древесины. Найдем значение коэффициента использования η , соответствующее оптимальному соотношению между b и d :

$$\eta = \frac{f}{\frac{\pi d^2}{4}}.$$

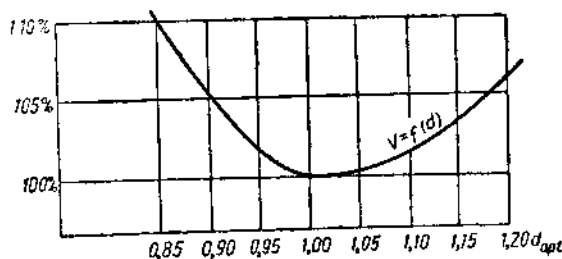


Рис. 27. График затраты древесины на 1 м^2 стенки рязя при постоянной ширине постели $b=0,71 d_{\text{опт}}$.

Рабочая площадь сечения бревна

$$f = \frac{\pi d^2}{4} - f_1,$$

где f_1 — площадь стески двух сегментов,

$$f_1 = 2 \frac{d^2}{8} (\alpha_1 - \sin 2\alpha),$$

где $\alpha_1 = \frac{2\pi\alpha}{180}$ выражена в радианах,

$$f_1 = \frac{d^2}{4} (1,57 - 1) = \frac{0,57d^2}{4};$$

$$f = \frac{\pi d^2}{4} - \frac{0,57d^2}{4} = \frac{d^2}{4} \cdot 2,57;$$

$$\eta = \frac{2,57d^2}{3,14d^2} = 0,82.$$

Имея установку на экономию древесины при одновременном получении возможно больших площадей постелей бревен ряжей, необходимо стенки ряжа рубить с соблюдением оптимального соотношения между b и d .

Чтобы не иметь большого числа различных ширин b и высот h , следует вести окантовку на 2—3 средних диаметра, разбив бревна стенки по высоте на 2—3 группы по диаметрам.

10. ДОПУСКАЕМЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ

Основные допускаемые напряжения в приведенных ниже главах III и VI расчетов ряжевых плотин приняты нами в соответствии с нормами на деревянные сооружения Всесоюзного комитета стандартизации (ОСТ 7056) и нормами (ТУ и Н) на проектирование деревянных плотин Института Водгео.

Для частей сооружения, находящихся постоянно под водой, а также трудно сменяемых частей в пределах переменного горизонта основное допускаемое напряжение уменьшено путем помножения на коэффициент $k=0,7$, а для легко сменяемых частей сооружений, находящихся в условиях переменной влажности, на коэффициент $k=0,85$.

Согласно ОСТ 7056 на деревянные сооружения каждому классу сооружения соответствует определенная марка леса, а именно: для сооружения второго класса — лес марки 0,

третьего — — — — — I.

В случае несоответствия классу сооружения марки применяемого леса для допускаемого напряжения вводится коэффициент 0,8; так например, для частей плотины второго класса с лесом марки I поправочный коэффициент к основным напряжениям будет $0,7 \cdot 0,8 = 0,56$ или $0,85 \cdot 0,8 = 0,68$. Допускаемые напряжения в сооружениях временного характера (перемычках, временных

плотинах), относимых к четвертому классу сооружения, получаются путем помножения основных допускаемых напряжений для третьего класса на коэффициент 1,20.

Согласно указанному в табл. 5 и 6 даны допускаемые напряжения, применяемые в расчетах отдельных элементов ряжевых плотин.

Таблица 5

Расчетные допускаемые напряжения для сооружений второго класса при применении леса марки I

Род напряжения	Основное допускаемое напряжение в кг/см^2	Расчетное допускаемое напряжение в кг/см^2	
		для сооружений, находящегося под водой ($k=0,7$)	для легко сменяемых частей в условиях переменной влажности ($k=0,85$)
Равномерное сжатие по всей ширине и длине $[\sigma_{\perp}]$	15	8	10
Смятие поперек волокон на части длины $[\sigma_{\perp}]$	25	14	17
Изгиб $[\sigma_{\parallel}]$	110	62	75
Скалывание $[\tau_{\parallel}]$	12	7	8
Скалывание тангенциальное $[\tau_{\perp}]$	6	3,5	4
Сжатие вдоль волокон $[\sigma_{\parallel}]$	100	56	68

Таблица 6

Расчетные допускаемые напряжения для сооружений второго класса при лесе марки 0 и сооружений третьего класса при лесе марки I

Род напряжения	Основное допускаемое напряжение в кг/см^2	Расчетное допускаемое напряжение в кг/см^2	
		для сооружений, находящихся под водой ($k=0,7$)	для легко сменяемых частей в условиях переменной влажности ($k=0,85$)
Равномерное сжатие по всей ширине и длине $[\sigma_{\perp}]$	15	11	13
Смятие поперек волокон на части длины $[\sigma_{\perp}]$	25	18	21
Изгиб $[\sigma_{\parallel}]$	110	77	93
Скалывание $[\tau_{\parallel}]$	12	8,5	10
Скалывание тангенциальное $[\tau_{\perp}]$	6	4	5
Сжатие вдоль волокон $[\sigma_{\parallel}]$	100	70	85

11. ПРИМЕР РАСЧЕТА ВЕРТИКАЛЬНО-РЯЖЕВОЙ ПЛОТИНЫ

Основные формулы для расчета вертикально-ряжевой плотины приведены в предыдущей главе [см. формулы (13)–(18)]; поэтому, не повторяя их здесь, мы ограничимся примером расчета.

Пусть дана глухая плотина из сплошных вертикальных ряжей размером клетки 2×2 м и высотой 12 м (рис. 28) с расчетным напором 11 м. Сооружение отнесено к третьему классу, лес принят марки I, загрузка ряжей — камень с объемным весом $\gamma_k = 2,1 \text{ т/м}^3$.

Принимаем диаметр бревен $d = 24 \text{ см}$.

Ширину постели примем $b = 0,71 \text{ д} = 17 \text{ см}$.

Высота бревна $h = 0,71d = 17 \text{ см}$.

Среднюю ширину бревна принимаем согласно формуле (13):

$$b_{cp} = \frac{2d + b}{3} = 21,7 \text{ см.}$$

Ширина клетки в свету:

$$a_0 = a - b_{cp} = 2,0 - 0,217 = 1,783 \text{ м.}$$

Процент дерева в клетке от объема ряжа составляет:

$$k = \frac{2^2 - 1,78^2}{2^2} \cdot 100 = 21\%.$$

Процент камня равен $100 - 21 = 79\%$.

Все вычисления сведем в общую табл. 7.

Вес всей каменной загрузки в клетке при объемном весе камня $\gamma_k = 2,1 \text{ т/м}^3$ выражается формулой:

$$Q_s = 0,79 \text{ а}^2 \gamma_k H = 0,79 \cdot 2,0^2 \cdot 2,1 H = 6,63 H \text{ тонн.}$$

По этой формуле вычислена графа 2 табл. 7.

Вес деревянного каркаса в клетке при $\gamma_{дер} = 0,9 \text{ т/м}^3$:

$$Q_k = 0,21 \text{ а}^2 H \gamma_{дер} = 0,755 H \text{ тонн.}$$

По этой формуле заполнена графа 3 упомянутой таблицы.

Давление камня, передаваемое непосредственно на основание:

$$P_s = a_0^2 \cdot \gamma_k \cdot p_s^0 = 1,78^2 \cdot 2,1 p_s^0 = 6,64 p_s^0 \text{ тонн.}$$

Отношение внутреннего периметра ряжевой клетки к площади:

$$\frac{u}{F} = \frac{4 \cdot 1,78}{1,78^2} = 2,25;$$

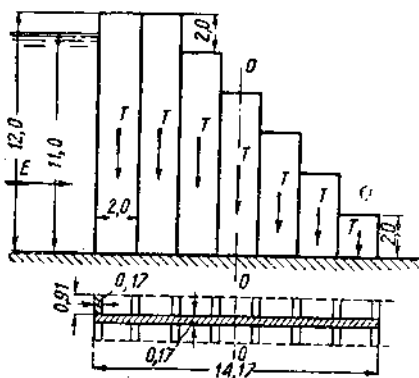


Рис. 28. Схема сечения вертикально-ряжевой плотины.

p_s берем по графику (рис. 216).

Ряж	высотой	12 м	$p_s^0 = 3,40$	т./м ²
"	"	10 "	$p_s^0 = 3,30$	"
"	"	8 "	$p_s^0 = 3,15$	"
"	"	6 "	$p_s^0 = 2,90$	"
"	"	4 "	$p_s^0 = 2,20$	"
"	"	2 "	$p_s^0 = 1,50$	"

Результаты подсчета величины P_s для клеток разной высоты даны в графе 4.

Давление, передаваемое каркасом основанию согласно формуле (16):

$$T = Q_s - P_s + Q_k,$$

вычислено для каждой клетки в графе 5.

Весь расчет ведем для отсека плотины шириной, равной ширине клетки a .

Таблица 7

Результаты подсчета (к примеру расчета вертикально-ряжевой плотины)

Высота ряжевых клеток в м	Вес каменной загрузки в клетке Q_s в т	Вес деревянного каркаса в клетке Q_k в т	$P_s = p_s F_0$	Давление, передаваемое на каркас $T = Q_s - P_s +$ $+ Q_k$, в т	Горизонтальное давление воды E в т
1	2	3	4	5	6
12	79,6	9,1	22,6	66,1	121
10	79,6	9,1	22,6	66,1	
10	66,3	7,6	21,9	52,0	
8	53,1	6,0	20,9	38,2	
6	39,8	4,5	19,2	25,1	
4	26,6	3,0	15,9	13,7	
2	13,4	1,5	10,0	4,9	
Итого	358,4	40,8	133,1	266,1	121

$$\sum_1^n (Q_s + Q_k) = \sum_1^n Q = 399,2 \text{ т.}$$

Проверим плотину на сдвиг.

Коэффициент трения ряжа о скальный грунт согласно данным раздела 6 принимаем $f = 0,5$. Сумма горизонтальных сил, действующих на вырезанный отсек:

$$\sum E = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot 2 = \frac{1 \cdot 11^2}{2} \cdot 2 = 121 \text{ т.};$$

$$k_{сдв} = \frac{\sum(Q)f}{\sum E} = \frac{399,2 \cdot 0,5}{121} = 1,65 > 1,20.$$

Проверку данной плотины на опрокидывание не делаем, так как согласно примечанию 1 табл. 4 коэффициент запаса достаточно велик ($k_{опр} = 5-9$).

Точно так же не делаем и проверку ряжей на перекашивание, поскольку доказано (раздел 6), что при удовлетворении устойчивости на сдвиг она излишня.

Максимальное давление на грунт внутри клетки:

$$\sigma = \frac{P_s}{F} = \frac{22,6}{1,78^2} = 7,15 \text{ т/м}^2 = 0,7 \text{ кг/см}^2.$$

Определим напряжение, передаваемое на постель нижнего венца, и грунт под каркасом ряжа.

Напряжение в нижнем венце, как и передаваемое на грунт под каркасом, определяем по формуле сложного напряжения (17):

$$n = \frac{\sum T}{\Omega} \pm \frac{\sum M_{o-o}}{W},$$

где Ω — площадь постелей во всем отсеке плотины:

$$\Omega = 16\omega_1 + \omega_2 \text{ (рис. 28);}$$

$$\omega_1 = 0,91 \cdot 0,17 = 0,155 \text{ м}^2;$$

$$\omega_2 = 0,17 \cdot 14,17 = 2,40 \text{ м}^2;$$

$$\Omega = 4,88 \text{ м}^2;$$

W — момент сопротивления площади Ω относительно оси $o-o$:

$$W = \frac{J}{l},$$

где J — момент инерции площади Ω относительно оси $o-o$;

l — расстояние до наиболее удаленного волокна; для упрощения принимаем до оси крайней поперечной стенки $l = 7,0 \text{ м}$:

$$J = 4 \left[4 \frac{0,17^3 \cdot 0,91}{12} + 0,155 (7^2 + 5^2 + 3^2 + 1^2) \right] + \frac{14,17^3 \cdot 0,17}{12} =$$

$$= 92 \text{ м}^4;$$

$$W = \frac{92}{7} = 13,1 \text{ м}^3.$$

Так как длина расчетного сечения $L = 14,17 \text{ м}$, т. е. заведомо больше длины бревна, мы не в праве рассматривать расчетное сечение как монолитное и минимальное расчетное напряжение $\sigma_{\min}$ раздел 6, стр. 42, должны из осторожности принять (условно) без учета второго члена с минусом:

$$\sigma_{\max} = \frac{266,1}{4,88} + \frac{185,6}{13,1} = 54,5 + 14,2 = 68,7 \text{ т/м}^2;$$

$$\sigma_{\min} = 54,5 \text{ т/м}^2,$$

т. е. максимальное напряжение на сжатие постели и передаваемое на грунт $\sigma = 6,9 \text{ кг/см}^2$, что много меньше допускаемого на сжатие постели 11 кг/см^2 .

На скальное основание напряжение $\sigma = 6,9 \text{ кг/см}^2$ является вполне допустимым.

Проверим на изгиб бревно наружной стенки под действием горизонтальной силы.

Горизонтальная сила давления от загрузки в ряже, приходящаяся на единицу площади боковой поверхности стенки:

$$p_w = p_s \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Принимаем угол трения для каменной загрузки равным возможному его минимальному значению:

$$\varphi = 35^\circ \text{ (раздел 5);}$$

$$p_w = 0,272 p_s.$$

В нашем ряже на глубине 12 м $p_s = 7,14 \text{ т/м}^2$, $p_w = 0,272 \cdot 7,14 = 1,94 \text{ т/м}^2$.

Сила, действующая на одно бревно:

$$P_w = p_w ah = 1,94 \cdot 2,0 \cdot 0,17 = 0,66 \text{ т.}$$

Максимальный изгибающий момент:

$$M_{\max} = \frac{P_w a}{8} = \frac{0,66 \cdot 2}{8} = 0,165 \text{ тм.}$$

Момент сопротивления сечения бревна:

$$W = \frac{hb^2_{cp}}{6} = \frac{0,17 \cdot 0,217^2}{6} = 0,00133 \text{ м}^3;$$

$$\sigma = \frac{0,165}{0,00133} = 124 \text{ т/м}^2 = 12,4 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$

Усилие, воспринимаемое врубкой в месте пересечения поперечной стенки с наружной (рис. 29), равно опорной реакции бревна (от силы, вызывающей его изгиб), равной $A = P_w = 660 \text{ кг.}$

Врубка бревна поперечной стенки в наружную испытывает следующие деформации: смятие боковых поверхностей поперечной стенки в месте врубки и скалывание по линии cd и $c'd'$ (рис. 29).

Произведем проверку врубки на смятие и скалывание.

При cd и $c'd' = 22 \text{ см}$ и $ed = 9 \text{ см}$ площадь скалывания:

$$F_s = 2 \cdot 9 \cdot 22 = 396 \text{ см}^2.$$

Скалывающее напряжение:

$$\tau = \frac{660}{396} = 1,67 \text{ кг/см}^2 < 8,50 \text{ кг/см}^2.$$

Сминающая сила, действующая на боковую площадку врубки равна:

$$P = \frac{A}{2 \sin \beta},$$

где β — угол расширения врубки.

$$\angle \beta = \arctg \frac{2,5}{22} = 6^\circ 30';$$

$$P = \frac{660}{2 \cdot 0,113} = 2920 \text{ кг.}$$

Площадь смятия состоит из двух боковых торцов, каждый из которых представляет собой часть сегмента, принимаемого для упрощения за трапецию с основаниями $\frac{17}{\cos \beta}$ и $\frac{22}{\cos \beta}$ см и высотой в 4,5 см.

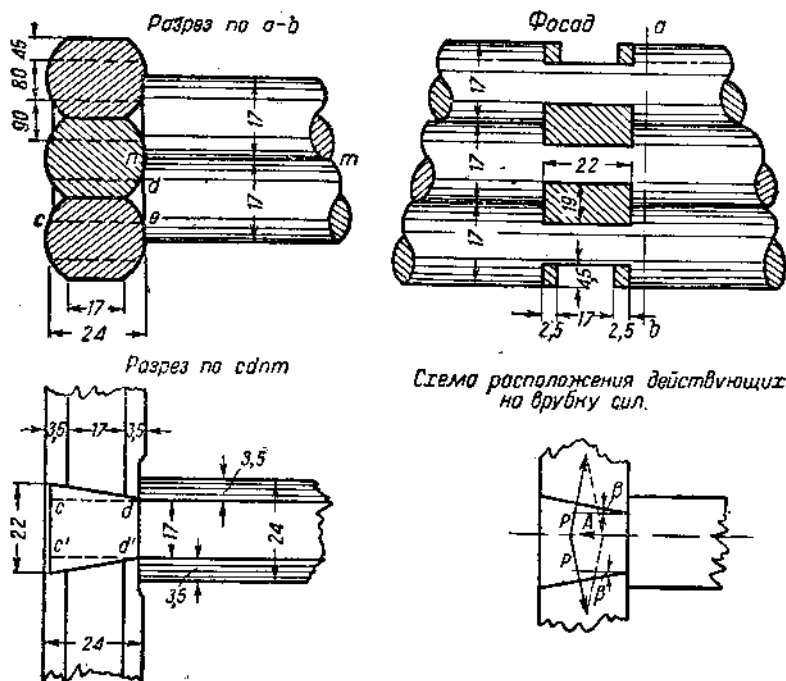


Рис. 29. Схема и конструкция врубки поперечных стен в наружную.

Площадь смятия:

$$F = 2 \cdot 4,5 \frac{17 + 22}{2 \cos \beta} = 177 \text{ см}^2.$$

$$\text{Напряжение на смятие } \sigma = \frac{2920}{177} = 16,5 \text{ кг/см}^2 < 18,0 \text{ кг/см}^2.$$

При больших усилиях и получении напряжения на смятие больше допускаемого надлежит увеличить площадь смятия или путем увеличения диаметра бревна первой продольной стенки (наружной), что дает возможность увеличить длину врубки, или

увеличением диаметра бревен поперечной стенки, что увеличивает высоту врубки.

При достижении максимального стандартного диаметра $d = 31$ см при необходимости увеличить воспринимаемое врубкой усилие можно перейти к врубке с остатком, которая будет работать на скалывание двух боковых щек.

12. РАСЧЕТ АМЕРИКАНСКИХ РЯЖЕЙ

Как уже было упомянуто в разделе 5 „в“, давление сыпучей загрузки американских ряжей можно принимать равным давлению той же загрузки на сплошной ряж тех же размеров, а давление крупной каменной загрузки американского ряжа принимать на 20% больше давления в сплошном ряже.

При загрузке американского ряжа грунтом вертикальное давление на каркас передается нижележащим брусам не по всей длине постели брусьев, как это имело место в сплошном ряже, а лишь на площади пересечения бруса с перпендикулярным ему другим брусом, и таким образом все вертикальное давление загрузки, приходящееся на каркас одной клетки, воспринимается этой незначительной площадкой, где могут получиться весьма значительные напряжения на смятие.

Грунт, находящийся в промежутках между брусьями, является весьма рыхлой массой благодаря пониженной плотности и передавать давление в пролете от верхнего бруса к нижнему не может.

При загрузке же американского ряжа каменной загрузкой у внутренних кромок брусьев всегда образуются заклинивающиеся в общей массе загрузки и между брусьями камни, которые непосредственно опираются на горизонтальные поверхности брусьев и тем самым передают им как часть своего веса, так и давление брусьев вышележащего каркаса. По наблюдениям за загрузкой модели американского ряжа в опытах, проведенных Институтом Водгео, объем заполнявшей промежутки между брусьями заклинивающейся каменной загрузки составлял от 35 до 45% от объема промежутков между брусьями; процент площади соприкосновения камня с брусьями в промежутках мы будем считать пропорциональным проценту объема заполнения промежутков, помноженному на коэффициент порозности камня 0,5, что составляет около 20% площади постели брусьев в пролете.

Таким образом на основании результатов упомянутых выше опытов можно считать, что при каменной загрузке американских ряжей в передаче вертикального давления на нижележащий каркас участвует кроме площади пересечения брусьев еще часть площади брусьев в пролете, которую ориентировочно можно принимать равной 20% площади постели брусьев в пролете клетки.

Обозначив площадь пересечения брусьев через ω , а площадь брусьев клетки в пролетах через Ω , мы будем иметь напряжения на смятие в нижнем венце американского ряжа с загрузкой грунтом $\sigma = \frac{P_t''}{\omega}$, а для американского ряжа с каменной загруз-

кой $\sigma = \frac{P_i''}{\omega + 0,2\Omega}$, где P_i'' определяется по формулам (11) и (12)

в разделе 5 „в“ для высоты H , равной наибольшей высоте ряжа.

Для цифровой иллюстрации напряжений на смятие, получающихся в брусках американских ряжей с каменной загрузкой, приводим таблицу со значениями напряжений на смятие в американском ряже из брусков 20×20 см с размером клеток в свету 2 и 3 м при различных его высотах, а также ряжа с каменной загрузкой при $\gamma = 1,3 \text{ т/м}^3$ из брусков 22×22 см высотой 16 м, примененного на Днепрострое при возведении пере-
мычек.

Таблица 8

Напряжения на смятие в брусках американских ряжей разных размеров

Размер клетки	H в м	Размер брусков	P_s^0	P_s в т	P_t в т	$P_i'' = 1,2P_t$ в т	$\omega + 0,2\Omega$ с.м ²	σ кг/см ²	Приме- чания
2×2	5	0,20×0,20	2,24	13,44	16,56	19,80	2000	9,95	$\gamma = 1,5 \text{ т/м}^3$ $k = 0,19$
2×2	10	0,20×0,20	2,53	15,48	44,52	53,5	2000	26,75	
2×2	15	0,20×0,20	2,64	15,84	74,16	89,1	2000	44,5	
3×3	5	0,20×0,20	2,86	38,60	28,70	34,5	2800	12,3	
3×3	10	0,20×0,20	3,66	49,50	85,50	102,4	2800	36,6	$\gamma = 1,3 \text{ т/м}^3$
3×3	15	0,20×0,20	3,88	52,30	150,28	180,3	2800	64,5	
2×2	16	0,22×0,22	2,64	13,44	69,56	83,5	2244	37,2	

Как видно из таблицы, увеличение размеров клеток с 2 до 3 м увеличивает давление на каркас и напряжение на смятие, а следовательно не может быть признано выгодным.

Величина напряжения на смятие при $H > 10$ м получается больше основного, допускаемого на смятие поперек волокон, — 25 кг/см^2 . Проверка напряжений в американских ряжах, примененных на Днепрострое высотой 16 м с клетками 2×2 м из брусков 22×22 см, дает для них напряжение на смятие $37,2 \text{ кг/см}^2$.

Опыт постройки и работы днепровских, рионских и свирских перемычек показал после разборки их, что остаточных деформаций и сильных смятий как в месте пересечения брусков, так и в пролете клетки не было. Объясняется это тем обстоятельством, что предел упругого смятия дерева при работе ряжей превзойден, повидимому, не был, так как величина его для некоторых пород сосны выше $37,2 \text{ кг/см}^2$, что видно из табл. 9.

Принимая во внимание, что для смятия под шайбами болтов допускается напряжение 45 кг/см^2 , а под хомутами деревянных труб в намокшей древесине до $40—50 \text{ кг/см}^2$, можно для расчета местного смятия бревен в американских ряжах основное допускаемое напряжение повысить с 25 до 45 кг/см^2 .

Пределы упругости на смятие поперек волокон для древесины различных пород

На з в а н и е п о р о д ы	Предел упру- гости при смя- тии поперек волокон в кг/см ²
Сосна черная	81
„ длиннохвойная	117
„ красная	58
„ короткохвойная	92
„ западная белая	57
Ель „Энгельман“	37
„ красная	44
„ приморская	71
„ белая	39

Примечание. По данным Arther Koehir, The properties and uses of wood.

13. ВЛИЯНИЕ РАЗМЕРОВ БРЕВЕН И КЛЕТОК НА ПРЕДЕЛЫ ДОПУСКАЕМЫХ НАПОРОВ В ВЕРТИКАЛЬНО-РЯЖЕВЫХ ПЛОТИНАХ

Напряжения на изгиб в бревнах наружной стенки, как было показано в разделе 11, очень незначительны и не могут влиять на допускаемую высоту плотины. Расчет врубки продольных стен в наружную на смятие и скалывание даст напряжения меньше допускаемых; кроме того эти напряжения при необходимости могут быть уменьшены соответственным увеличением размеров врубки.

Таким образом единственным видом деформации стенок ряжа, определяющим необходимые размеры бревен или предельную высоту плотины при максимальном стандартном диаметре выбранной древесины $d = 31$ см, следует считать напряжения сжатия постелей в венцах стенок.

На основании данных в графе 3 табл. 3 можно сказать, что высота в 18 м плотины из простых ряжей еще не лимитируется деформациями сжатия бревен венцов. По данным этой графы построены на рис. 30 кривые зависимости $\sigma = f(h)$; по кривым можно сделать вывод о приблизительной высоте плотины, при которой в венцах достигается предельное напряжение на сжатие $\sigma = 8,0 - 11,0$ кг/см² (табл. 5 и 6 в разделе 10). Для клеток 2×2 м эти пределы достигаются при высотах плотины в 20—24 м, при клетках 3×3 м эти высоты соответственно равны 13,5—17,0 м.

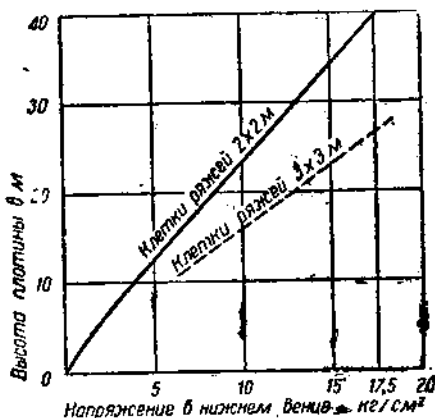


Рис. 30. График величины напряжения на сжатие постелей в зависимости от напора.

Таким образом увеличение размеров клеток, как видно из рис. 30, несколько снижает предельный напор, оставляя его все же достаточно большим.

Применение ряжей полуамериканской рубки дает уменьшение общей величины давления на каркас P'_1 , которая при размерах клетки 2×2 м и изменении высоты H с 2 до 15 м составляет от 50 до 80% от величины P_1 давления на каркас из сплошных ряжей (рис. 16 и табл. 2 в разделе 5); таким образом при устройстве последних венцов продольных стенок из сплошной рубки мы имели бы в основании полуамериканских ряжей давление на основание, меньшее по сравнению с таким же в сплошных ряжах.

Однако вследствие уменьшения площади сжатия венцов в два раза напряжение в венцах стенок в полуамериканских ряжах будет на 20—40% больше, чем в сплошном ряже при той же высоте и размерах клеток, и пределы допускаемых напоров при применении максимального размера стандартного бревна $d = 31$ см будут примерно в 1,5 раза меньше, чем упомянутые выше пределы, выведенные для ряжей сплошной рубки, т. е. приблизительно 13—16 м для ряжей с клетками 2×2 м и 9—11 м для ряжей с клетками 3×3 м.

Остановимся еще на высоте плотин или перемычек из американских (сквозных) ряжей. Предель высоты их определяется условием смятия нижних брусьев. Приняв предельное напряжение на смятие (раздел 12) $\sigma_{\perp} = 45$ кг/см², мы на основании данных табл. 8 можем сделать приблизительные выводы о возможных высотах для рубки американских ряжей с каменной загрузкой размером клетки 2×2 м. При применении брусьев или бревен с постелью 20×20 см и загрузке крупным камнем с весом $\gamma = 1,5$ т/м³ предельное допускаемое напряжение на смятие достигается уже при высоте 15 м, а при размере клетки 3×3 м — при высоте 12 м. Увеличение размеров постели смятия до 30 см при той же загрузке дает предельное напряжение на смятие при напоре уже в 22 м. Следует отметить, что приведенные пределы высот американских ряжей не могут приниматься за строго точные цифры и дают лишь ориентировочное представление о влиянии на допускаемые высоты размеров брусьев и клетки при загрузке весом 1,5 т/м³ и принятом напряжении на смятие 45 кг/см². Изменение одного из упомянутых факторов сразу же изменяет и приведенную цифру предельного напора. Объемный вес камня зависит от породы камня, его формы и крупности (вследствие изменения порозности) и должен в каждом случае определяться опытным путем.

ЧАСТЬ II

НАКЛОННО-РЯЖЕВЫЕ ПЛОТИНЫ

Глава IV

ОПИСАНИЕ И ОЦЕНКА КОНСТРУКЦИЙ НАКЛОННО-РЯЖЕВЫХ ПЛОТИН

14. СХЕМА КОНСТРУКЦИИ И ТИПЫ НАКЛОННО-РЯЖЕВЫХ ПЛОТИН

Наиболее распространенным типом водоподпорных сооружений из дерева являются разборчатые (водоспускные) плотины из вертикальных ряжей с предельными для них напорами до 5—6 м, определяемыми условиями работы наиболее нагруженных их частей, как это было освещено во введении к настоящей работе. Этого типа плотин как хорошо известных и довольно подробно разработанных как с точки зрения конструкции, так и расчета мы в настоящей работе не касаемся.

Для создания более высокого, чем 5 м, напора для глухой водохранилищной плотины может быть применена конструкция из вертикальных ряжей, загруженных камнем, со специальным водоспуском в теле плотины, пример которой был приведен в разделе 3. Конструкция деревянной водосливной плотины может быть осуществлена или из вертикальных ряжей (освещенных в главе I настоящей работы) или из наклонных ряжей, решающих вопрос о водосливной конструкции в некоторых отношениях лучше вертикальных ряжей.

Наклонно-ряжевая водосливная плотина состоит из взаимно перпендикулярных, наклоненных под углом 45° к горизонту продольных стенок, называемых „наклонными“, и „вертикальных“ поперечных стенок, срубленных из бревен, наклоненных под углом 45° к горизонту (рис. 31).

Оси образованных клеток совпадают с направлением гидростатического давления воды и наклонены под углом 45° к горизонту. Напорная и сливная грани плотины взаимно перпендикулярны и расположены также под углом 45° к горизонту. Основание плотины для улучшения условий устойчивости или обделывается

уступами или состоит из бетонных полос в ройках скалы, в которые втапливаются стены.

В низовой части плотины устраивается упорный гусек из бетона.

Такое расположение клеток плотины дает возможность достичь:

1) значительного улучшения условий устойчивости плотины как на опрокидывание, так и на сдвиг по сравнению с конструкцией водосливных вертикально-ряжевых плотин;

2) наиболее рационального использования дерева ввиду наиболее выгодных условий работы стенок по отношению к направлению действующих сил;

3) легкой возможности придания плотине формы водослива с низовой гранью, соответствующей форме переливающейся струи (практического сечения), с улучшением условий сопряжения струи с нижним бьефом;

4) отсутствия косых пересечений при рубке ряжей, более легких условий сборки (по наклонной плоскости) и лучших условий сохранности древесины от гниения благодаря применению особой диафрагмы в теле плотины.

Форма сечения наклонно-ряжевой плотины делает ее применимой главным образом для устройства водосливных плотин, хотя не исключена возможность ее работы и как глухой плотины, но со специально устроенным водоспуском или в устоях ее или сбоку. Устройство водоспуска в теле самой плотины неудобно из-за конструктивных соображений (пересечение врубок под углом 45° и неудобство маневрирования с затворами такого водоспуска ввиду плохой доступности его начала).

Вопросы о влиянии грунта основания плотины на конструкцию ее и допускаемые напоры, а также влияния размеров клетки и бревен на предельные напоры подробно освещены ниже в разделах 23 и 26.

Здесь мы ограничимся лишь указанием, что более приемлемым для наклонно-ряжевых плотин является скальное основание, а предельные напоры для нее в зависимости от размеров клеток колеблются от 10 до 18 м.

После краткого знакомства со схемой конструкции наклонно-ряжевых плотин перейдем к более подробному рассмотрению их конструкций.

Первая из описанных конструкций — наклонно-каркасная плотина на р. Блумфельд — является как бы прототипом идеи современной наклонно-ряжевой плотины. Следующие два примера плотин из наклонно-ряжевой „кладки“ представляют собой промежуточную стадию развития идеи, приведшей к конструкции

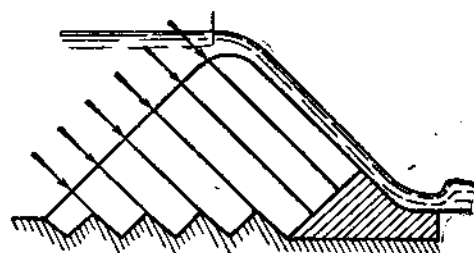


Рис. 31. Схема поперечного сечения наклонно-ряжевой плотины.

современной наклонно-ряжевой плотины, примером которой является конструкция Шаваньской водосливной плотины, описанная в разделе 16.

Применение идеи наклонно-ряжевой конструкции к водосливам малого напора дало пример облегченной конструкции, примененной на р. Выг (раздел 18). Наконец развитие идеи наклонно-ряжевой конструкции в применении ее к мягким основаниям нашло свое отражение в проекте плотины на р. Свирь, описанном в разделе 19.

15. ПРИМЕРЫ НАКЛОННО-РЯЖЕВЫХ ПЛОТИН ИЗ АМЕРИКАНСКОЙ ПРАКТИКИ

а) Плотина на р. Блумфельд в Калифорнии¹

Плотина, поперечный разрез которой показан на рис. 32, была построена в 90-х годах прошлого столетия в Калифорнии компанией „Блумфельд“.

Плотина — глухая, водоудержательная, построена с целью образования водохранилища для питания водой лотков и каналов, подводящих воду к месту разработки руды на расстояние около 73 км.

Представленную на чертеже „наклонно-каркасную“ плотину можно рассматривать как прототип идеи наклонно-ряжевой плотины, наиболее совершенный тип которой, примененный на Беломорско-Балтийском водном пути, описан в разделе 16.

Основные данные, характеризующие рассматриваемую плотину, сводятся к следующему.

Максимальный горизонт верхнего бьефа — 19,8 м; минимальный — 2,3 м.

Объем водохранилища, соответствующий максимальному горизонту верхнего бьефа, — 17×10^5 м³.

Грунт в основании — скала.

Тело плотины срублено из кедровых бревен от 50 до 75 см в диаметре, соединенных вполдерева и скрепленных болтами диаметром 18—25 мм.

Брусья, составляющие каркас плотины, разделяют тело ее на ряд сквозных клеток размером в свету от $2,3 \times 2,3 \times 1,2$ м у напорной грани до $3,3 \times 3,3 \times 1,2$ м у низовой, заполненных гранитными кусками различной величины.

По горизонтальным брусам клеток уложен сплошной настил из бревен диаметром около 15 см, передающий вес загрузки на основание частично посредством наклонных и вертикальных брусев каркаса, частично через нижележащие слои каменной загрузки. Гидростатическое давление воды воспринимается в основном деревянным каркасом, покрытым с напорной стороны сплошным настилом из сосновых досок.

¹ В. Реутовский, Гидравлический способ разработки золотых россыпей. „Вестник золотопромышленности и горного дела вообще“ № 9, 1893.

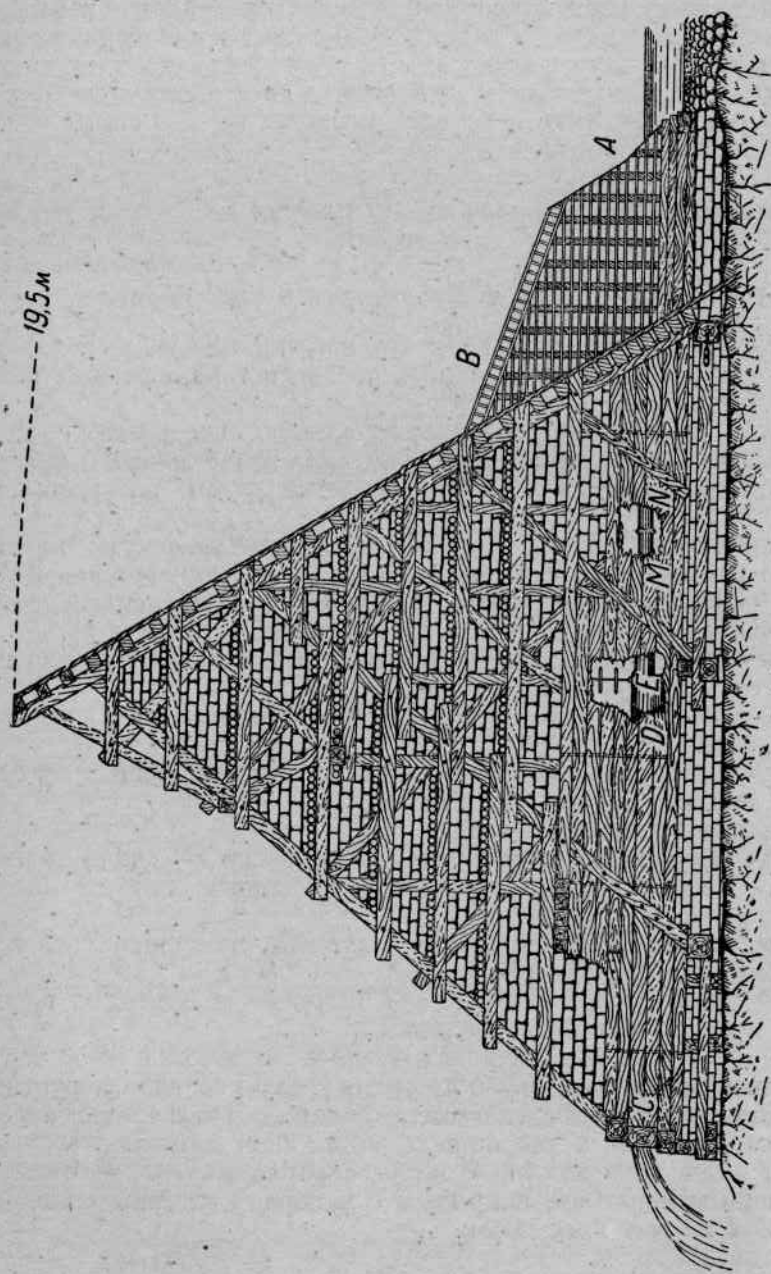


Рис. 32. Поперечное сечение плотины на р. Блумфельд.

В водоспуске *A—B* (рис. 32), пристроенном к телу самой плотины и сложенном из 7,5-см брусьев, оставлены для выпуска воды 10 небольших отверстий размером каждое около 150 см². Из этих отверстий вода поступает в особый резервуар (на рис. 32 не показан), а затем в трубу *ODMN*, уложенную на бетонном основании.

Труба закрывается щитом *E*, поднимаемым посредством особых стержней системой зубчатых колес.

Имеющиеся в нашем распоряжении и приведенные в данном описании сведения об этой плотине явно недостаточны для того, чтобы составить себе полное представление о ее работе в условиях эксплуатации, а тем более для того, чтобы критически

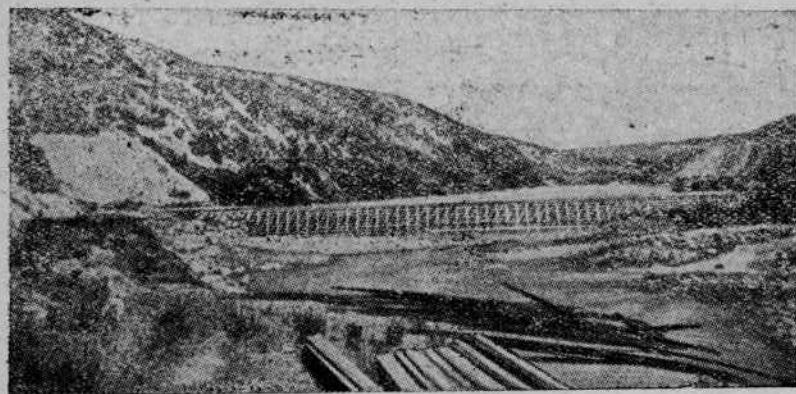


Рис. 33. Общий вид плотины на р. Бир с нижнего бьефа.

оценить примененные конструкции отдельных частей и плотину в целом. Но из упомянутой выше статьи инж. Реутовского видно, что в дальнейшем плотина была заменена каменной лишь потому, что возникла необходимость в увеличении объема водохранилища (новая плотина имела высоту около 30 м).

Надо полагать поэтому, что достаточный период времени рассматриваемая плотина работала, повидимому, вполне удовлетворительно.

б) Плотина на р. Бир¹

Рассматриваемая плотина была построена в 1889 г. с целью орошения долины р. Бир, расположенной в северо-восточном направлении от Великого соленого озера.

На рис. 33 показан общий вид сооружения; поперечный разрез его и частично продольный показаны на рис. 34.

Плотина имеет 113 м в длину, высота ее — 5,36 м. Грунт в основании — скала. Ширина плотины понизу, включая сливной

¹ „Engineering News“, Vol. XXXV, May 1896, p. 83—84.

пол,—11,6 м. В поперечном сечении плотина представляет собой прямоугольный треугольник с прямым углом у оголовка. Напорная грань плотины имеет уклон 1:2, а низовая — 2:1. Тело плотины состоит из наклонно-ряжевой кладки из сквозных брусчатых ряжей, заполненных камнем (с размерами брусьев 25×30 см). Продольные брусья ряжа (по направлению течения реки) уложены под углом 27° к горизонту, а поперечные — перпендикулярно к продольным (параллельно напорной грани).

С целью более простого и надежного сопряжения плотины с основанием пять нижних рядов брусьев уложены горизонтально. Брусья нижнего горизонтального ряда прикреплены в четырех местах к скалистому дну болтами.

Сливной пол длиной 2,4 м состоит из двух рядов 75-мм досок, уложенных на выступающих в сторону нижнего бьефа концах брусьев нижнего горизонтального ряда ряжа.

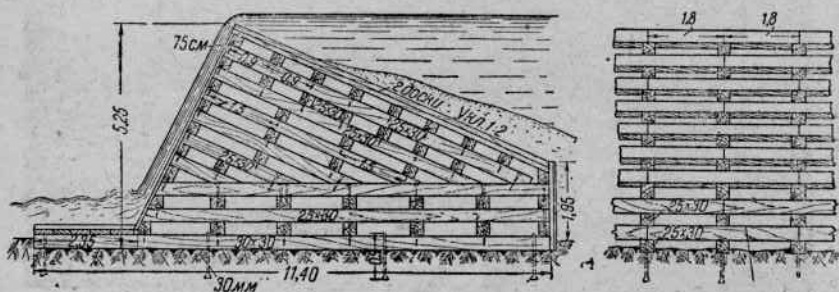


Рис. 34. Поперечное сечение и фасад плотины на р. Бир.

На протяжении около 38 м в середине русла реки дощатый настил заменен брусчатым размером брусьев 25×30 см.

Расстояние в одном ряду между осями поперечных брусьев ряжа колеблется от 0,91 м в двух верхних рядах до 1,52 м в остальных. Расстояние между осями продольных брусьев везде одинаково — 1,83 м.

С напорной стороны ряж покрыт двойным настилом из 50-мм досок, по которому уложен для уменьшения водопроницаемости толстый слой глины. С низовой стороны сделан одинарный настил из таких же досок. На протяжении 1,95 м от дна напорная грань отвесна и состоит здесь из одного ряда досок тех же размеров.

Плотина в описанном виде работала вполне удовлетворительно около двух лет. В начале 1891 г. в основании плотины у правого берега на длине около 30 м обнаружен был сильный подмыв, имевший местами глубину до 4,5 м. В этом месте скала при возведении плотины не была очищена от покрывающего ее слоя гальки и валунов, что и явилось причиной частичного разрушения плотины. Но это обстоятельство не умаляет конечно достоинств этой плотины, выражающихся главным образом в простоте устройства ее и небольшом количестве расходуемой дре-

весины по сравнению с обычными вертикальными сплошными ряжами.

Сильно изнашиваемыми элементами этой плотины являются обшивка низовой грани и сливной пол, подверженные одновременно действию падающей струи и больших скоростей движения воды по ним.

Увеличение высоты такой плотины потребовало бы принятия следующих мер:

- 1) усиления низовой обшивки,
- 2) усиления конструкции сливного пола;
- 3) устройства искусственной шероховатости сливного пола;
- 4) придания низовой грани очертания, соответствующего форме падающей струи.

Эти мероприятия могут в зависимости от высоты плотины и условий эксплуатации комбинироваться в том или ином порядке и количестве, но полное их сочетание наряду с общим усилением конструкции самого тела плотины потребует, судя по опыту Выгостроевской плотины на Беломорско-Балтийском канале, лишь при высоте плотины около 9 м и более.

в) Плотина на р. Коннектикут¹

Показанная в левой части поперечного сечения (рис. 3) плотина была выстроена в 1849 г. на р. Коннектикут для гидростанции Голиок в штате Массачусетт США для снабжения энергией некоторых предприятий бумажной промышленности Голиока.

Плотина имеет свыше 300 м в длину, высота ее — 9,15 м, ширина плотины понизу — 27,5 м. Верховая грань плотины имеет уклон 3:1, низовая грань — вертикальна.

Плотина была возведена на скалистом основании и состоит из сквозных брусчатых ряжей размерами брусьев 30×30 см. Размеры клеток ряжей в свету 1,52×1,52 м.

Принятое очертание низовой грани плотины и отсутствие крепления русла в нижнем бьефе способствовали постепенному размыву скалы, вызвавшему разрушение плотины, отдельные брусья которой с низовой стороны вырывались образовавшимся вихревым потоком. Через 21 год со времени сооружения плотины выбоина в скале достигла глубины 6 м.

Необходимо отметить, что в течение всего периода своей работы (21 год) плотина не ремонтировалась; только в 1870 г. был произведен капитальный ремонт плотины с возведением в выбоине в предупреждение дальнейшего размыва сливной части из вертикальных ряжей (рис. 3 справа), более подробное описание которой было приведено в разделе 2. С дополнительной водосливной частью плотина существовала еще 25 лет, прослужив в общем 46 лет.

¹ „Engineering News“, Vol. XXXVII, May 1897, p. 242—293.

16. НАКЛОННО-РЯЖЕВАЯ ПЛОТИНА ВЫСОКОГО НАПОРА НА СКАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ

(Шаваньская плотина)

Примером высоконапорной наклонно-ряжевой плотины на скальном основании может служить построенная на Беломорско-Балтийском канале им. Сталина Шаваньская водосливная плотина, тип которой был предложен и разработан инж. К. М. Зубриком.

Роль и назначение Шаваньской плотины сводятся в основном к следующему: 1) пропускать весь сток р. Выг, предварительно зарегулированный водохранилищем озера Выг и Надвоицким

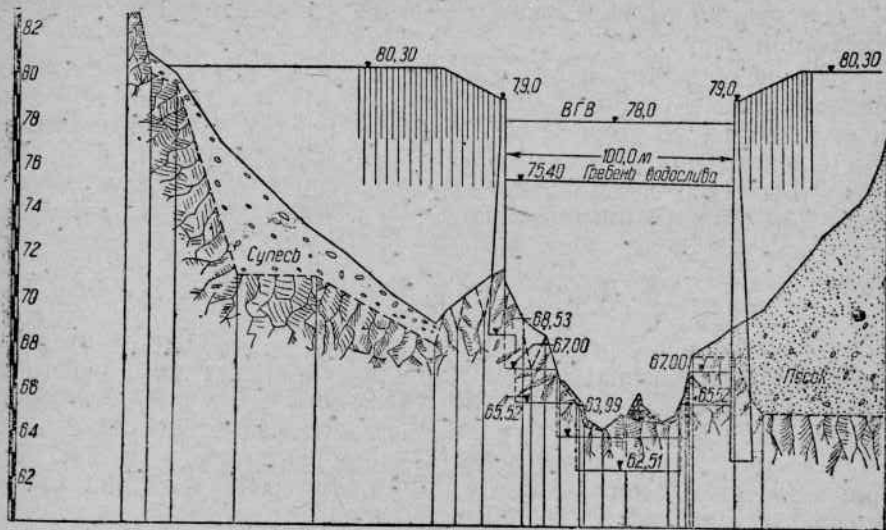


Рис. 35. Разрез по оси Шаваньской плотины.

водосбросом; 2) поддерживать горизонт верхнего бьефа на отметке, соответствующей требованиям судоходства.

Эти положения наравне с относительным расположением других элементов, входящих в состав Шаваньского узла (глухая земляная плотина, двухкамерный плюз и сопрягающие дамбы), вполне определили расположение плотины.

Плотина расположена на левом рукаве р. Выг, представляющем собой небольшой порожистый проток (Печки), в наиболее узкой части долины таким образом, что ось ее (плотины) почти перпендикулярна к направлению течения. Такое расположение плотины обеспечивает спокойный подход воды к водосливу, а значительная ширина русла определяет скорость в нем не выше 0,75 м/сек.

Вода от водослива направляется в основном к левому берегу, где производит подмыв мягких грунтов русла, что является благоприятным фактором в отношении сохранения от подмыва острова в сторону расположения плюза.

Плотина расположена на гребне диабазовых пород, пересекающем русло протока Печки в поперечном направлении (рис 35). Левый берег имеет пониженную отметку скалы, а правый — повышенную по сравнению с отметкой скалы в русле. На окончательный выбор места расположения оси плотины повлияло также желание использовать возвышающийся над поверхностью левого берега выступ диабаз, который был включен в тело левого устоя.

Отметка гребня водослива — 75,40. Наинизшая отметка скалы основания — 62,51; таким образом наибольшая высота тела плотины 12,89 м.

Максимальный расход, пропускаемый водосливом, $Q_{\max} = 800 \text{ м}^3/\text{сек}$; толщина переливающегося слоя при принятом для кригеровского профиля коэффициенте расхода 0,463 — 2,57 м. Минимальный расход $Q_{\min} = 84,94 \text{ м}^3/\text{сек}$ при толщине переливающегося слоя 0,63 м.

Ледоход происходит при $Q = 300 \text{ м}^3/\text{сек}$ с толщиной переливающегося слоя 1,42 м.

Отметка наивысшего горизонта верхнего бьефа (при $Q_{\max} = 800 \text{ м}^3/\text{сек}$) — 78,00 м. Отметка наинизшего горизонта верхнего бьефа (при $Q_{\min} = 84,94 \text{ м}^3/\text{сек}$) — 76,03 м. Отметка среднего горизонта верхнего бьефа (при $Q = 300 \text{ м}^3/\text{сек}$) — 76,76 м.

Отметка нижнего бьефа при горизонте верхнего бьефа 78,00 — 65,45 м. Отметка нижнего бьефа при горизонте верхнего бьефа 76,76 — 66,66 м.

Шаваньская наклонно-ряжевая плотина состоит из следующих основных частей:

- 1) водослива ряжевой конструкции;
- 2) двух береговых устоев, сопрягающихся с земляными дамбами;
- 3) водоспускной трубы в правом устое;
- 4) земляного понура;
- 5) водобойной части.

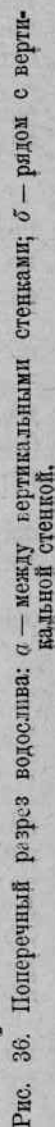
Тело водослива представляет собой ряж со сплошными стенками, причем отличие этого ряжа от обычного заключается в том, что поперечные (относительно направления течения) стенки его расположены под углом 45° к горизонту, а продольные стенки (по течению) вертикальны. Бревна первых стенок, названных наклонными, направлены параллельно оси плотины, а в вертикальных стенках бревна расположены под углом 45° к горизонту (рис. 36).

Такое расположение венцов дает ряд ценных преимуществ по сравнению с расположением их в обычных ряжах, сводящихся в основном к следующему:

- 1) высокий коэффициент использования древесины благодаря весьма выгодным условиям работы плотины в отношении направления действующих сил;
- 2) легкая возможность придать гребню водослива очертание, соответствующее форме переливающейся струи;
- 3) простота изготовления напорной (непроницаемой) и низовой (проницаемой) обшивок;

Все бревна ряжей стесаны на два канта; диаметры отдельных бревен в зависимости от расчета различны в разных зонах, но

Все бревна ряжей стесаны на два канта; диаметры отдельных бревен в зависимости от расчета различны в разных зонах, но



76

Бревна вертикальных стенок поставлены комлем вниз, что соответствует характеру изменения по высоте напряжений продольного сжатия, имеющих наибольшие значения в нижних зонах вертикальных стенок плотины.

Врубки в месте перекрестного сопряжения венцов внутри ряжа имеют глубину в 4,5 см при высоте 9 см; ширина площадки врубок зависит от ширины перекрещивающихся бревен и имеет не менее 18 см. Перекрестное сопряжение внутри ряжа произведено следующим образом: бревно опилено на два канта с образованием высоты в 18 см; в месте врубок бревно стесывается еще на 4,5 см со стороны каждого канта и имеет таким образом толщину 9 см. Длина врубки равна диаметру нижнего венца (рис. 37).

Примыкание венцов вертикальной стенки к нижней наклонной стенке, лежащей на переднем зубе, показано на рис. 38.

Примыкание венцов вертикальной стенки к наружной наклонной стенке в пределах прямолинейной части сливной грани показано на рис. 39.

На рис. 40 показано расположение врубок на криволинейной части водослива. Брус *a* сопрягает обшивку напорной грани плотины с первым фасонным брусом 1 (рис. 41) оголовка и врубкой соединяется с бревном вертикальной стенки. Бревно *б*, поддерживающее следующий фасонный брус оголовка, сопрягается врубкой с бревном *в* (рис. 40). Стыки брусьев *a* и 1 представляют достаточно сложное соединение и показаны на рис. 41.

Соединение бревен между собой в торцах как в вертикальных, так и в наклонных стенках ряжа произведено простым стыком в гребень длиной 10 см; постановка одного стыка непосредственно под другим не допускалась.

Стыки бревен наклонных стенок расположены по середине клетки и в пределах одного ящика не чаще, чем через два венца.

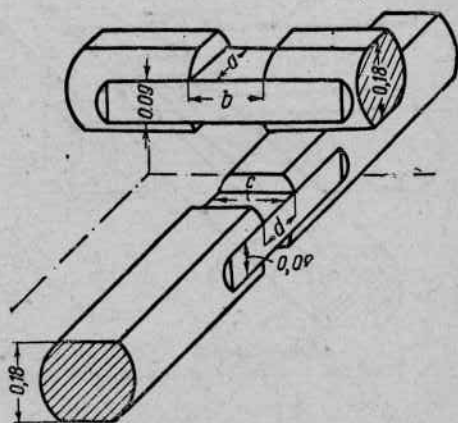


Рис. 37. Перекрестное сопряжение венцов внутри ряжа.

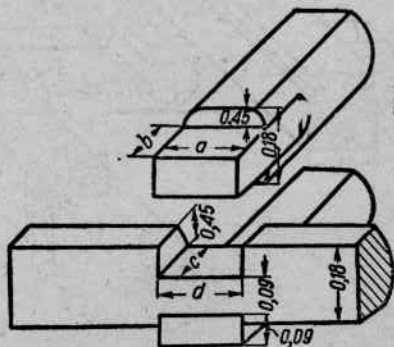


Рис. 38. Примыкание венцов вертикальной стенки к нижней наклонной стенке.

Напорная грань плотины осуществлена в виде плоскости, наклоненной под углом 45° к горизонту, и состоит из трех слоев (рис. 42). Нижний слой состоит из брусьев толщиной 12 см

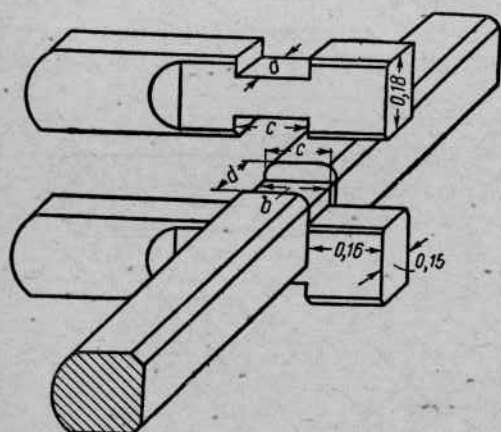


Рис. 39. Примыкание бревен вертикальной стенки к наружной наклонной стенке.

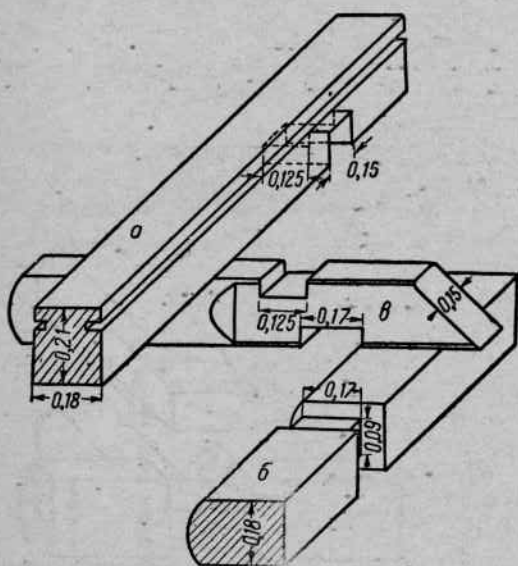


Рис. 40. Расположение врубок на криволинейной части водослива.

связанных между собой шпунтом в рейку и прибитых вдоль водослива к венцам стенок ряжа ершами по два в каждом пересечении со стенкой ряжа. Стыки брусьев сделаны в шпунт и поставлены на расстоянии $\frac{1}{4}$ пролета между двумя стенками ряжа. Стык против стыка поставлен не чаще, чем через два бруса. Из шести рядом лежащих брусьев в каждом пролете стыкается не более двух, причем один из них расположен по одну сторону, а другой — по другую сторону от середины пролета.

Средний слой обшивки напорной грани состоит из двух слоев просмоленного толя, имеющих своим назначением придать нижнему настилу должную водонепроницаемость.

Верхний слой обшивки напорной грани состоит из брусьев такого же размера, что и нижний, только без прищипунктовки, но с прифужкой кромок. Стыки сделаны так же, как и в нижнем слое. Брусья прибиты проволочными гвоздями длиной 200 мм. Торцы брусьев, выходящие на гребень водослива, обтесаны и обстроганы по лекалу после прошивки их на месте.

Низовая грань плотины по характеру своего очертания делится на две части: нижняя часть представляет собой плоскость, наклоненную к горизонту под углом 45° , а верхняя часть — от места сопряжения с нижней до гребня водослива — является

поверхностью параболического вида, очерченной по кривой Кривера. Нижним слоем обшивки низовой грани в обеих ее частях служит крайняя наклонная стенка ряжа, которая срублена из бревен, окантованных на три канта. Бревна крайней наклонной стенки в пределах верхней (криволинейной) части низовой грани имеют индивидуальную окантовку. Крайняя наклонная стенка

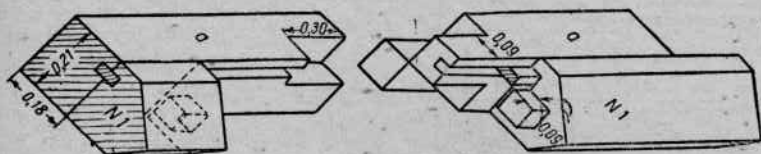


Рис. 41. Стыки бревен а и № 1.

ряжа, являющаяся нижней частью низовой грани, срублена с остатком путем пропуска насквозь торцов бревен вертикальной стенки, удерживающих бревна наклонной стенки от вырывания.

Второй слой обшивки низовой грани в пределах прямолинейного участка состоит из 16-см брусьев, уложенных поперек бревен наклонной стенки между остатками и прибитых глухарями к нижнему слою обшивки. Для этой цели ребра остатков вертикальных стенок соответственно обработаны и спилены заподлицо с брусьями верхней обшивки.

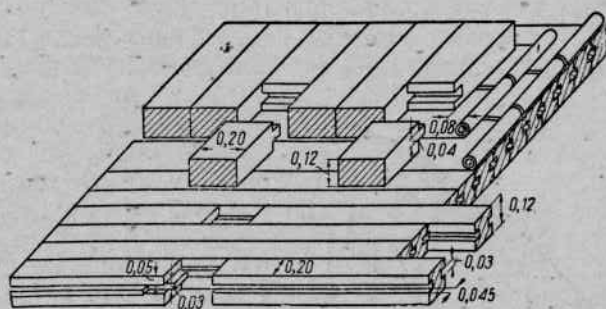


Рис. 42. Устройство настила напорной грани.

Стыки брусьев верхней поперечной обшивки расположены не реже чем через 4 м и сделаны с небольшим зазором.

В зазоре во избежание значительных сжимающих усилий помещается клиновидная прокладка из ели или осины (рис. 43). В месте сопряжения верхней обшивки с низовым упором уложен брус а; в зазоре между ним и нижними брусьями обшивки также помещается мягкая клиновидная прокладка (рис. 44).

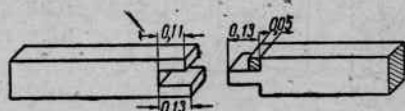


Рис. 43. Стык брусьев низовой поперечной обшивки.

В месте сопряжения криволинейного участка низовой грани с прямолинейным поставлен железный уголок, удерживающий концы брусчатой обшивки от вырывания. Уголок скреплен с рельсами, проложенными по гребню плотины.

На криволинейном участке низовой грани верхний слой обшивки сделан из коротких брусков длиной 2,94 м индивидуального очертания. Эти бруски вставлены между остатками бревен вертикальных стенок ряжей, но в отличие от верхней обшивки они проложены по направлению бревен наклонной стенки, т. е.

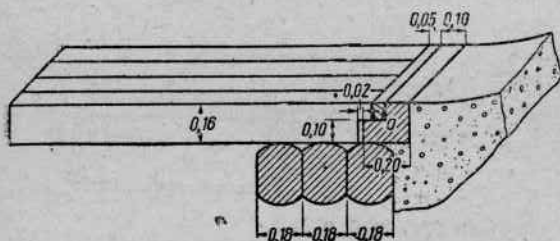


Рис. 44. Детали упора в бетонный гусек брусьев низовой обшивки.

поперек течения. Бруски прибиты ершами к нижнему слою обшивки и удерживаются рельсами.

Оголовок плотины обшит короткими брусками, что придает ему большую жесткость и кроме того облегчает ремонт обшивки,

подверженной по сравнению с другими частями плотины наибольшему изнашиванию (рис. 45).

На гребне плотины установлены рельсы при расстоянии между их осями 1,05 м. Таким образом на каждый ящик приходится по два ребра из рельсов (рис. 46). Рельсы имеют своим назначением воспринимать удары плавающих тел (главным образом льда), предохраняют гребень от истирания и увеличивают его жесткость.

Низовой бетонный упор. Для плавного сопряжения струи на водобое, а также для увеличения устойчивости плотины на сдвиг по всей длине плотины от устоя до устоя устроен низовой бетонный упор, сопрягающийся со скалой основания (рис. 36).

Упор скреплен со скалой анкерами из 20-мм круглого железа, втиснутыми на 1 м в скалу и на 1 м в тело упора. Анкера поставлены конструктивно — по два на каждые 1,05 м упора (рис. 36).

Основание плотины. Подготовка основания плотины состояла из трех стадий работ. Прежде всего сняты были валуны, слой мягкого грунта и слой сильно трещиноватой скалы. В

отношении фильтрации сильная трещиноватость представляла опасность лишь по линии сопряжения обшивки напорной грани с основанием. В этом месте устроен бетонный зуб, под которым в пределах зоны с сильной трещиноватостью произведена цементация. В остальной части основания трещиноватость не представляет опасности, если прочность самой скалы достаточна для

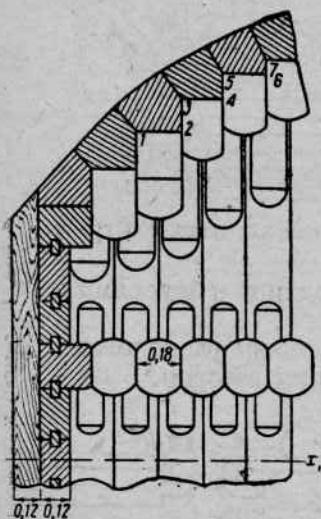


Рис. 45. Разрез по оголовку.

восприимчивости давления от водослива. Давление фильтрующей с нижнего бьефа сквозь низовую грань воды вводится в статический расчет.

В основании плотины под ряжевой частью водослива устроены горизонтальные площадки, по которым проделаны канавки в

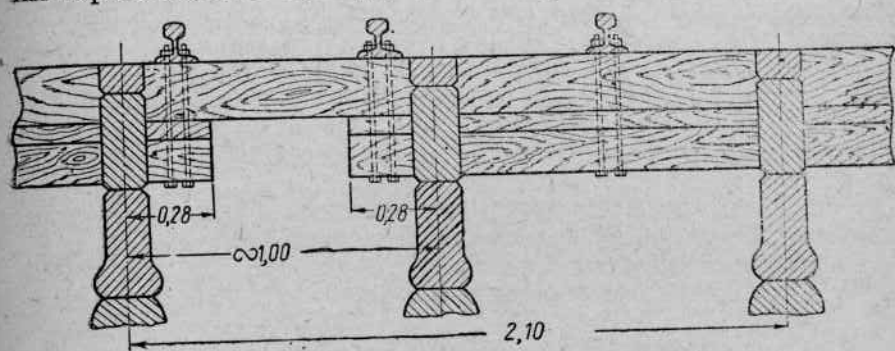


Рис. 46. Оголовок (разрез по оси плотины).

скале в местах, где опираются нижние венцы наклонных стенок и выступающие торцы венцов вертикальных стенок (рис. 36).

Разработка скалы для образования горизонтальных площадок производилась до отметки, определяемой строением самой скалы

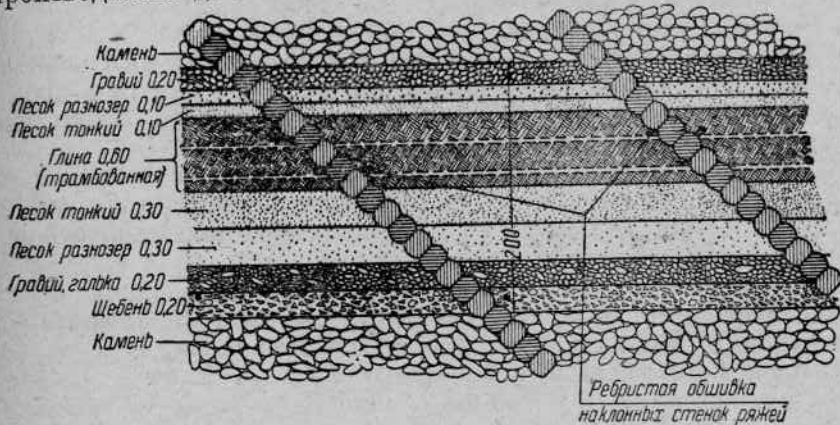


Рис. 47. Деталь устройства фильтра.

и прекращалась на том уровне, где масса скалы уже не поддавалась холодной разработке.

Диафрагма. В целях предохранения внутренних деревянных частей водослива от гниения при соприкосании с воздухом предусмотрено полное затопление водослива водой с изгнанием воздуха, что достигнуто путем устройства горизонтального антифильтрационного слоя (диафрагмы), высотное расположение которого определено расчетом на прочность и сдвиг венцов низовой стенки (рис. 47).

Для заполнения плотины водой в гребне ее устроены специальные отверстия *А*, а для вывода излишней воды — отверстия *В* (рис. 36). Эти отверстия укреплены цилиндрическими втулками из оцинкованного железа; диаметр отверстий — 10 см.

Для вывода в нижний бьеф воды из нижней (под диафрагмой) части каменной загрузки устроены отверстия *Д* в низовом бетонном упоре (рис. 36).

Поступающая через отверстия *А* вода распространяется по телу плотины посредством сделанных в наклонных стенках отверстий *В* в виде квадратных дыр. Эти отверстия устроены между двумя соприкасающимися венцами наклонных стенок по два на каждый пролет.

В сливной грани ниже диафрагмы устроены круглые ($d = 10$ см) отверстия *Г* по три на каждый пролет (рис. 36).

Отверстия *А* сделаны по одному по середине пролета между двумя вертикальными стенками, а отверстия *В* — по два в каждом пролете.

Наличие антифильтрационного слоя создает условия, при которых плотина получает большую устойчивость на сдвиг; кроме того напор воды внутри ряжа разделяется на две части, что значительно уменьшает внутренний распор.

Верх водонепроницаемого слоя фильтра расположен на отметке не ниже 70,00. Нижний слой фильтра (мелкий камень или крупный щебень) в малых сечениях водослива расположен не ниже нижнего венца второй наклонной стенки ряжа от сливной грани.

Запроектированный в диафрагме водонепроницаемый слой из трамбованной глины (показанный на рис. 47) был при производстве работ заменен слоем торфа ввиду полного отсутствия глины в месте постройки плотины.

Противофильтрационное уплотнение верховой обшивки. С верховой стороны под водосливом сделано специальное антифильтрационное уплотнение для сопряжения с водонепроницаемой верховой обшивкой напорной грани (рис. 36). Уплотнение имеет следующее устройство: по всей площади обеих граней переднего бетонного зуба устроена постель, по которой на горячем гудроне положен просмоленный войлок.

Войлок прижимается к бетонному зубу со стороны верхнего бьефа с весом верхней напорной обшивки, прижатой специально уложенным брусом 20×15 см, скрепленным с телом зуба болтами $d = 20$ мм и $l = 70$ см (рис. 36). Со стороны, обращенной к нижнему бьефу, войлок прижат наклонной стенкой ряжа.

Гашение скоростей в нижнем бьефе. Для гашения больших скоростей в нижнем бьефе непосредственно за низовым упором устроен водобойный колодец. В средней части отводящего русла дно колодца забетонировано до отметки, дающей плавное сопряжение с гуськом.

В плоскости примыкания забетонированного водобоя к гуську предусмотрен дренаж, представляющий собой (в направлении, параллельном оси плотины) галерею треугольного сечения с размерами высоты и основания около 10 см.

В правой части отводящего русла получен естественный колодец достаточной глубины в самой скале основания, а в левой части русла поставлена ряжевая водобойная стенка. По середине русла в водобойной стенке оставлены два сквозные отверстия для выпуска воды из колодца.

Водобойная стенка имеет следующее устройство. Срублена она из сплошных ряжей, нагруженных камнем. Бревна поперечных стенок связаны ершами в каждом ящике, а бревна продольных стенок — через ящик. Сверху стенка обшита бревенчатым настилом. Поперечные стенки ряжа, бревна которых соединены с бревнами продольных стенок в сковородень, служат боковыми стенками сквозных отверстий, низом которых является скала.

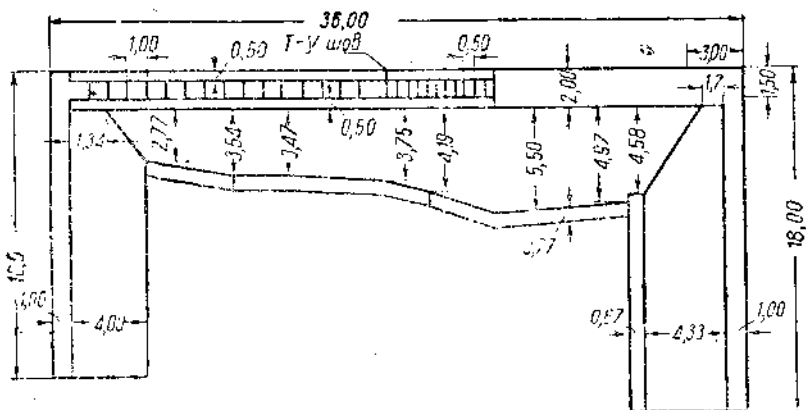


Рис. 48. План левого устья.

Потолок отверстий сделан из поперечного бревенчатого настила, нагруженного камнем.

Устои плотины — бетонные, обычной П-образной формы (рис. 48 и 49). Наружные грани стенок устоев — вертикальные, внутренние — наклонные. Для предотвращения вымыва засыпки устоев скала по периметру их была зацементирована в местах с сильной трещиноватостью.

Общая длина внутреннего периметра каждого устоя определена по Влею при коэффициенте $c = 8$, соответствующем грунту примыкающей дамбы.

Длина лицевой стенки устоя — 36 м. Размер этот определился шириной по низу тела плотины, а также длиной водобойной части.

Последняя определена была по формуле:

$$l = 3 \sqrt{H_p},$$

где l — расстояние от низа бетонного гуська до конца водобоя;

H — наибольшая толщина переливающегося слоя;

p — высота водослива.

необходимую при неравномерной осадке их. Последний ряд брусев верхней обшивки, непосредственно примыкающий к телу устоя, уложен на специальный мауэрлатный брус, прикрепленный к устою болтами. Болты длиной 700 мм и диаметром 20 мм втоплены в бетон на расстоянии 1,5 м друг от друга; всего болтов — 7. Мауэрлатный брус нижней постелью своей втоплен в бетонный выступ шириной 0,58 м, сделанный в лицевой стенке устоя вдоль напорной грани плотины. Зазор между нижним слоем обшивки и бетонным выступом имеет сверху ширину 10 см, а книзу сужается до 2 см.

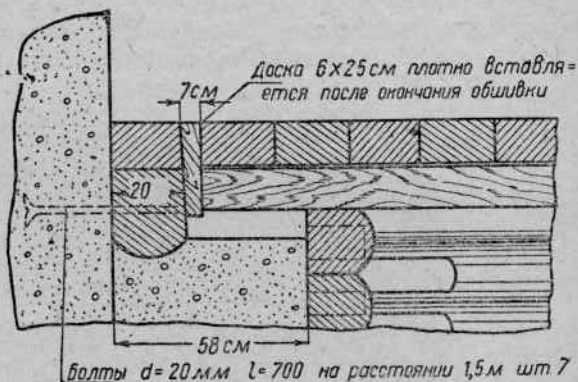


Рис. 50. Сопряжение водослива с устоем (разрез по напорной грани).

В плоскости примыкания напорной обшивки к устою у оголовка проложен смоленый войлок и произведена заливка горячей смолой; в тело устоя заложена арматура, между верхней и нижней обшивкой положен просмоленный толь в два слоя.

В техническом проекте предусматривались также варианты устройства примыкания водослива к устою с применением упругого листа толщиной 3 мм из оцинкованного железа и прокладки из двойного слоя просмоленного холста.

Водопропускная труба. С целью пропуска строительного расхода в лицевой стенке правого устоя была устроена труба, соединяющая бьефы плотины.

При капитальном ремонте плотины доступ воды из озера Выг прекращается, а так как через гребень плотины и шлюз вода спуска-

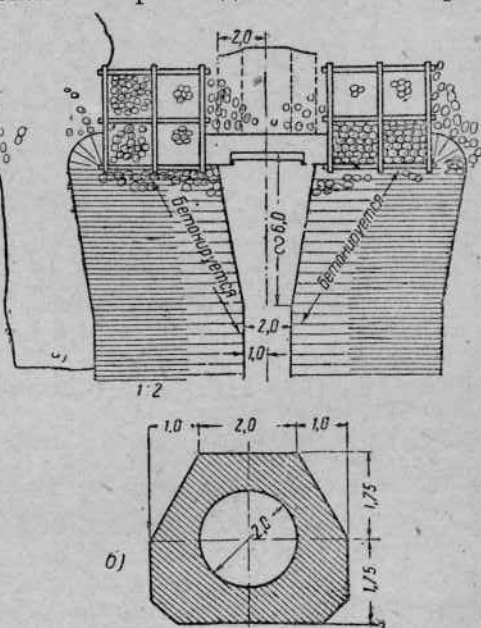


Рис. 51. Водопроектная труба в устою: а — подход к трубе; б — поперечный разрез трубы.

ется не ниже отметки 71,85, отвод воды из верхнего бьефа ниже этой отметки производится через водопропускную трубу, центр которой расположен на отметке 66,00.

Диаметр трубы — 2 м, длина — 35 м, труба имеет продольный уклон 0,01. Максимальная пропускная способность трубы при напоре 3 м составляет около 16 м³/сек.

Со стороны верхнего бьефа площадка и откосы вокруг входа в трубу вымощены камнем на щебенке по радиусу 15 м (рис. 51)

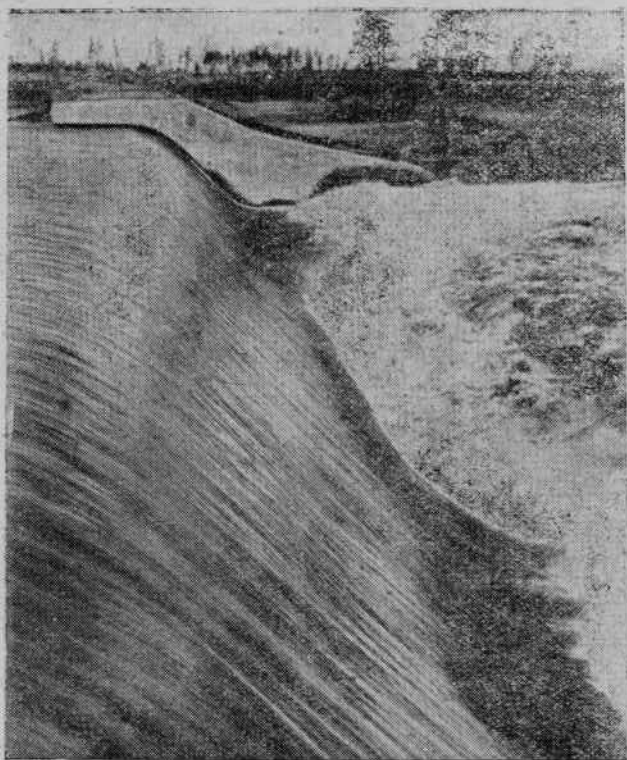


Рис. 52. Пропуск паводка через гребень Шаваньской плотины.

По бокам трубы при входе в нее устроены сквозные вертикальные ряжи, прощитые ершами и загруженные камнем. Дно и откосы скалы в пределах раструба покрыты слоем бетона толщиной 15 см.

Через каждые 10 м от начала трубы устроены температурно-усадочные швы из просмоленного брезента. Поперечный разрез трубы показан на рис. 51.

Отверстие трубы закрывается шандорами, вытаскиваемыми за один конец; опускание шандор производится с принудитель-

ной посадкой. Для маневрирования шандорами в лицевой стенке устоя устроена шахта.

Ввиду того что отметка низа трубы ниже отметки понура, подводящий к трубе канал в пределах понура имеет ряжевые стенки.

На рис. 52 показана Шаваньская плотина в готовом виде во время прохода паводка через водослив.

На этом заканчиваем описание Шаваньской плотины, не приводя данных по устройству понура, который не отличается существенно от применяемых обычно в других плотинах.

17. НАКЛОННО-РЯЖЕВАЯ ПЛОТИНА ОБЛЕГЧЕННОГО ТИПА

(Выгостровская плотина)

Деревянная Выгостровская плотина Беломорско-Балтийского канала им. Сталина в значительной части представляет собой облегченную конструкцию наклонных ряжей.

Расположение плотины в плане показано на рис. 53.

Схема расположения плотины. В месте расположения плотины русло р. Выг разветвляется на восемь отделенных друг от друга островами протоков. Плотина перекрывает два протока, располагаясь также на промежуточных островах.

К левому устью рассматриваемой деревянной плотины, расположенному на скалистом острове, примыкает под некоторым углом глухая земляная плотина, сопрягающаяся с левым коренным берегом р. Выг. С правой стороны по течению реки деревянная плотина сопрягается с длинной палой плюза также посредством земляной плотины.

Направление осей земляных плотин под углом к деревянной плотине обусловилось принятым направлением судового хода, а также характером залегания здоровой скалы в основании плотины.

Плотина по длине своей состоит из трех частей: ледопропускной, водосливной и водоспуска, отделенных друг от друга промежуточными бычками. Длина первой части — 87,58, второй — 175,93 и водоспуска — 30,28 м.

Полная длина плотины в свету между устоями за вычетом ширины промежуточных бычков (8,94 м) составляет 293,79 м.

В основании плотины залегает скалистый массив из мелкокристаллического биотитового гранита-гнейса, отличающийся сравнительно небольшой трещиноватостью. Исключение составляет лишь основание ледопропускной части, в котловане которой глубина выемки скалы доходила (по причине сильной трещиноватости) до 4,32 м.

Ледопропускная часть плотины расположена в середине русла реки и нормально к ее стрелю, что предохраняет судовый ход от навалки льда и облегчает пропуск льда через плотину. Кроме того при этом расположении удалось основать плотину на здоровой скале, а ограничивающие эту часть протоки остались открытыми для пропуска через них при постройке строительного расхода.

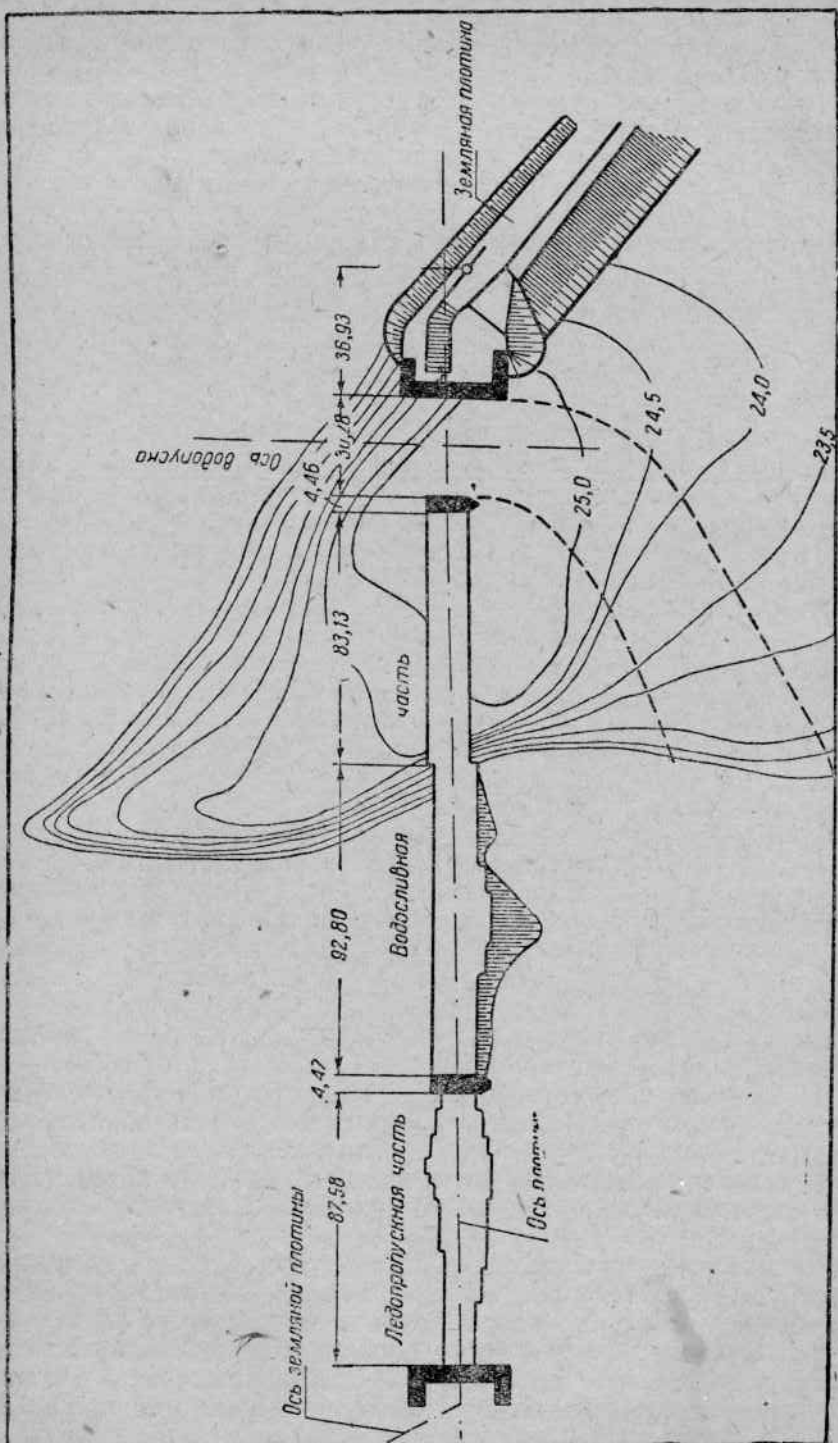


Рис. 53. Схема расположения Выгостровской деревянной плотины

В средней части ледопропускного отверстия (на длине около 32,5 м) плотина устроена из наклонных ряжей с наибольшей высотой профиля около 9 м.

Примененные на этом участке наклонные ряжи по своему устройству ничем существенно не отличаются от таковых в Шаваньской плотине.

По мере уменьшения высоты профиля наклонные ряжи благодаря изменению в соотношении объемов дерева и камня начинают терять свою устойчивость и жесткость. Уже при высоте наклонного ряжа $h < 3,5$ м необходимо, как показал опыт проектирования на Беломорстрое, несколько видоизменить конструкцию ряжей для сохранения требующейся устойчивости сооружения.

В рассматриваемой здесь Выгостровской плотине при высоте профиля менее 3,5 м применен был упрощенный тип плотины, поперечное сечение которой изображено на рис. 54. Устройство этого типа плотины заключается в следующем.

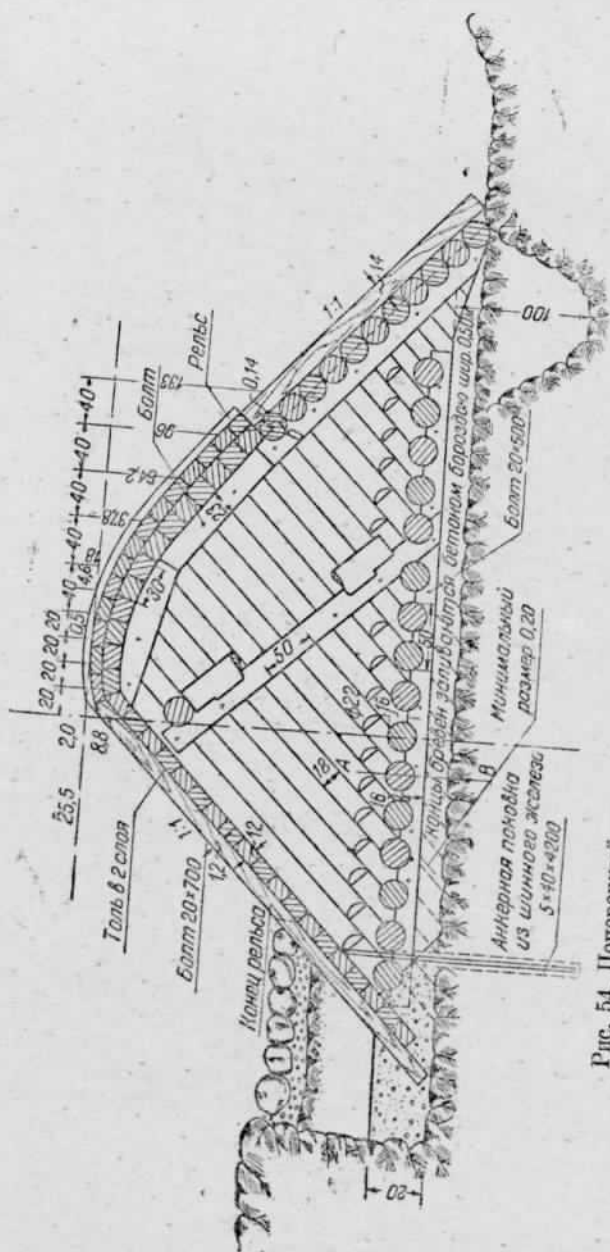
Вдоль оси плотины и перпендикулярно к ней поставлены на расстоянии 2,1 м друг от друга вертикальные стенки, состоящие из окантованных на два канта бревен диаметром 22 см. Бревна стенок уложены наклонно под углом 45° к горизонту и скреплены между собой ершами размером $18 \times 18 \times 450$ мм. Верхние торцы бревен опилены по кривой Кригера и стянуты косяками из брусков 20×24 см. Нижние торцы наклонных бревен стенок скреплены парными горизонтальными сжимами из бревен диаметром 22 см, окантованных на три канта (рис. 55). По сжимам уложен пол из бревен $d = 22$ см, передающий давление от каменной загрузки основанию через торцы наклонных бревен стенок. Общая жесткость стенок значительно увеличена установкой под прямым углом к бревнам наклонных схваток из бревен $d = 24$ см (рис. 54). Жесткость системы в осевом направлении достигается врубкой между сжимами подкосов, удерживающих стенки в вертикальном направлении.

На рис. 56 показано устройство оголовка и сливной грани плотины. Этот же участок плотины только с верхней стороны показан на рис. 102. Окончание работ по укладке настила на оголовке показано на рис. 57.

Водосливная часть плотины, отделяющаяся от ледопропускной ряжевым бычком, состоит из двух частей: первая часть длиной 92,8 м, непосредственно примыкающая к бычку, имеет высоту профиля более 3,5 м и срублена из наклонных ряжей; в остальной части отверстия, имеющей длину 83,13 м, применен облегченный тип плотины, описанный выше.

Устройство наклонных ряжей в водопропускной части ничем не отличается от устройства их в ледопропускной части и не требует особого пояснения.

Водоспуск. В случае необходимости осмотра и ремонта оголовка плотины в несудоходный период требуется понизить горизонт верхнего бьефа, что осуществляется при помощи водоспуска.



Отверстие водоспуска пролетом 30,28 м рассчитано на пропуск наибольшего расхода в течение зимних месяцев — $Q_{\max} = 103 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Высота водоспускной части от основания до настила служебного мостика — 8 м (рис. 58).

Все водоспускное отверстие вертикальными контрфорсными стенками разбито на 14 пролетов, перекрываемых шандорами; расстояние между осями контрфорсных стенок — 2,15 м (рис. 59). Для большей жесткости контрфорсы в верхней части схвачены крестами из бревен $d = 0,24 \text{ м.}$

С верховой стороны контрфорс имеет составной брус, состоящий из трех брусев квадратного сечения размером стороны 25 см. Брусья скреплены через 1 м болтами $d = 20 \text{ мм}$ и соединены между собой шпонками, поставленными на расстоянии 1 м друг от друга. Брусья самих контрфорсов имеют размеры в поперечном сече-

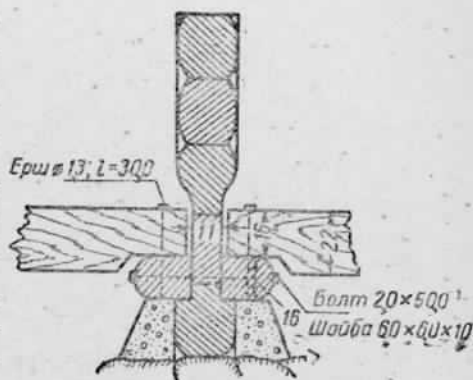


Рис. 55. Сопряжение прижимных брусев с вертикальными стенками.



Рис. 56. Устройство оголовка и сливной грани.

нии $20 \times 24 \text{ см}$, сделаны из бревен $d = 28 \text{ см}$ и направлены под углом 45° к горизонту.

Стенки контрфорса в основании и в двух местах по высоте схвачены горизонтальными парными схватками $20 \times 20 \text{ см}$ из бревен $d = 24 \text{ см.}$

Особого внимания заслуживает конструкция сопряжения верхнего составного бруса с нижней парой схваток (рис. 60). В этом месте уложен фахбаум, схваченный анкерными болтами в двух

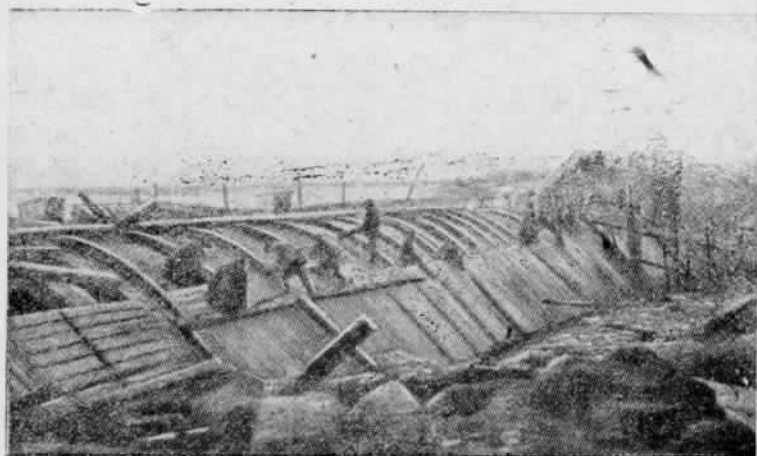


Рис. 57. Соорка оголовка.

направлениях; анкерные болты размером 20×500 мм втоплены в бетон; в остальном устройство этого узла показано в аксонометрической проекции на рис. 60.

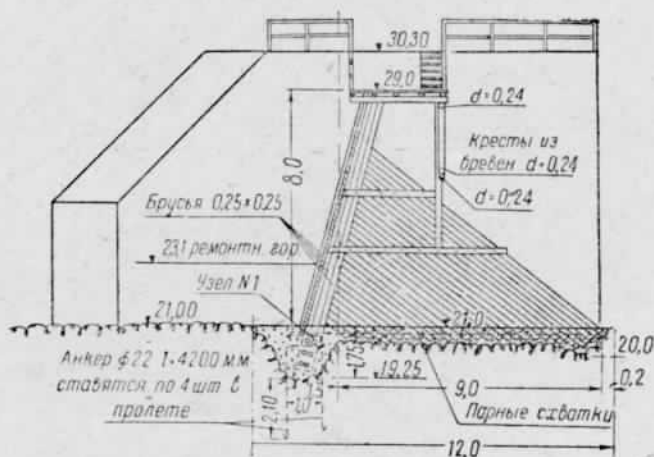


Рис. 58. Контрфорс водопуска.

Устройство служебного мостика, а также конструкция отдельных элементов его и их соединений ничем существенным не отличаются от обычно применяемых конструкций.

Промежуточные устои. На острове между ледопропускной и водосливной частями плотины расположен ряжевый бычок, верхо-

вая грань которого сделана в виде ледореза (рис. 61). Такой же бычок отделяет водоспуск плотины от водосливной части ее.

Полная высота бычка — 9,8 м.

Длина бычка с ледорезом — 16,7 м, полная ширина — 4,46 м. Стенки бычка срублены из бревен $d=22$ см; в нижней части (ниже 8 м по высоте) ряж срублен из бревен $d=26$ см.

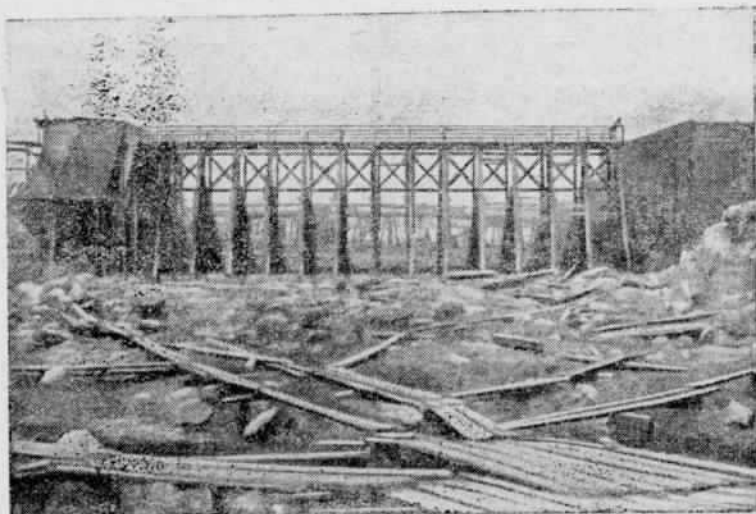


Рис. 59. Водоспуск плотины.

Особое внимание уделено устройству должной водонепроницаемости стенок бычка. На высоте 4,5 м от дна внутри ряжа бычка сделан водонепроницаемый пол, устройство которого, а также сопряжение с продольными и поперечными стенками ряжа показаны на рис. 62.

На высоту 7,6 м от дна лицевые стенки бычка срублены с рейкой, для чего в бревнах вынуты с двух сторон пазы: для бревен $d=22$ см пазы имеют размер 3×4 см, а для бревен $d=26$ см — 4×5 см.

Под нижние венцы ряжа уложен слой бетона толщиной 20 см, а по шву между бетоном и ряжем уложен для достижения водонепроницаемости смоляной войлок.

Ледорез бычка образован путем выпуска поперечных

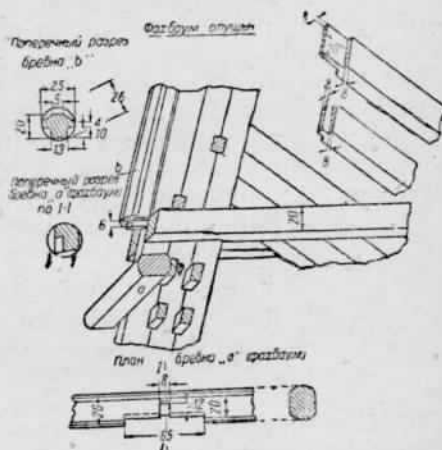


Рис. 60. Устройство узла № 1.

стенок ряжа, соединенных дополнительными продольными стойками.

Поперечные стенки в местах выпуска их обжаты с двух сторон схватками и скреплены болтами $d=20$ мм; по схваткам сделана обшивка из брусков 16×15 см.

Гребень ледореза состоит из трех бревен $d=30$ см, скрепленных болтами. К среднему бревну гребня и носовой грани бычка прикреплен еришами рельс типа III-A (рис. 63). По бревну гребня ериши расположены через 0,5 м в шахматном порядке то с одной, то с другой стороны рельса, а по носовой части через 0,36 м в том же порядке.

Береговые устои. Ледопропускная часть плотины сопрягается с земляной плотиной посредством деревянного устоя, расположенного на острове.

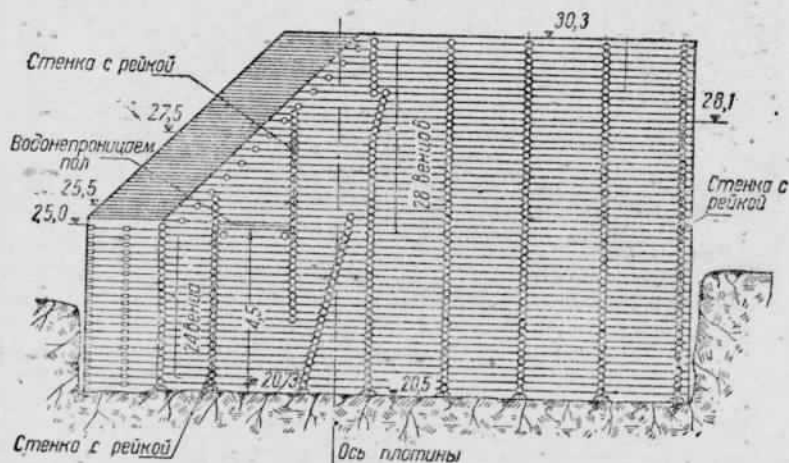


Рис. 61. Промежуточный устой.

В плане устоя имеет форму буквы Г. Верхняя обратная стенка устоя имеет длину 13 м и состоит из двух ряжевых ящиков; лицевая стенка устоя длиной 34,4 м состоит поверху из двух, а понизу из четырех ящиков. Низовая обратная стенка состоит по ширине из двух ящиков и по длине — из четырех. Для лучшего сопряжения с ряжевой стенкой земляной плотины два крайние ящика низовой обратной стенки устоя скошены.

Верх устоя возвышается на 1,5 м над самым высоким горизонтом верхнего бьефа.

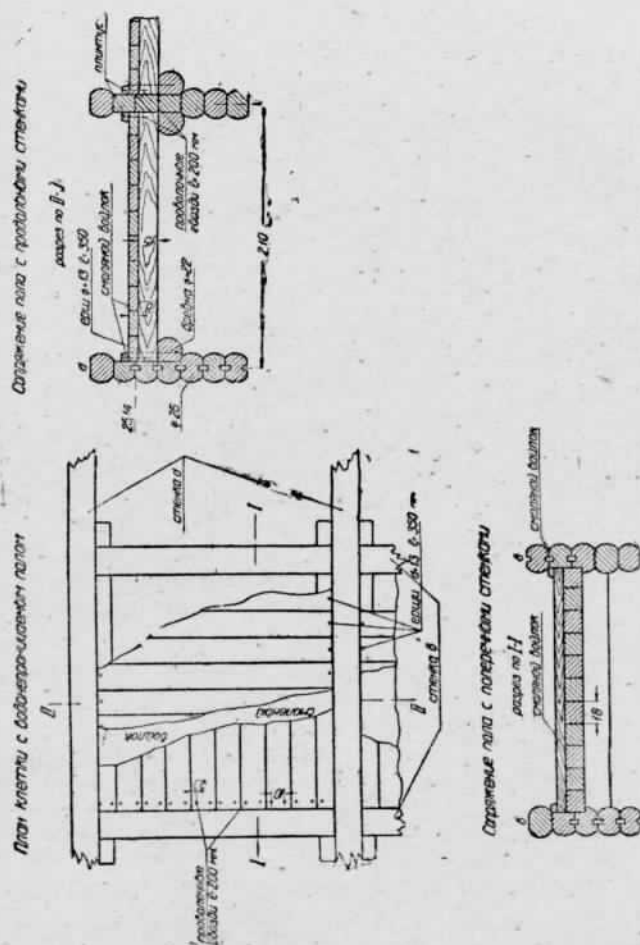
Устой срублены из бревен $d=22$ см, а на высоте ниже 8 м из бревен $d=26$ см. Стенки устоя по контуру наружных двух клеток срублены с рейкой (за исключением низовой стенки), что увеличивает водонепроницаемость ряжа. Клетки ряжей заполнены песком.

Врубki во внутренних стенках сделаны вполдерева; поперечные стенки с лицевыми сопрягаются в сковородеи. Угловая наружная рубка сделана в лапу и защищена с верховой стороны

углом $10 \times 100 \times 100$ мм. В продольных стенках бревна соединены сквозным шипом.

Для достижения необходимой жесткости стенки рязя пробиты ершами квадратного сечения 18×18 мм и длиной 500 мм, забитыми в середине ящика вперевязку.

Сопряжение устоя с телом плотины показано на рис. 64. Стенки устоя и плотины срублены вплотную друг к другу, причем в



верхней части водослива сделана клинообразная щель, в которую заложен канат $d = 6$ см, обшитый брезентом.

Первый устой плотины, сопрягающий ее водоспуск с земляной плотиной, в конструктивном отношении ничем не отличается от левого устоя, поэтому описание его устройства здесь не приводится.

В заключение необходимо отметить, что ряд упрощений, внесенных в конструкцию рассмотренного нами сооружения, как-то:

отсутствие водобойного колодца на водосливном участке плотины, применение деревянных устоев и бычков вместо бетонных, упрощенное изменение конструкции наклонных ряжей при низких профилях плотины и т. п., оказался возможным и рациональным лишь потому, что Выгостровская плотина рассматривалась как временное сооружение, которое в связи с предполагаемой в недалеком будущем постройкой там электростанции должно быть коренным образом перестроено.

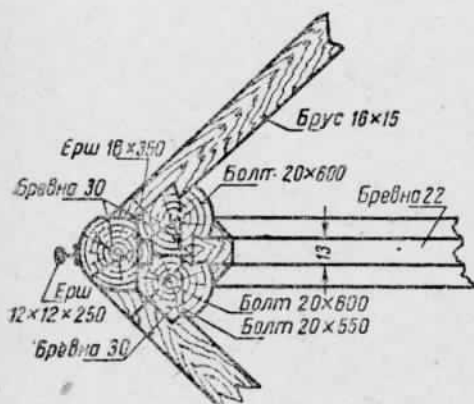


Рис. 63. Гребень ледореза.

тально упростить производство работ уменьшением количества врубок и заменой поперечных стенок горизонтальным полом.

Надо иметь в виду, что применение этого типа плотин при высоте более 4 м становится невозможным вследствие возникающих здесь затруднений с конструированием достаточно прочного пола.

Заканчивая на этом краткое описание Выгостровской плотины, следует отметить, что нами не дается описания устройства ряда конструктивных элементов ее (например оголовка в высоких профилях, обшивки граней, врубок в пересечениях и пр.) как весьма мало или совсем не отличающихся от соответственно примененных в Шаваньской плотине.

18. НАКЛОННО-РЯЖЕВАЯ ПЛОТИНА НА МЯГКИХ ГРУНТАХ

(на р. Свири)

Из изложенного в разделе 14 следует, что деревянная водосливная плотина напором $H > 6$ м имеет ряд ценных преимуществ при применении конструкций из наклонных ряжей.

При скальных грунтах в основании плотины это обстоятельство с достаточной убедительностью подтверждается вполне удовлетворительной работой Шаваньской плотины Беломорско-Балтийского канала.

Ввиду отсутствия опыта возведения высоких наклонно-ряжевых плотин на мягких грунтах мы вынуждены ограничиться лишь описанием проекта одной неосуществленной плотины.

При проектировании узла сооружений на р. Свири для ГЭС Свирь-2 в числе многих вариантов подвергался также эскизной

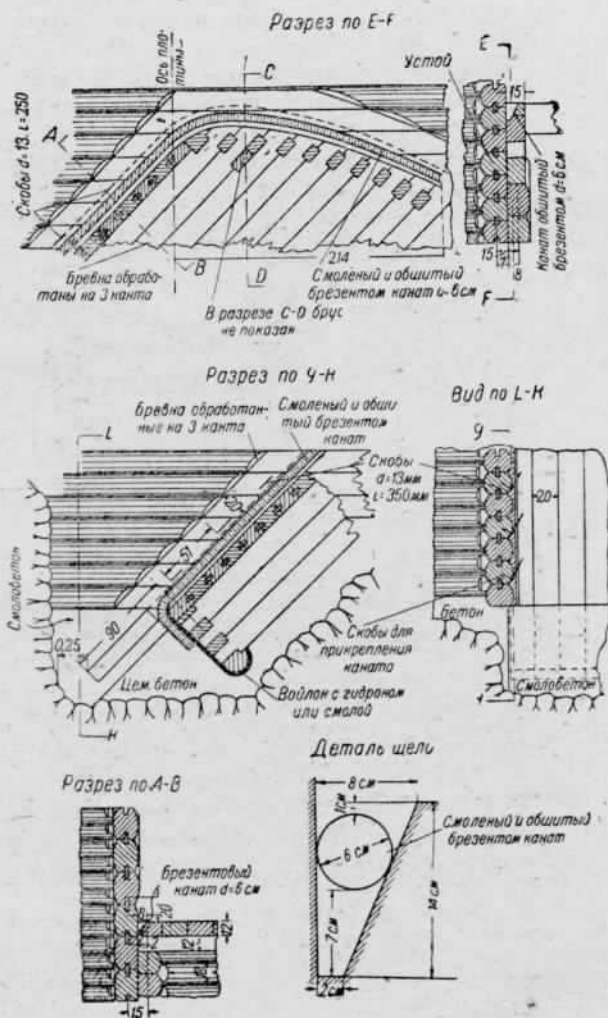


Рис. 64. Детали примыкания плотины к устью и бычку.

разработке двухплотинный вариант (рис. 65), в основу проектирования которого положено было стремление уменьшить по возможности объем работ из дефицитного материала (бетон). Кроме того при этом варианте (по сравнению его с одноплотинным) получились значительно меньшие силы сдвига по основанию и

меньшее давление на грунт, что в условиях р. Свири являлось весьма важным обстоятельством¹.

Нижняя плотина в этом варианте проектировалась деревянной, а верхняя, в которой необходимо было предусмотреть устройство затворов, — бетонной (возможность неравномерной осадки гребня не позволила применить здесь деревянную плотину).

Деревянная плотина имела своим назначением создание промежуточного бьефа, обеспечивающего необходимые горизонты нижнего бьефа верхней (бетонной) плотины и напор на нее не более 10,55 м взамен 18 м при одноплотинном варианте².

Попытка применения высокой деревянной плотины в исключительно сложных геологических условиях р. Свири представ-

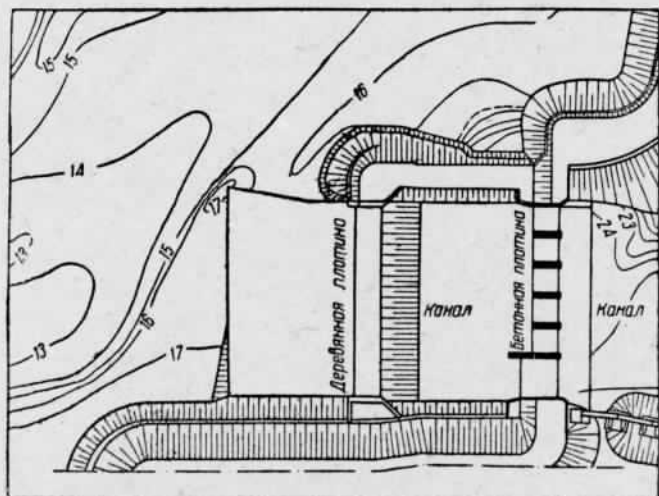


Рис. 65. Схема расположения плотины на р. Свири.

ляет значительный интерес, поэтому мы и приводим описание проекта этой плотины.

Поперечный разрез по телу плотины показан на рис. 65. Плотина — водосливная с оголовком, очерченным по Кригеру. Высота плотины от подошвы фундамента до верха оголовка водослива 9,45 м.

Максимальный расчетный расход р. Свири . . .	1800 м ³ /сек
Соответствующая этому расходу отметка подпертого горизонта верхнего бьефа	26,80
Соответствующая отметка горизонта нижнего бьефа	22,60
Отметка гребня плотины	23,45
„ грунта основания	14,00
„ верха устоев	28,00

¹ Этот вариант разработан был 1932 г. группой инженеров Беломорстроя под руководством проф. Рождественского; нижнюю (деревянную) плотину проектировал инж. Красовский В. М.

² Позднее управление Свирыстроя отказалось от применения дерева в ответственных сооружениях ввиду повышения класса (капитальности) сооружений строительства. Тем самым отпал двухплотинный вариант, не дающий ощутительных преимуществ при бетонных плотинах.

Расчетный напор соответствует нулевому расходу через водослив и равен 7,25 м (рис. 66).

Тело плотины срублено из наклонных ряжей и имеет профиль, а также внутреннее устройство, аналогичные принятым для Шаваньской плотины.

Отличительной особенностью рассматриваемой плотины является устройство ее основания, размеры и конструкция которого обусловились свойствами грунта в основании плотины (девонские глины), дающего неравномерную осадку, не допускающего больших нагрузок и обладающего незначительным коэффициентом трения.

Полная ширина плотины понизу, включая понур и рисберму, составляет 153,35 м и распределяется следующим образом:

Понур	32,00 м
Основание тела плотины	14,60 „
Низовой бетонный упор	6,75 „
Рисберма	100,00 „

Понур состоит из сплошных ряжей размером клеток в плане 2,1×2,1 м и высотой 2 м. Ряжевый понур покрыт сверху двойной брусчатой обшивкой с прокладкой между брусками двух слоев толя. Ряжи понура заполняются супесью. Принятый для заполнения материал, уступающий в отношении водонепроницаемости глине, обладает зато более высоким коэффициентом трения.

Три крайние (со стороны тела плотины) секции ряжевого понура и столько же секций в основании тела плотины заполняются бетоном, а одна секция — между понуром и плотиной — глиной.

По брусчатой обшивке понура уложен глиняный фартук толщиной 1,4 м, прикрытый каменной отсыпкой по песчаному слою (рис. 67). Канал, соединяющий плотины, имеет у верховой плотины отметку 21 м, а у низовой — 18 м. С целью получения хорошего подхода воды к ряжевому водосливу при возможно меньшем объеме выемки каменная отсыпь сделана с уклоном, равным $(21 - 18) : 30 = 0,1$.

В месте сопряжения обшивки напорной грани плотины с настилом понура между брусками обшивок уложен взамен толя просмоленный брезент (рис. 68), являющийся более прочным материалом.

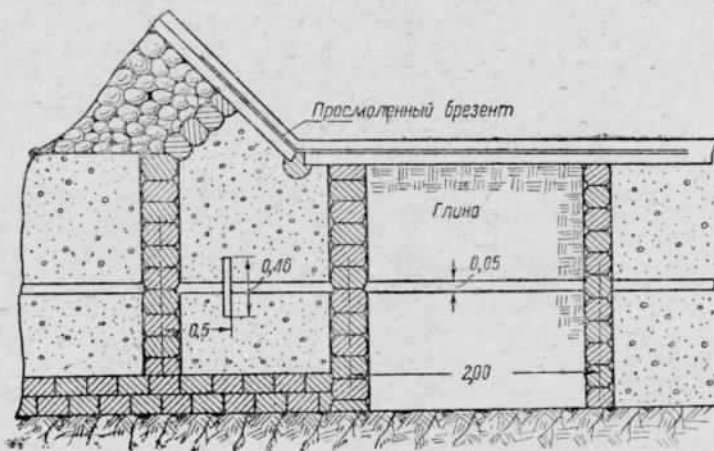
Надо полагать, что тщательно уложенный настил понура и напорной грани плотины, глина в промежуточной секции и просмоленный брезент должны в совокупности обеспечить необходимую водонепроницаемость места сопряжения даже в случае заметной разницы осадок понура и тела плотины.

Нижние бруска обшивки понура и напорной грани прибиваются коваными гвоздями, а верхние — проволочными, что облегчает замену наиболее изнашивающейся части обшивки.

Конструкция и размер понура и отдельных его частей определены главным образом необходимостью увеличить общий вес плотины, так как вес одной водосливной части плотины ока-

[illegible]

Увеличение устойчивости плотины за счет веса понура достигается сопряжением понура с плотиной при помощи (круглых железных тяжей (рис. 66 и 68) диаметром 50 мм по два тяжа



на каждую ряжевую клетку). К концам троса привариваются по три отрезка швеллера № 16 длиной каждый 0,46 м, приходящиеся по одному на клетку. Ряжевые клетки, в которых размещены швеллера, заполняются бетоном, воспринимающим усилия, появляющиеся в швеллерах, и передающим их стенкам ряжей.

Для уменьшения пролета бревен стенок, работающих под большим давлением сдвигающих сил, ряжевые клетки разбиваются пополам дополнительными перегородками (рис. 68).

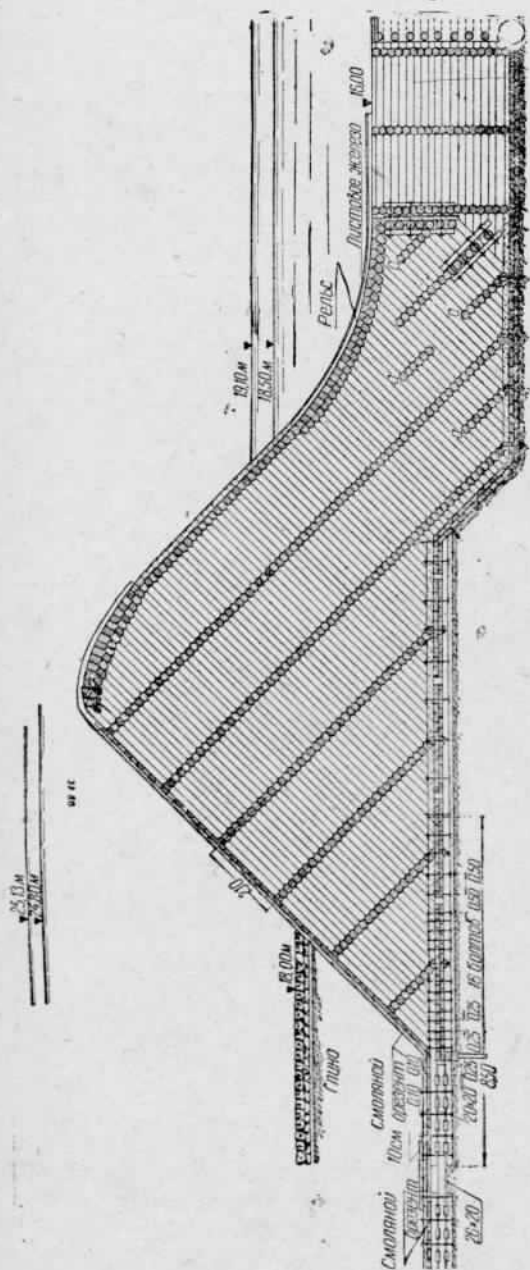
Понур с двух сторон ограничен наборными шпунтовыми стенками глубиной 5,0 м. Забить деревянный шпунт в девонский грунт

не представляется возможным, ибо, как известно, на Свирьстрое даже металлический шпунт Ларсена гнулся при забивке. Поэтому проектом предусматривается прорытие канавы глубиной 50 м, в которой и собирается шпунтовая стенка, названная поэтом „наборной“.

Наряду с приведенной конструкцией понура проектировщиками был предложен также другой вариант, заключающийся в следующем. Ряжевой понур заменяется „тормозным“ ростверком, состоящим из трех рядов брусьев, прикрытых сверху настилом (рис. 69). Брусья этого ростверка при помощи специального бруса соприкасаются с ростверком тела плотины посредством шпонок и болтов. Соединяющий брус начинается непосредственно за шпунтовой стенкой и имеет длину 6 м.

При некоторой осадке плотины брусья ростверка могут, не расстраивая заметно конструкции, следовать за деформацией основания.

В отношении водонепроницаемости предложенная в этом ва-



С целью увеличения веса плотины, а также удлинения срока ее службы ряжевая кладка водослива заполняется водой так же, как это сделано было в деревянных плотинах Беломорско-Балтийского канала.

В каждом отсеке бетонного упора (между вертикальными стенками ряжа водослива) заложены трубки $d=10$ см, а в наклонных стенках сделаны щелевидные прорезы a ; вследствие этого вода заполняет плотину до горизонта нижнего бьефа (рис. 66).

Заполнение водой ряжа водослива выше горизонта нижнего бьефа происходит через отверстия b , расположенные в верхних точках напорной грани. Попадающая в эти отверстия вода распространяется в верхней (в отношении глиняного экрана) части ряжевой кладки через щели $в$, а затем отверстиями $г$ отводится в нижний бьеф.

При этой системе отверстий вся плотина за исключением разве нескольких верхних венцов будет все время находиться в воде, что должно весьма благоприятно отразиться на продолжительности срока службы сооружения.

На рис. 69, представляющем собой один из вариантов конструирования плотины, ряжевый фундамент заменен достаточно мощным ростверком. Конструкция этого ростверка, а также сопряжение с ним ряжевых стенок тела плотины отчетливо видны на чертеже.

Этот вариант основания тела плотины соответствует варианту понура в виде тормозного ростверка. Здесь удачней разрешается вопрос увеличения устойчивости плотины путем передачи ей веса понура, но недостатки, присущие второму варианту понура (см. выше), распространяются полностью и на второй вариант основания тела плотины.

Рисберма. Крепление рисбермы запроектировано из американских ряжей, причем первый к плотине участок рисбермы длиной 21 м имеет высоту 2 м, а дальше крепление сделано высотой 1 м с упорными полосами через 14,7 м (рис. 67). Высота ряжевой кладки в упорных полосах — 2 м. Подобное крепление продолжается до достаточно широкого участка реки, где скорости уже невелики.

Низовой упор. В первом варианте низовой упор, сопрягающий тело плотины с рисбермой и способствующий своим очертанием плавному сопряжению надающей струи с нижним бьефом, проектировался из бетона (рис. 66). Размеры упора определились из условия возможности самостоятельной работы его при неравномерной осадке грунта по длине плотины.

Во втором варианте (рис. 69) бетонный упор заменен деревянным. Ввиду того что в венцах упора получаются чрезмерно большие напряжения смятия, необходимо увеличить площадь постели венцов. Требующееся вследствие этого увеличение диаметра бревен венцов компенсируется нарубкой дополнительных наклонных стенок a , значительно разгружающих нижние венцы наклонных и вертикальных стенок упора. Дополнительные наклонные стенки кроме того улучшают сопряжение упора с ростверком и рисбермой.

К достоинствам деревянного упора, составляющего одно целое с телом плотины, следует отнести более равномерное давление на грунт и меньшую чувствительность по сравнению с бетонным упором к неравномерной просадке грунта в основании. Но исполнение его значительно сложнее, а следовательно и менее надежно, чем бетонного упора. Последний требует на 1 пог. м водослива 27 м³ бетона.

Устой плотины проектировались деревянными обычной П-образной формы. Способ примыкания тела плотины к устою в рассматриваемом проекте не подвергался особой конструктивной разработке и чертежом не представлен. Здесь по примеру плотин Беломорско-Балтийского канала имелось в виду осуществить сопряжение следующим образом. Ряжевые стенки устоя и плотины возводятся самостоятельно на некотором расстоянии друг от друга. Стенки устоя на этом участке отделяются под плоскость, а обшивка водослива в виде консоли выпускается до соприкосновения со стенкой устоя. Учитывая возможность неравномерной осадки грунта под плотинной и под устоем, шов между последними должен быть сконструирован так, чтобы он оставался водонепроницаемым и после деформации.

Эта конструкция осуществляется при помощи укладки обшитого брезентом каната в трапециевидную щель между обшивкой водослива и стенкой устоя (рис. 64).

В приведенном описании проекта совершенно не затронуты вопросы устройства и работы тех элементов плотины (диафрагма, оголовки, сопряжения венцов стенок ряжа в их пересечениях, конструкция соединительных отверстий и пр.), которые существенно не отличаются от принятых в Шаваньской плотине Беломорско-Балтийского канала.

Заканчивая описание данной плотины, считаем необходимым отметить актуальность затронутого здесь вопроса о применении на мягких грунтах ответственных высоких деревянных плотин. Предложенные в этом проекте конструкции требуют тщательной опытной проверки и дальнейшего усовершенствования. Самый же вопрос об увеличении устойчивости плотины на сдвиг путем передачи ей веса понура и уменьшения давления на грунт основания путем устройства ростверка является, повидимому, практически разрешимым.

19. ОЦЕНКА КОНСТРУКЦИЙ НАКЛОННО-РЯЖЕВЫХ ПЛОТИН И ИХ РАЗВИТИЕ

На примерах наклонно-каркасной плотины и плотины из наклонно-ряжевой „кладки“ мы останавливаться не будем, так как их следует рассматривать лишь в историческом разрезе как менее совершенные и вытесненные наклонно-ряжевой плотинной.

Перейдем к выяснению положительных и отрицательных сторон наклонно-ряжевых плотин с точки зрения технической оценки.

Первым вопросом, какой можно было бы поставить, является вопрос о целесообразности избранного в вершине плотины угла

90° между напорной и сливной гранью, а также угла 45° к горизонту, избранного для напорной грани.

Целесообразность угла 90° у вершины в сечении наклонно-ряжевой плотины подтверждается очень простыми соображениями: при этом угле все пересечения бревен наклонных и вертикальных стен будут происходить под прямым углом, что является удобным и приемлемым с точки зрения конструирования и производства врубок.

Вопрос о целесообразности угла 45°, выбранного для напорной грани, можно решать с разных точек зрения.

Если подойти к определению наивыгоднейшего значения угла α , составляемого напорной гранью с горизонтальной плоскостью, с точки зрения минимума объема ряжевой кладки, то, очевидно, наивыгоднейшее значение его будет соответствовать такому значению угла α , при котором прямоугольный треугольник с постоянной высотой H и переменным углом α будет иметь наименьшую площадь поперечного сечения F , равную:

$$F = \frac{1}{2} H \left(\frac{H}{\operatorname{tg} \alpha} + H \cdot \operatorname{tg} \alpha \right) = \frac{1}{2} H^2 \left(\frac{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}{\operatorname{tg} \alpha} \right).$$

Решение уравнения

$$\frac{dF}{d\alpha} = \frac{d}{d\alpha} \left[\frac{1}{2} H^2 \left(\frac{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}{\operatorname{tg} \alpha} \right) \right] = 0$$

приводит к значению $\operatorname{tg} \alpha = \pm 1$, т. е. $\alpha = 45^\circ$.

Следовательно из всех прямоугольных треугольников с высотой H наименьшей площадью обладает треугольник с углом $\alpha = 45^\circ$, каковой с точки зрения минимума объема ряжевой рубки является наиболее целесообразным.

Влияние угла наклона α на работу вертикальных и наклонных стенок освещено в разделе 20.

Увеличение угла $\alpha > 45^\circ$ увеличивает как тангенциальные усилия в наклонных стенках, так и продольные в вертикальных и таким образом ни с какой точки зрения не может быть оправдано.

Уменьшение угла $\alpha < 45^\circ$ дает уменьшение тангенциальных усилий в наклонных стенках, уменьшение продольных усилий в вертикальных, но увеличение тангенциальных усилий в вертикальных стенках и увеличение давления нагрузки на основание; при этом угол наклона сливной грани становится очень крутым, неудобным для осуществления практического профиля, а объем ряжевой кладки значительно увеличивается. Выгода от уменьшения тангенциальных усилий в наклонных стенках и продольных — в вертикальных таким образом далеко не оправдывается вследствие наличия упомянутых добавочных недостатков, а следовательно и уменьшение угла α также не может быть признано по этим показателям целесообразным.

Сравним основные положительные и отрицательные качества наклонно-ряжевых плотин, вытекающие из сделанных выше опи-

саний (разделы 15—18) и нижеследующей оценки статической работы их частей (разделы 20—22) с достоинствами и недостатками водосливных плотин из вертикальных ряжей (разделы 1—4).

Положительные качества наклонно-ряжевых плотин

1. Лучшие условия устойчивости на сдвиг как всей, так и части плотины и меньший объем ряжевой кладки, необходимый для создания достаточной устойчивости сооружения, благодаря треугольному профилю (давление воды на напорную грань прижимает плотину к основанию, см. раздел. 21) и невозможности сдвига части плотины по горизонтальному сечению.

2. Лучшие условия работы, использования и сохранения древесины в стенах благодаря совпадению направления наклонных стенок с направлением давления на напорную грань, отсутствию значительных сил, вызывающих внецентренное сжатие с изгибом сечения, и наличие горизонтальной диафрагмы в теле плотины.

3. Легкая практическая возможность осуществления водосливного профиля практического очертания и почти полное отсутствие косых пересечений и врубок.

4. Облегчение сборки ряжей благодаря возможности подъема бревен по наклонной плоскости (на основании опыта строителей Беломорско-Балтийского канала).

Отрицательные качества наклонно-ряжевых плотин

1. Наличие неравномерности напряжений в основании в пределах одной клетки (у напорной грани — максимальные напряжения под торцами вертикальных стен и минимальные — под постелями наклонных; у сливной грани, как видно из рис. 83 и 84, — наоборот). Для скальных оснований это не имеет значения, но для мягких оснований — нежелательно.

2. При разработке конструкции наклонно-ряжевой плотины на мягком основании создаются осложнения в конструировании сопряжения тела наклонно-ряжевой части плотины с вертикально-ряжевым ростверком или свайным основанием.

3. Трудность устройства в теле плотины водоспускных отверстий с регулирующими их затворами.

4. Невозможность сборки плотины целыми звеньями без водоотлива.

Положительные качества вертикально-ряжевых плотин

1. Более равномерное распределение напряжений в основании в пределах одной клетки.

2. Облегчается возможность конструктивного оформления сопряжения тела плотины с ростверком или свайным основанием на мягких грунтах.

3. Возможность устройства в теле плотины водоспускных отверстий.

4. Возможность сборки плотины путем установки отдельных ряжей без водоотлива (при небольших глубинах, как было запроектировано в плотине на р. Выг, см. раздел 2).

Отрицательные стороны вертикально-ряжевых плотин

1. Худшие условия устойчивости на сдвиг и большой объем ряжевой кладки, необходимый для достижения достаточной устойчивости плотины.

2. Худшие условия работы древесины вследствие большей внецентренности сил и наличия в сечениях изгибающих моментов.

3. Трудность практического осуществления водосливного профиля на вертикальных ряжах из-за необходимости применения косых врубок, пересечений и значительного количества металла для креплений (пример плотины на р. Выг, см. раздел 2).

4. Большая трудность сборки при постройке при больших высотах (необходимость специальных подмостей для вертикального подъема бревен).

На основании сопоставления перечисленных выше положительных и отрицательных качеств высокоряжевых водосливных плотин, а также описанных выше примеров возведения и успешной работы наклонно-ряжевых плотин на Беломорско-Балтийском канале им. Сталина можно прийти к выводу, что на скальном основании более приемлемым типом водосливных высокоряжевых плотин, повидимому, следует признать тип наклонно-ряжевых плотин.

Отсутствие примеров осуществления вертикально-ряжевых водосливных плотин, подобных по высоте осуществленным на Беломорско-Балтийском канале, и направление технической мысли строителей канала также подтверждают возможность прийти к сделанному выводу.

На мягких основаниях наклонно-ряжевая плотина обладает рядом имеющих значение отрицательных качеств.

Пример проекта Свирской плотины говорит за возможность преодоления конструктивных трудностей, но отсутствие опыта в ее работе не дает основания считать эту задачу успешно разрешенной ввиду неопределенности работы ростверка в основании. Поэтому сделать окончательный вывод о применимости наклонно-ряжевых плотин на мягком основании и вообще о лучшем типе высокоряжевых плотин на мягких основаниях в настоящей стадии освещения этого вопроса не представляется возможным.

Не располагая необходимыми материалами, характеризующими стоимость выстроенных наклонно-ряжевых плотин, мы не

можем в настоящий момент произвести экономическое сравнение их как с вертикально-ряжевными водосливными плотинами, так и с плотинами из других материалов, что позволило бы установить степень эффективности их применения.

Тем не менее можно считать установленным, что единовременные затраты по сооружению наклонно-ряжевой плотины будут значительно меньше, чем для бетонной плотины; последующие же расходы на ремонт в период эксплуатации будут, повидимому, значительно большими.

Вопрос о выборе материала для плотины должен решаться с учетом степени дефицитности материалов, а также частоты отдаленности места стройки от путей транспорта; нередко приходится решать вопрос в пользу варианта, дающего большую сумму амортизационных затрат, но избавляющего или сильно сокращающего необходимость применения дефицитных строительных материалов (бетон, металл). С этой точки зрения во всех тех случаях, где дерево может заменить бетон и металл, в течение назначенного для службы сооружения срока времени выбор надлежит останавливать именно на дереве.

Переходя к оценке деталей примененных конструкций, следует отметить, что большинство из них, как показывает хорошая работа двух выстроенных на Беломорско-Балтийском канале плотин, вполне удачно, несмотря на то, что в условиях отдельного строительства время не всегда позволяет заниматься усовершенствованиями и длительными исследованиями применяемых конструкций.

К числу недостатков, а также подлежащих усовершенствованию деталей конструкции наклонно-ряжевой плотины следует отнести следующие моменты:

1. Несколько излишний расход древесины, ушедшей на рубку ряжей, получившийся в результате не совсем выгодного соотношения между размерами бревен и постелей.

В целях удобства окантовки независимо от диаметра применяемой древесины при постройке Шаваньской плотины выдержана стандартная высота окантованного бревна $h=18$ см для всех примененных в деле диаметров (от 22 до 28 см).

Сохранив ту же самую ширину постели, определяемую усилием смятия, и стремясь к максимальному использованию древесины, мы должны были бы согласно данным раздела 9 брать диаметр не 22 см, а, имея (при $h=18$ см) ширину постели 12,6 см, оптимальный ее диаметр:

$$d_{\text{опт}} = \frac{c}{0,71} = \frac{12,6}{0,71} = 18 \text{ см.}$$

Принимая для ряжей бревна $d=22$ см вместо $d=18$ см, мы тем самым получаем перерасход древесины в стенке (согласно данным рис. 27) на 7% от того объема, который мог бы быть затрачен при правильно выбранном диаметре.

Диаметр 28 см при ширине постели $c = 21,4$ см также невыгоден, так как, выбрав при той же ширине постели диаметр:

$$d_{opt} = \frac{c}{0,71} = \frac{21}{0,71} = 30 \text{ см},$$

мы получили бы экономию в древесине около 30% (по данным того же графика).

Так как средний диаметр, примененный на Шаваньской плотине, ближе к 22 см, чем к 28 см, то можно считать, что перерасход древесины на Шаваньской плотине был примерно около 6%, т. е. при объеме затраченной на Шаваньскую плотину древесины 106 000 м³ можно было бы сэкономить 6000 м³.

Получение этой экономии конечно связано было бы с необходимостью применения двух-трех высот окантовки, соответствующих средним диаметрам применяемых групп древесины.

Хотя применение нескольких высот окантовки вместо стандартной и вносит некоторое осложнение в производство работ, но придерживаться его при необходимости экономии древесины все же следует.

2. Излишняя сложность конструкции оголовка плотины, заключающаяся в чрезмерно большом числе индивидуальных фасонных брусев. Обработка этих брусев носила чрезвычайно сложный характер, так как приходилось добиваться совершенно точных углов стески отдельных сторон разных бревен для того, чтобы могущая получиться неточность не повлияла на коэффициент расхода через водослив и плотность притески. Не менее сложной оказалась в дальнейшем и установка этих бревен с подгонкой их на месте. Все это в конечном результате не дает уверенности в абсолютной жесткости соединений, поскольку оголовки подвергается разного рода деформациям (усадка, нагревание с последующим высыханием и пр.).

В качестве более простого варианта этой конструкции можно было бы предложить устройство оголовка из бетона.

Сравнительно большое количество металла, которое понадобится здесь для скрепления бетона с деревом, будет компенсироваться простотой изготовления и экономией металла на рельсах. Последних потребуется значительно меньше, если учесть, что их назначением будет являться только скрепление оголовка с телом плотины для придания соединению необходимой жесткости.

К этому предложению следует подходить весьма осторожно, поскольку оно относится к весьма ответственной и наиболее изнашиваемой части плотины. Лишь в результате детального конструирования такого бетонного оголовка и по тщательном испытании прочности соединения его с ряжем можно будет произвести сравнение его с оголовком, осуществленным в Шаваньской плотине.

3. Излишнее утяжеление обшивки низовой грани плотины. Что касается обшивки низовой грани, то принятые размеры брусев ее не вызываются необходимостью; брусья можно было бы заменить досками достаточной толщины.

4. Утяжеление размеров бревен вертикальных стен. Согласно примененной на Беломорско-Балтийском канале методике статического расчета наклонных и вертикальных стенок (упомянутой в разделе 20) давление камня предполагалось распределить на 50% на наклонные и 50% на вертикальные стены, что, повидимому, не соответствует действительной картине распределения усилий, как это подробно освещено в том же разделе.

Размеры бревен вертикальных стенок по нашему мнению были приняты здесь несколько преувеличенными и могли бы быть уменьшены в соответствии с фактически воспринимаемыми ими усилиями (способ расчета которых дан в разделе 25) и конструктивными соображениями при пересечении наклонных стен.

Все указанные выше упрощения конструкции отдельных элементов плотины несомненно уменьшат итоговую стоимость ее, что будет способствовать большому распространению этого типа плотин в местах, где дерево является местным материалом.

За исключением судоходства во всех областях народного хозяйства, где возникает необходимость в возведении подпорных сооружений, в большинстве случаев мы имеем дело с водохранилищами плотинами. Для этой категории плотин до сих пор еще не разработан тип высоконапорной деревянной плотины.

Значительные трудности конструирования возникают здесь в связи с необходимостью предусмотреть возможность опорожнения водохранилища.

Устройство в теле плотины водоспуска с низким порогом вызовет большое давление на щиты водоспуска, которое будет передаваться плотине и заставит ее работать в весьма невыгодных условиях. Если предусмотреть устройство промежуточных опор в теле плотины, ограничивающих отверстие водоспуска и воспринимающих давление, передаваемое от щитов, то основные затруднения в конструировании в этом случае выразятся в необходимости нарушения сплошной конструкции тела плотины и в ослаблении прочности соединений, что в свою очередь может создать в месте соединения устоев с телом плотины удобные пути для чрезмерной фильтрации.

Одним из подходящих решений могло бы явиться следующее устройство. Водоспускное отверстие требующейся длины устраивается возле одного из береговых устоев в зависимости от топографии и конфигурации берегов и русла. С другой стороны это отверстие ограничивается бычком, от которого тело плотины, не нарушая своей цельности, идет к противоположному береговому устою. Между выбранным береговым устоем и бычком устраивается служебный мостик, откуда производится маневрирование щитами водоспуска.

В некоторых случаях может представиться выгодной комбинация этого устройства с трубой в теле устоя наподобие осуществленной в Шаваньской плотине (рис. 51). Не исключена возможность устройства донного отверстия, для чего в месте устройства этого отверстия следовало бы повысить на некотором протяжении верховой бетонный упор. О пригодности того или иного предло-

жения можно судить лишь после детального конструирования предлагаемых устройств, что явилось бы самостоятельной задачей.

Из сказанного выше видно, что вопрос дальнейшего усовершенствования конструкции высокоряжевых плотин под углом зрения более рационального устройства их заслуживает несомненно большого внимания, так как это позволит значительно расширить сферу применения рассматриваемого типа плотин и уменьшить их стоимость.

Касаясь влияния геологических факторов на выбор конструкции наклонно-ряжевой плотины, следует отметить, что наилучшим типом основания для них, как и вообще для плотин высокого напора, следует считать скальное основание.

Осуществление наклонно-ряжевых плотин на мягких грунтах вызывает ряд технических и конструктивных осложнений, до настоящего времени еще полностью не разрешенных, необходимость устройства вертикально-ряжевого ростверка в основании, сопряжения наклонных стенок тела плотины с вертикальными стенками основания и проверки давления в основании на грунт.

Первое приближенное решение этой задачи уже дано в проекте деревянной водосливной плотины на р. Свирь, входящем в состав одного из запроектированных вариантов, описанного в разделе 18. В приведенном описании этого проекта даются краткие указания относительно целесообразности той или иной конструкции.

Окончательно судить о ценности предлагаемых в этом проекте конструкций еще преждевременно. Являясь первым приближением к разрешению вопроса о применении высоких деревянных плотин на мягких грунтах, эта конструкция должна подвергнуться дальнейшему анализу и развитию, при благоприятных результатах которого задачу можно будет считать разрешенной, если предлагаемая конструкция окажется также экономически целесообразной.

В заключение следует отметить, что перечисленные выше вопросы, касающиеся дальнейшего усовершенствования конструкций наклонно-ряжевых плотин, требуют тщательной лабораторной и опытной проработки, в результате которой можно будет иметь окончательное суждение о пригодности того или иного предложения.

Глава V

РАСЧЕТ НАКЛОННО-РЯЖЕВЫХ ПЛОТИН

Статический расчет разнородного по материалу тела наклонно-ряжевой плотины не может быть столь точным и определенным, как в однородном теле бетонного водослива.

Давая ниже способ статического расчета наклонно-ряжевой плотины, мы должны оговориться, что фактическая картина распределения внутренних напряжений в ряжах плотины благодаря

возможности неравномерной осадки плотины, неплотной пригонки врубок и т. п. будет несколько отличаться от получаемой по предлагаемому нами ниже упрощенному способу расчета.

Степень соответствия получаемой нами картины распределения давления действительной картине зависит от степени правильности предположений, легших в основу учета всех действующих на плотину внешних сил.

Приведенный ниже способ расчета следует рассматривать лишь как известное приближение к фактической более сложной картине, дающее возможность определить необходимые прочные и безопасные размеры конструкции.

20. СИЛЫ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА ПЛОТИНУ

Прежде чем перейти к расчету наклонно-ряжевых плотин, рассмотрим все внешние силы, действующие на тело наклонно-ряжевой плотины, и картину их распределения внутри плотины.

а) Давление воды

Как указывалось в разделе 14, наклонно-ряжевая плотина представляет собой водосливную плотину треугольного сечения, образованную наклонными стенками, идущими вдоль оси плотины под углом 45° к горизонту, и вертикальными ряжевymi стенками, идущими поперек оси плотины. Ряжи заполнены камнем; плотина имеет непроницаемую верховую и проницаемую низовую обшивки. В верховой обшивке на глубине h_1 от гребня имеется ряд сквозных отверстий для впуска воды в тело плотины (рис. 71).

Заполняющая тело плотины вода предохраняет дерево внутри плотины от загнивания; вода выходит через ряд отверстий в низовой грани, образуя непрерывный ток внутри загрузки.

Во избежание образования большого гидростатического давления изнутри плотины на низовую грань, отрывающего обшивку и низовую грань от вертикальных стенок, и для увеличения общего веса плотины тело наклонно-ряжевой плотины внутри было перегородено горизонтальной диафрагмой из торфа. Диафрагма значительно уменьшает напор профильтровавшей через нее воды, которая выходит небольшими фонтанчиками через ряд отверстий в низовой грани под диафрагмой и фильтрацион-

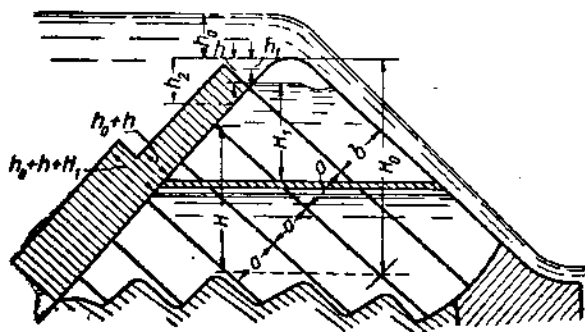


Рис. 71. Схема основных размеров и давления воды на наклонно-ряжевую плотину.

ные трубы в упорном гуське. Вес воды внутри тела плотины над диафрагмой передается в этом случае через загрузку наклонным и вертикальным стенкам, увеличивая общий вес плотины. На обшивку напорной грани плотины действует снаружи давление от удерживаемой плотинной воды, а изнутри — давление заполняющей тело плотины воды.

Обозначим толщину переливающегося через плотину слоя воды через h_0 , превышение гребня плотины над рядом отверстий в напорной грани через h , напор в верхней части плотины над диафрагмой через H_1 , напор под диафрагмой H_1' . Картину распределения давления воды на верхнюю часть напорной грани плотины мы можем изобразить в виде прямоугольника с ординатой $h_0 + h$ (рис. 71).

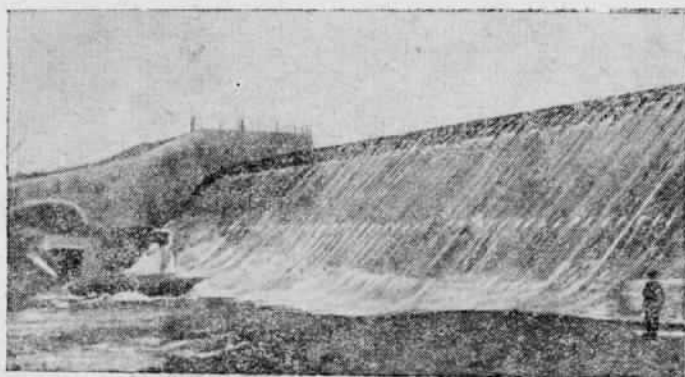


Рис. 72. Общий вид на сливную грань Шаваньской наклонно-ражевой плотины (видны бьющие фонтанчики).

Точная картина распределения пьезометрического давления внутри плотины и главным образом ниже диафрагмы осталась невыявленной, так как обследовательская партия НИИГ, прибывшая на плотину в период перелива большого слоя воды, вследствие недоступности низовой грани не смогла заложить пьезометров. Но на основании непосредственного наблюдения за интенсивностью бьющих через отверстие в низовой грани фонтанчиков (рис. 72) следует заключить, что напор под диафрагмой не равен нулю и может быть принят равным какой-то части от H , которую мы будем характеризовать коэффициентом β .

Для описанной конструкции диафрагмы по проведенным на месте наблюдениям за интенсивностью бьющих фонтанчиков можно остаточный напор принять примерно равным 0,25 от напора над диафрагмой H_1 ; это значение β мы примем в дальнейших расчетах для этого типа диафрагмы. При принятом нами значении напора под диафрагмой $H_1' = 0,25 H_1$ давление воды на нижнюю половину напорной грани выразится прямоугольником с ординатой:

$$h_0 + h + (1 - \beta) H_1.$$

При устройстве достаточно водонепроницаемой диафрагмы (толстой глиняной или деревянного пола) напор воды под диафрагмой будет равен нулю, т. е. коэффициент $\beta = 0$ (эпюра на рис. 71)

Просочившаяся через диафрагму вода будет уходить в фильтрационные отверстия; каменная загрузка между диафрагмой и горизонтом нижнего бьефа может быть при этом не во взвешенном состоянии, что увеличит давление на стенки и утяжелит конструкцию стенок, в чем надобности, как мы увидим в дальнейшем, по условиям устойчивости плотины не имеется.

Таким образом на каждый отсек как наклонной, так и вертикальной стенки (образующей одну клетку) от давления воды на верхнюю часть напорной грани передается усилие:

$$G_0 = \frac{1}{2} \gamma a^2 (h_0 + h), \quad (22)$$

где a — размер клетки ряжа;
 γ — вес единицы объема воды;
 h_0 и h — см. выше.

На каждый отсек вертикальной и наклонной стенки, образующей одну клетку, отходящую от напорной грани ниже проницаемой диафрагмы (при $\beta = 0,25$), передается усилие:

$$|G_0| = \left| \frac{1}{2} \gamma a^2 (h_0 + h + 0,75 H_1) \right|. \quad (23)$$

Эти усилия (22) и (23) вызывают в венцах наклонных и вертикальных стенок напряжение сжатия, которое мы считаем в пределах рассматриваемой клетки равномерно распределенным. Ввиду того что равнодействующая гидростатического давления (эпюра на рис. 71) расположена эксцентрично по отношению к сечению у напорной грани, в первых от напорной грани венцах плотины от внецентренного сжатия возможно образование растягивающих напряжений. Но, как показывают приведенные в следующей главе примеры расчета наклонно-ряжевой плотины, растягивающие напряжения при самых невыгодных комбинациях сил или не получаются вовсе или дают в верхней части венцов плотины столь незначительную величину, что практического значения иметь не могут.

Так как учет внецентренности сжатия напорной грани дает отрицательные напряжения, не имеющие практического значения и уменьшает напряжения сжатия в венцах первых, наиболее нагруженных наклонных стенок (т. е. изменяет их расчетное усилие не в запас прочности), мы считаем целесообразным его в расчет не вводить и вести расчет на сжатие от давления воды, равномерно распределенное в пределах расчетной клетки.

Давление воды на наклонные и вертикальные стенки внутри плотины отдельно не учитывается, так как взаимно уравновешивается с обеих сторон, но влияет на собственный вес частей плотины, погруженных со всех сторон в воду.

Давление воды на низовую грань плотины получается как разница внутреннего давления фильтрующей через тело плотины

воды и внешнего давления от переливающейся струи и заставляет работать венцы низовой грани на изгиб, а врубки вертикальных стенок в наклонные — на скалывание. Последнее при принятой длине остатка вертикальных стенок при врубке в низовую грань 0,16 м определяет предельный напор, который можно допускать над диафрагмой из условий скалывания врубки; при допускаемых на скалывание напряжениях 8,5 и 7,0 кг/см² (см. раздел 10 „Допускаемые напряжения“) предельные напоры над диафрагмой соответственно будут равны 10,8 и 8,0 м. Давление воды на диафрагму в каждом ряду при принятом достаточном напоре $H_1' = \beta H_1$ будет равно:

$$(1 - \beta) \gamma \frac{a^2}{\cos 45^\circ} H_1 \quad (24)$$

и передается каменной загрузке под ней, которая распределяет его между наклонной и вертикальной стенками, о чем будет сказано при рассмотрении давления загрузки.

Для второй с низовой стороны наклонной стенки, воспринимающей сверху давление воды от клетки с размерами a и b , давление воды будет равно:

$$\frac{1}{4} [\gamma a^2 (h_0 + h) + \gamma ab (h_0 + h_1)], \quad (22a)$$

где h_1 — глубина погружения под гребнем центра тяжести площади проекции первого ряда клеток на напорную грань.

Давление воды на диафрагму в клетках первого ряда будет:

$$(1 - \beta) \gamma \frac{ab}{\cos 45^\circ} H_1.$$

Таким образом наличие диафрагмы разгружает от давления низовую грань плотины, увеличивает весом воды над диафрагмой вес плотины в запас ее устойчивости, но вместе с тем создает добавочную нагрузку для наклонных и вертикальных стенок, заставляя их воспринимать вес находящейся над диафрагмой воды, который без диафрагмы воспринимался бы основанием плотины.

Противодавление фильтрующей через скальное основание плотины воды непосредственно на основании каркаса не сказывается, а дает лишь уменьшение веса загрузки и дерева (благодаря их взвешиванию) ниже горизонта воды; просачивающаяся через трещины основания в тело плотины вода свободно уходит через фильтрационные отверстия в упорном гуське и низовой грани. Таким образом при учете всех действующих на плотину сил противодавление фильтрующей воды в нижней части плотины учитывается лишь уменьшением веса части загрузки и каркаса в погруженной в воду части тела плотины.

б) Давление загрузки

Все внутреннее пространство плотины между наклонными и вертикальными стенками заполнено каменной загрузкой из булыж-

ного камня. Вес загрузки передается частично силой трения вертикальным стенкам, между которыми она сжата, а главным образом наклонным стенкам. Обозначим вес камня в ряду между двумя наклонными стенками, приходящийся на одно бревно, через g_k (рис. 73); часть веса, передающегося наклонной стенке, обозначим через $g_{k.n}$. Коэффициент передачи веса камня на наклонную

стенку, представляющий собой отношение $\frac{g_{k.n}}{g_k}$, назовем через m .

На величине коэффициента m подробнее остановимся ниже.

Вес камня, передающийся на каждое бревно наклонной стенки в ряду $g_{k.n}$, может быть разложен на две составляющие (рис. 73): $g'_{k.n}$, сжимающую бревна наклонных стенок и создающую в наклонной стенке постепенно нарастающее усилие, и составляющую $g''_{k.n}$, которая заставляет работать на изгиб бревна наклонных стенок и на продольный изгиб бревна вертикальных стенок.

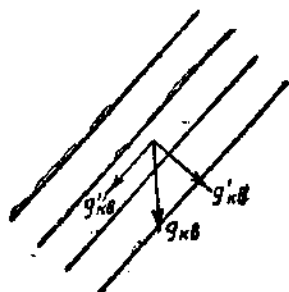
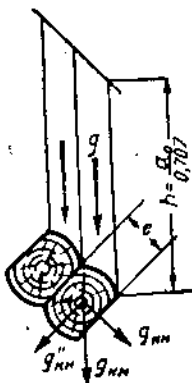


Рис. 73. Схема нагрузок, действующих на бревно наклонной и вертикальной стен.

Давление от веса камня, передающееся на бревно вертикальной стенки в ряду, которое мы обозначим через $g_{k.v}$, может быть также разложено на две составляющие (рис. 73): $g'_{k.v}$, сжимающую бревна вертикальных стенок и создающую постепенно нарастающее книзу усилие сжатия, и составляющую $g''_{k.v}$, от которой бревна вертикальной стенки работают на продольный изгиб.

Горизонтальная составляющая давления камня на вертикальные стенки с обеих сторон взаимно уравновешивается.

Таким образом вес каменной загрузки заставляет бревна наклонных стенок работать:

1) на постепенно нарастающее книзу каждой стенки усилие сжатия: $G_{k.n} = \sum g'_{k.n}$;

2) на изгиб $-g''_{k.n}$.

Бревна же вертикальных стенок работают:

1) на нарастающее книзу стенки усилие сжатия: $G_{k.v} = \sum g'_{k.v}$;

2) на постепенно нарастающее книзу каждого бревна усилие, вызывающее продольный изгиб, $\sum (g''_{k.n} + g''_{k.v})$.

При статическом расчете Шаваньской плотины было принято, что усилие сжатия от веса каменной нагрузки распределяется равномерно и одинаково как на наклонные, так и на вертикаль-

ные стенки, и объектом расчета на сжатие был избран крестообразный отрезок из бревна наклонной и вертикальной стенки.

Такой метод расчета нам представляется не совсем правильным, так как несомненно, что каменная загрузка главную часть своего веса $g_{к.н}$ передает на наклонные стенки, передавая вертикальным лишь составляющую от сил трения каменной загрузки о вертикальные стенки $g_{к.в}$ (учитываемую нами с помощью коэффициента m) и незначительную составляющую, передающуюся бревнам вертикальной стенки, на ширине врубки (рис. 74) в наклонную:

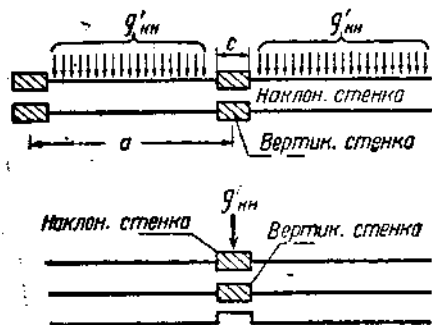


Рис. 74. Схема передачи нагрузок при пересечении бревен наклонной и вертикальной стенок.

$$g'_{1к.н} = g'_{к.н} \frac{\epsilon'}{a} \approx 10\% g'_{к.н}.$$

Так как эта незначительная составляющая воспринимается бревнами вертикальных стенок на опоре во врубках (рис. 74), то можно считать, что на смятие постели в пролете, который в 10 раз длиннее врубки, от нее передается не более $\frac{1}{4} g'_{1к.н}$, т. е. $2-3\%$ $g'_{к.н}$, какой величиной для упрощения расчетов мы пренебрегаем.

На равномерное же сжатие от суммы сил $g'_{к.н}$ будем рассчитывать площадь постели венца наклонной стенки на всей длине пролета a , включая и площадь врубки.

Перейдем к определению величины усилия $G_{к.н}$, вызывающего сжатие в наклонных стенках плотины. На глубине H (рис. 74) это усилие будет, очевидно, равно $\Sigma g'_{к.н} = \Sigma m g_{к.н} \cos 45^\circ$; если обозначить размер клетки ряжа между осями через a , отношение объема камня в клетке ряжа к объему клетки через t , вес 1 м³ каменной загрузки в воздухе через γ_k , пористость камня через ϵ , то вес каменной загрузки в воде будет:

$$\gamma'_k = \gamma_k - (1 - \epsilon),$$

а вес всего камня в ряду, взвешенного в воде, могущего давить на наклонную стенку, будет:

$$G_{к.н} = \gamma'_k m \left(a^2 \frac{H}{\cos 45^\circ} - \frac{a^3}{2} \right) t = \gamma'_k m t a \left(1,41 H - \frac{a}{2} \right).$$

Для определения веса не взвешенного в воде камня в эту формулу надлежит вместо γ'_k вставить γ_k .

Усилие же сжатия в наклонной стенке от веса камня будет равно:

$$G'_{к.н} = 0,71 m t \gamma'_k a^2 \left(1,41 H - \frac{a}{2} \right). \quad (25)$$

При объемном весе камня $\gamma_k = 2,1 \text{ т/м}^3$ и пористости $\varepsilon = 25\%$ ¹ будем иметь вес камня в воде:

$$\gamma'_k = 2,1 - (1 - 0,25) = 1,35 \text{ т/м}^3,$$

и формула (25) после перемножения цифровых коэффициентов будет иметь вид:

$$G'_{к.н} = 0,96 \text{ мта}^2 \left(1,41 H - \frac{a}{2} \right) \text{ тонн.} \quad (25a)$$

В случае незатопления каменной загрузки, что может иметь место при непроницаемости диафрагмы между последней и горизонтом нижнего бьефа (рис. 75), в формулу (25) надлежит ставить не $\gamma'_k = 1,35$, а $\gamma_k = 2,1$, что после перемножения цифровых коэффициентов даст:

$$G'_{к.н} = 1,49 \text{ мта}^2 \left(1,41 H - \frac{a}{2} \right)$$

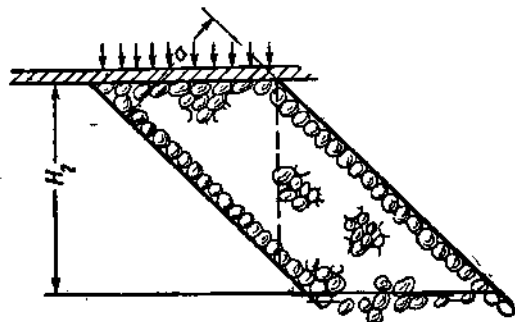


Рис. 75. Передача давления диафрагмы на загрузку под ней.

больше предыдущей величины, определяемой по формуле (25a), на добавочное усилие от незатопления загрузки. При высоте незатопленного слоя H_2 добавочное усилие сжатия в наклонной стенке от слоя H_2 будет равно:

$$G_{к.доб} = 0,53 \text{ мта}^2 (1,41 H_2 - a). \quad (26)$$

В скобках здесь стоит не $\frac{a}{2}$, а a ввиду того, что треугольная призма (выше диафрагмы), входящая в объем $1,41 H_2 a^2$ и давящая на наклонную стенку через диафрагму и загрузку, находится во взвешенном состоянии и добавки не дает.

В этом виде (25a) и (26) мы и будем пользоваться формулами для определения усилия сжатия в бревнах наклонных стенок от веса взвешенной и не взвешенной в воде каменных загрузок.

Во второй стенке, воспринимающей давление камня от ряда с размером клетки a и b , сжимающее усилие в стенке от давления камня выразится формулой (25a), в которой вместо a^2 будет стоять ab и $\frac{b}{2}$ вместо $\frac{a}{2}$, т. е:

$$G'_{к.н} = 0,96 \text{ мтаб} \left(1,41 H - \frac{b}{2} \right) \text{ тонн.} \quad (25б)$$

Добавочное давление, передаваемое по второй наклонной стенке от невзвешенности камня, выразится также:

$$G_{к.доб} = 0,53 \text{ мтаб} (1,41 H_2 - b). \quad (26a)$$

¹ Данные расчета Шаваньской плотины на Беломорское.

Кроме усилия сжатия, создаваемого непосредственно весом каменной загрузки, последняя передает еще на наклонную стенку часть усилия от давления диафрагмы, равного $\frac{\gamma a^2 H_1 (1 - \beta)}{\cos 45^\circ}$; большая часть этого усилия будет воспринята наклонной стенкой, часть его, очевидно, силой трения загрузки будет передана вертикальным стенкам. Для упрощения расчетов примем тот же процент передачи усилия от диафрагмы на наклонную стенку, что и от веса самой каменной загрузки — $m\%$, причем будем считать, что это усилие от диафрагмы передается наклонной стенке равномерно на длине вертикальной проекции диафрагмы на наклонную стенку (рис. 75).

Величина этого добавочного усилия сжатия от веса воды на диафрагме в наклонной стенке будет равна:

$$G_{\text{д. доб}} = (1 - \beta) \frac{ma^2}{\cos 45^\circ} H_1 \cos 45^\circ = (1 - \beta) ma^2 H_1 \text{ тонн.} \quad (24a)$$

При непроницаемой диафрагме напор воды под ней равен нулю ($\beta = 0$) и добавочное давление:

$$G_{\text{д. доб}} = ma^2 H_1.$$

Теперь остановимся на определении величины коэффициента m передачи веса каменной загрузки наклонной стенке. Каменная загрузка находится между двумя вертикальными стенками при достаточно большой длине их и расстоянии a_0 между ними. Бу-

дучи принята за сыпучее тело с углом естественного откоса φ° , каменная загрузка по передаче вертикального давления от собственного веса на наклонную стенку находится в условиях, аналогичных сыпучему телу, находящемуся между двумя вертикальными стенками, при расстоянии между ними в свету a_0 и толщине слоя h (рис. 76).

Таким образом вертикальное давление камня, передающееся на наклонную стенку от наклонного слоя с высотой h по вертикали

$$h = \frac{a_0}{\cos 45^\circ}, \text{ может быть определено как да-}$$

вление сыпучего тела на дно между двумя параллельными стенками. Последнее может быть определено по способу Янсена для расчета силосов, который в современной гидротехнической практике применяется и для расчета давления загрузки в ряжах (см. раз-

дел 4 „Давление загрузки между параллельными стенками“). Вертикальное давление p_z на 1 м^2 основания или проекции его на горизонтальную плоскость (для наклонного дна):

$$p_z = \frac{\gamma_x F}{\mu x} \left(1 - e^{-\frac{\mu}{F} kh} \right), \quad (27)$$

где F — площадь в свету между стенками; на длине 1 пог. м
 $F = a_0 \cdot 1$;

γ'_k — вес каменной загрузки в воде;

u — периметр трения грунта о стенки; на данной длине 1 пог. м
 $u = 2$ м:

$$\frac{u}{F} = \frac{2}{a_0};$$

h — высота слоя, равная $\frac{a}{\cos 45^\circ}$;

e — основание натуральных логарифмов, равное 2,718;

k — коэффициент, равный по Кенену $k = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \operatorname{tg} \varphi_0$,

где φ — угол естественного откоса грунта, а φ_0 — угол трения загрузки о стенки ряжа.

Значения коэффициента k , входящего в формулу Янсена для некоторых грунтов были получены НИИГ на опытном ряже на Беломорско-Балтийском канале в 1933 г.

Полученные значения коэффициентов, а также соображения, легшие в основу выбора коэффициента k для каменной загрузки, принятого нами $k = 0,125$, были подробно освещены в разделе 5 о давлении загрузки в ряжах¹.

Вес всей засыпки, находящейся над площадью 1 м² между стенками в ряже, будет равен:

$$q_s = \gamma_k \cdot 1 \cdot h. \quad (28)$$

Коэффициент передачи давления от каменной загрузки на дно будет равен отношению:

$$m = \frac{p_s}{q_s}, \quad (29)$$

из которых каждое определяется по формулам (27) и (28).

Величина p_s , определяемая по формуле (27), может быть легко и быстро определена с помощью графиков (рис. 21), на которых вычерчены кривые зависимости $p_s = f(h)$ для различных отношений $\frac{u}{F}$.

Так например, при $a = b = 2,1$ м и средней толщине стенки 0,25 м, соответствующей диаметру $d_{cp} = 0,27$ м, будем иметь:

$$a_0 = 2,1 - 0,25 = 1,85 \text{ м};$$

$$\frac{u}{F} = \frac{2}{1,85} = 1,08; \quad h = \frac{1,85}{0,707} = 2,62 \text{ м}.$$

Давление засыпки без стенок на 1 м² площади основания:

$$q_s = \gamma'_k \cdot 1 \cdot h = 1,35 \cdot 1 \cdot 2,62 = 3,53 \text{ т}.$$

¹ Позднее — к моменту выхода в свет настоящей работы значения коэффициента k были уточнены в Институте Водгео при лабораторных испытаниях модели ряжей (стр. 30). Принятое здесь значение $k = 0,125$ дает для наклонных стенок дополнительный запас прочности около 5–8%.

По графику рис. 21 находим:

$$p_s = 2,22 \cdot 1,35 = 3,0 \text{ м};$$

$$m = \frac{p_s}{q_s} = \frac{3,00}{3,53} = 0,85.$$

Вычисленные подобным образом коэффициенты m для других размеров клетки a и b дают следующие цифровые значения:

$$\begin{array}{ccccc} a = 2,1 & 1,8 & 1,50 & 2,1 & 1,80 \\ b = 2,1 & 1,8 & 1,50 & 1,57^1 & 1,35^1 \\ m = 0,85 & 0,84 & 0,84 & 0,88 & 0,88 \end{array}$$

Кроме сжатия бревен наклонных стенок давление каменной загрузки вызывает изгиб бревен наклонных стенок.

Каждое бревно наклонной стенки под влиянием силы

$$g''_{\kappa. \kappa} = \frac{0,18 \cdot \cos 45^\circ \cdot a_0 \gamma_{\kappa'} a_0 \cos 45^\circ m}{\cos 45^\circ} = 0,13 a_0^2 \gamma_{\kappa'} m \quad (30)$$

претерпевает деформацию изгиба.

Как показывает поверочный расчет, напряжение от изгиба получается незначительным и не определяет размеров бревен. Таким образом основным усилием, определяющим размеры бревен наклонных стенок, является усилие сжатия бревен по направлению стенки.

Продольное усилие в бревнах вертикальных стенок от камня равно:

$$g''_{\kappa. \kappa} + g''_{\kappa. \sigma}, \text{ но } g''_{\kappa. \sigma} = (1 - m) 0,13 a_0^2 \gamma_{\kappa'}, \text{ и следовательно}$$

сумма их:

$$g''_{\kappa. \sigma} + g''_{\kappa. \kappa} = 0,13 a_0 \gamma_{\kappa'}. \quad (30a)$$

Составляющая давления камня $\Sigma g'_{\kappa. \sigma} = G'_{\kappa. \sigma}$, передающаяся на вертикальные стенки, вызывает в каждом бревне усилие сжатия, постепенно нарастающее книзу каждой стенки:

$$G'_{\kappa. \sigma} = 0,71 (1 - m) t \gamma_{\kappa'} a^2 \left(1,41 H - \frac{a}{2} \right), \quad (31)$$

что после перемножения цифровых коэффициентов при $\gamma_{\kappa'} = 1,35 \text{ т/м}^3$ даст:

$$G'_{\kappa. \sigma} = 0,96 (1 - m) t a^2 \left(L - \frac{a}{2} \right) \text{ тонн} \quad (31a)$$

— величины, сходные с изображенными в формулах (25) и (25a).

Обозначения входящих в формулу величин те же; только под величиной L здесь надлежит подразумевать высоту вертикальной стенки, отсчитываемую от данной точки до напорной грани по направлению наклонных стенок $L = 1,41 H$, что удобнее.

¹ Для второй наклонной стенки, воспринимающей давление камня в клетке с размерами a и $b \neq a$.

К усилию сжатия, определяемому по формуле (31), надлежит ниже диафрагмы во всех рядах кроме первого прибавлять добавочное усилие от воды:

$$G'_{\text{в. доб}} (1 - m) 0,75 a^2 H_1 \text{ тонн;} \quad (32)$$

а в первом ряду клеток:

$$G'_{\text{в. доб}} (1 - m) 0,75 ab H_1 \text{ тонн.} \quad (32a)$$

в) Собственный вес деревянных частей плотины

Ряжевая рубка как вертикальных, так и наклонных стенок плотины, будучи погружена в воду, находится во взвешенном состоянии и имеет отрицательный вес, который заставляет стенки всплывать. Вес дерева одной стенки ряжевой клетки в одном пролете:

$$G_d = -\frac{1}{2} \gamma_d \cdot 1,41 H a^2 (1 - t) \text{ тонн,}$$

где γ_d —вес 1 м³ дерева, равный 0,9 м/м³ (после намокания);

H —высота стенки;

t —отношение объема, занимаемого в клетке камнем, к объему клетки.

Составляющая взвешивающего давления по наклонной стенке в одном ее пролете уменьшает усилие сжатия в венцах наклонных стенок на величину $G_d = \frac{1}{2} (1 - \gamma_d) 1,41 H a^2 (1 - t) \cos 45^\circ$.

При $\gamma_d = 0,9 \text{ м/м}^3$ перемножение всех цифровых коэффициентов даст:

$$G_d = -0,05 a^2 (1 - t) H \text{ тонн.} \quad (33)$$

Для клетки с размерами a и b (вторая наклонная стенка) будем иметь:

$$G_d = -0,05 ab (1 - t) H \text{ тонн.} \quad (33a)$$

Эта сила уменьшает сжимающее усилие в каждом пролете как наклонных, так и вертикальных стенок и должна быть учтена при расчете бревен стенок на сжатие.

Кроме усилия сжатия собственный вес бревен вызывает изгиб бревен наклонных и продольный изгиб бревен вертикальных стенок.

Этот вес легко подсчитывается для расчетного бревна и прибавляется к аналогичным усилиям от веса каменной загрузки, вызывающей те же деформации (стр. 38); объемный коэффициент

$$t = \frac{(a - b_{ep})^2}{a^2} = \frac{a_0^2}{a^2}.$$

Приводим значения объемного коэффициента t , вычисленные по этой формуле для клеток 2,1 м при средней толщине стенок $b_{cp} = 0,25$ м (по данным Шаваньской плотины):

$a = 2,1$	1,80	1,50	2,1
$b = 2,1$	1,80	1,50	1,57
$t = 0,771$	0,741	0,70	0,74

Как было упомянуто в разделе 19, наивыгоднейшим углом в вершине наклонно-ряжевой плотины является угол 90° .

Посмотрим, как повлияло бы изменение угла $\alpha = 45^\circ$ напорной грани с горизонтом на работу наклонных и вертикальных стенок. Небольшой анализ основных формул для тангенциальных усилий сжатия в наклонных и вертикальных стенках и продольных усилий в вертикальных даст возможность заключить, что:

1. Увеличение угла $\alpha > 45^\circ$ вызывает:

- 1) увеличение продольных усилий в вертикальных стенках;
- 2) уменьшение тангенциальных усилий сжатия в вертикальных стенках;
- 3) увеличение тангенциальных усилий сжатия в наклонных стенках.

2. Уменьшение угла $\alpha < 45^\circ$ вызывает:

- 1) увеличение тангенциальных усилий сжатия в вертикальных стенках;
- 2) уменьшение продольных усилий в вертикальных стенках;
- 3) уменьшение тангенциальных усилий в наклонных стенках;
- 4) увеличение давления загрузки на основание клеток.

Если увеличение угла α является совершенно не выгодным для работы стенок, то уменьшение его даст некоторый эффект в облегчении наклонных стенок, но дает сильное увеличение объема ряжевой клетки и ухудшение условий гашения струи (увеличение крутизны сливной грани).

21. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ НАКЛОННО-РЯЖЕВЫХ ПЛОТИН НА СДВИГ И ОПРОКИДЫВАНИЕ

Как мы уже упоминали в разделе 20 „а“ (Давление воды внутри наклонно-ряжевой плотины), диафрагма, создавая добавочное давление воды на загрузку, влияет на условие ее устойчивости.

С целью выяснения степени этого влияния проведем для сравнения расчет устойчивости наклонно-ряжевой плотины без диафрагмы внутри плотины и при наличии ее.

а) Плотина без диафрагмы

Невыгоднейшей комбинацией горизонтов для расчета на сдвиг будет максимальная разница горизонтов верхнего и нижнего бьефов, соответствующая положению горизонта верхнего бьефа на уровне гребня плотины и отсутствию воды в нижнем (при повышении горизонта воды в верхнем бьефе и с увеличением

¹ В дальнейших расчетах было округлено до 0,75.

толщины переливающегося слоя горизонт нижнего бьефа при отсутствии отогнанного прыжка будет нарастать быстрее). Схема действующих на плотину сил при ширине ее в 1 пог. м изображена на рис. 77.

Горизонтальные силы. 1. Гидростатическое давление воды на напорную грань равно $\gamma \frac{H_0^2}{2}$ и выражается площадью

треугольника эпюры давления P_1 .

2. Горизонтальные составляющие силы внутреннего распора на наклонные грани взаимно уравниваются. Вертикальные силы. 1. Вертикальные составляющие гидростатического

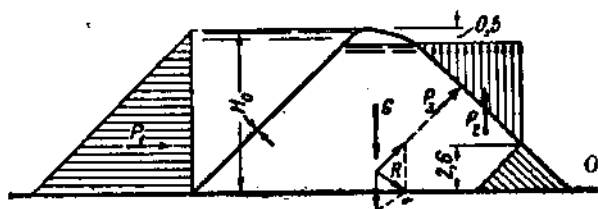


Рис. 77. Схема нагрузок и расчету наклонно-ряжевой плотины без диафрагмы на сдвиг.

давления на напорную грань при горизонте воды внутри плотины на 0,5 м ниже гребня (как мы условно приняли во всех статических расчетах) примерно равны и взаимно уравниваются.

2. Вертикальная составляющая давления воды на низовую грань:

$$P_2 = \gamma \frac{(H_0 - 3,1)^2}{2} = 0,5 H_0^2 - 3,1 H_0 + 4,8.$$

3. Собственный вес плотины G ; при объемном коэффициенте каменной загрузки $t=0,75$, ее весе в воде $\gamma_n' = 1,35 \text{ т/м}^3$, весе дерева в воде $\gamma_d = -0,1 \text{ т/м}^3$ и весе бетона гуська $\gamma_b = 2,2 \text{ т/м}^3$, будем иметь:

$$G = (H_0^2 - 2,6^2) 0,75 \cdot 1,35 - (H_0^2 - 2,6^2) 0,25 \cdot 0,1 + 2,6^2 \cdot 2,2 = 1,02 (H_0^2 - 6,8) - 0,025 (H_0^2 - 6,8) + 14,9 = H_0^2 + 8,1.$$

Сумма всех вертикальных сил будет равна:

$$G - P_2 = 0,5 H_0^2 + 3,1 H_0 + 3,3.$$

При коэффициенте трения ряжей о бетон под стенками $f=0,5$ будем иметь удерживающую силу:

$$P_{уд} = 0,5 (G - P_2) = 0,25 H_0^2 + 1,55 H_0 + 1,65.$$

Задавшись необходимым коэффициентом устойчивости $k_{сдв} = 1,2$, мы должны иметь удовлетворение неравенства:

$$\frac{P_{уд}}{P_{сдв}} \geq 1,2 \text{ или } 0,25 H_0^2 + 1,55 H_0 + 1,65 \geq 0,6 H_0^2.$$

Это неравенство, как показывает его решение, удовлетворяется только при $H_0 \leq 5,3 \text{ м}$, т. е. при практически очень малой для высокоряжевых плотин высоте. При большей высоте плотина не

будет иметь должного коэффициента устойчивости, для увеличения которого приходится увеличить общий вес плотины путем введения горизонтального антифильтрационного слоя (диафрагмы), разгораживающего тело плотины. Диафрагма, как мы уже отметили выше, невыгодна с точки зрения работы наклонных стенок, так как уменьшает величину предельной или допускаемой высоты, но является совершенно необходимой для увеличения устойчивости плотины при горизонтальности ее основания и напоре:

$$H_0 > 5,3 \text{ м.}$$

Увеличить возможный напор плотины без диафрагмы можно было бы изменением формы ее скального основания, обделав последнее не горизонтальной плоскостью,

а зубчатой ступенчатой поверхностью с гранями, перпендикулярными наклонным стенкам (рис. 78). При наличии подходящего (т.е. однородного, не сланцевого или трещиноватого) скального основания последнее можно было бы обработать выступами, и тогда напор, допускаемый плотиной, определялся бы не из условий скольжения

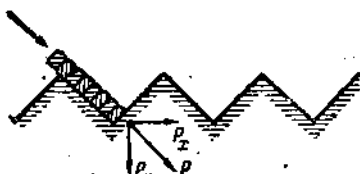


Рис. 78. Схема ступенчатой обделки основания плотины.

плотины по основанию, а условием прочности зубьев скалы на скалывание и условием прочности наклонных стенок на сжатие. При максимальном усилии P , передаваемом 1 *пог. м* наклонной стенки, ширине плоскости скалывания s и допускаемом на скалывание напряжении $\tau^m / \text{м}^2$ условие устойчивости плотины выразилось бы неравенством:

$$P_x \leq \tau \cdot s.$$

Ориентировочно временное сопротивление скалыванию можно принимать равным половине временного сопротивления породы на раздавливание, но расчетное допускаемое напряжение на скалывание камня τ в зубе должно быть все же определено экспериментальным путем.

Этот способ обделки основания, очевидно, представляет несомненные преимущества, но может быть применен не для всякой скалы, так как выветрившаяся трещиноватая или сланцеватая порода может не дать должного коэффициента запаса устойчивости при расчете на скалывание породы.

Расчет наклонно-ряжевой плотины без диафрагмы на опрокидывание излишен, так как равнодействующая всех приложенных к плотине сил пройдет всегда внутри контура плотины, давая относительно точки O не опрокидывающий, а удерживающий момент (рис. 77); силы гидростатического давления на напорную грань снаружи и изнутри уравниваются, а сила гидростатического давления на низовую грань P_z с равнодействующей силой тяжести G , будучи меньше ее, даст равнодействующую R , которая пройдет внутри тела плотины, давая относительно точки O удерживающий момент. Наличие переливающегося слоя на гребне плотины также не нарушит описанной картины.

б) Плотина с диафрагмой

Для увеличения устойчивости наклонно-ряжевой плотины в ее теле необходимо устраивать горизонтальную диафрагму, о роли которой уже говорилось.

Высотное расположение диафрагмы может определяться по двум принципам:

1. Внутренний напор воды, отрывающий низовую грань от вертикальных стенок, делится диафрагмой пополам. Принимая во внимание, что напор внутри плотины начинается ниже гребня на 0,5 м и что нижний венец низовой грани, лежащий на бетонном упорном гуське, находится на 2,6 м выше основания, получим:

$$2H' = H_0 - 3,1 \text{ или } H' = \frac{H_0 - 3,1}{2}.$$

2. Диафрагма располагается возможно выше с тем расчетом, чтобы внутренний напор на нижний венец был равен максимальному напору, допускаемому из условий скалывания врубки верхней стенки в низовую грань.

Расположение диафрагмы по первому принципу даст для нее более низкое положение, являющееся выгодным с точки зрения устойчивости, но невыгодным с точки зрения работы наклонных стенок на сжатие.

Расположение диафрагмы по второму принципу даст для нее высотное положение, близкое к гребню плотины, что, будучи выгодным с точки зрения работы наклонной стенки, является невыгодным с точки зрения устойчивости плотины и ее конструкции, так как предельно допускаемая высота напора плотины с точки зрения прочности врубки вертикальной стенки в наклонную близка к предельному напору, допускаемому условием прочности стенки; величина H будет слишком незначительной для увеличения устойчивости плотины, и устройство диафрагмы близ гребня явится практически бесполезным.

Поэтому высотное положение диафрагмы будем определять, исходя из первого принципа.

Невыгоднейшей комбинацией горизонтов для расчета плотины на устойчивость является, так же как и для плотины без диафрагмы, максимальная разница горизонтов верхнего и нижнего бьефов, которую будем считать при положении горизонта верхнего бьефа на отметке гребня плотины и полном отсутствии воды в нижнем бьефе (горизонт воды в нижнем бьефе обычно нарастает быстрее, чем толщина переливающегося слоя, поэтому максимальная разница горизонтов будет именно в этом случае).

На плотину будут действовать следующие силы (рис. 79).

1. Сдвигающие силы.

а) Гидростатическое давление воды, равное площади треугольника:

$$A C a = \frac{H^2}{2} \gamma = 86 \text{ т.}$$

б) Горизонтальные составляющие гидростатического давления на боковые грани — равные и взаимно уравнивающиеся.

2. Удерживающие вертикальные силы.

а) Собственный вес плотины.

б) Давление воды на диафрагму.

в) Давления воды на напорную боковую грань равно: площадь треугольника AbC минус площадь трапеции $CFgE$ минус площадь треугольника Edb .

г) Давление воды на низовую грань равно: площадь треугольника bHM + площадь трапеции $MKLN$.

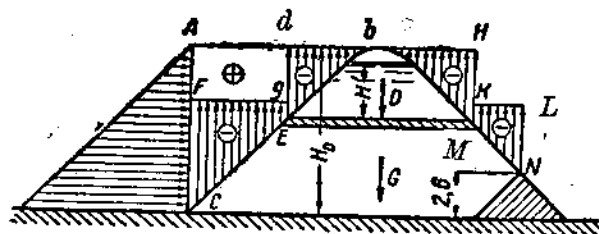


Рис. 79. Схема нагрузок к расчету наклонно-ряжевой плотины с диафрагмой.

Приводим числовой пример, характеризующий взаимоотношение этих сил

и коэффициент устойчивости плотины, полученный без учета сопротивления упорного гуська в скале.

Пусть $H' = 5$ м, тогда $H_0 = 13,1$ м и ординаты эпюр будут иметь значения, приведенные на рис. 80.

Собственный вес плотины:

$$G = 0,75 (H_0^2 - 2,6^2) 1,35 + 2,6^2 \cdot 2,2 - 0,25 \cdot (H_0^2 - 2,6^2) 0,1 = H_0^2 + 8,1 = 179 \text{ т.}$$

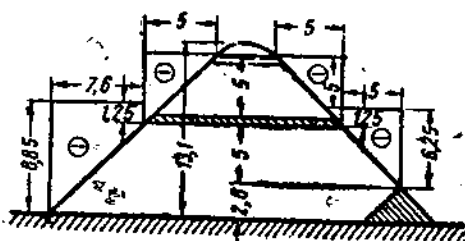


Рис. 80. Схема нагрузок к примеру расчета наклонно-ряжевой плотины с диафрагмой.

Сила сдвига: площадь треугольника $AaC = 86 \text{ т.}$

Давление воды на диафрагму: $D = 2(H' + 0,5) 0,75 H' = 2 \cdot 5,5 \cdot 0,75 \cdot 5 = 41 \text{ т.}$

Давление воды на напорную грань: площадь треугольника AbC (86 т) — площадь трапеции $CFgE$ (31 т) — площадь треугольника Edb (12,5 т).

Давление воды на низовую грань: площадь треугольника bHM (12,5 т) + площадь трапеции $MKLN$ (19,0 т).

Приняв коэффициент трения ряжей о скальное основание $f = 0,5$, будем иметь величину удерживающей силы:

$$P_{уд} = 0,5 (86 - 12,5 - 31 - 12,5 - 19 + 179 + 41) = 231 \cdot 0,5 = 115,5 \text{ т.}$$

Коэффициент устойчивости на сдвиг получаем:

$$k_{сдв} = \frac{115,5}{86} = 1,34 > 1,20,$$

т. е. достаточный.

При падении внутреннего напора ниже диафрагмы давление от последней будет увеличиваться, и следовательно устойчивость будет повышаться.

Расчет плотины с диафрагмой на опрокидывание также излишен, так как силы опрокидывающие здесь меньше, чем без диафрагмы, а удерживающие — больше благодаря добавочному давлению от диафрагмы.

22. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЯ НАКЛОННО-РЯЖЕВОЙ ПЛОТИНЫ

Расчет основания под стенками наклонно-ряжевой плотины сводится к проверке давления на грунт, передаваемого стенками плотины через бетонные полосы, положенные под наклонные и вертикальные стенки плотины параллельно и перпендикулярно ее оси (рис. 81).

Применение бетонных фундаментных полос имеет двоякое значение:

- 1) уменьшить величину напряжения сжатия, передаваемого стенками на основание, с помощью увеличения ширины опорной площади;

- 2) создать для постелей бревен наклонных стенок горизонтальную опорную плоскость, сглаживающую неровности основания.

Напряжение на сжатие постелей бревен, допущенное в наклонных стенках, $\sigma_{\perp} = 11,0 \text{ кг/см}^2$; напряжение же на смятие в торцах вертикальных стенок, допущенное из условий смятия бетона, — 40 кг/см^2 . В первых от напорной грани рядах бревен вертикальных стенок при высоте плотины 15 м (10 рядов наклонных стенок) в торцах бревен достигается максимальное напряжение, как видно из приведенной в расчете вертикальных стенок табл. 14. Таким образом наибольшее давление на основание будет получаться под бетонными полосами вертикальных стенок у напорной грани, где бревна вертикальных стенок передают основанию максимальное усилие.

Максимальное напряжение, допускаемое на смятие бетона от торца бревен, равно 40 кг/см^2 . Вертикальная составляющая этого давления равна $(40 \cdot \cos 45^\circ) \text{ кг/см}^2$.

Но 1 см² площади опорного торца, спроектированный на горизонтальную площадь основания, дает площадь $1 \cdot \cos 45^\circ = 0,707 \text{ см}^2$, а на 1 см² площади основания передается от вертикальных бревен давление, равное $\frac{40 \cdot \cos 45^\circ}{1 \cdot \cos 45^\circ} = 40 \text{ кг/см}^2$, т. е. та же самая величина.

В осуществленной Шаваньской плотине ширина полос поверху 0,4 м, понизу 0,7—0,8 м. Таким образом при максимальной необходимой ширине врубки бревна вертикальной стенки

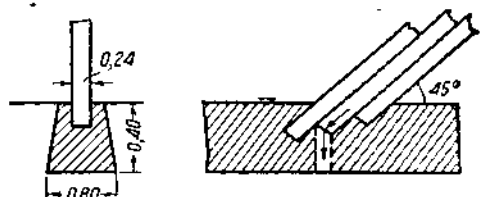


Рис. 81. Схема сопряжения вертикальных стен с основанием.

$d = 26$ см (табл. 15), равной 24 см, получим уменьшение вертикального давления на 1 см^2 основания в $\frac{0,80}{0,24} = 3,3$ раза, т. е. напряжение на грунт основания под вертикальными стенками достигает $\frac{40}{3,3} = 12,0 \text{ кг/см}^2$.

По приведенному примерному подсчету видно, что наибольшее давление на грунт имеет место под вертикальными стенками, причем величина этого давления даже при пятикратном уширении подошвы основания все же будет достигать $6-8 \text{ кг/см}^2$, т. е. такого давления, которое позволит располагать плотину при этой конструкции основания только на скалистых грунтах. Дальнейшее уширение фундаментных полос делает их слишком громоздкими и конструктивно неприемлемыми, так как фундаментные полосы получаются слишком высокими и широкими; это вызывает необходимость больших скальных выемок под ними, что связано со взрывными работами, ослабляющими прочность скалы. Под наклонными стенками применение бетонных фундаментных полос даст возможность уменьшить напряжение сжатия, равное $11,0 \text{ кг/см}^2$, также в $2-3$ раза, т. е. довести его при передаче на грунт до $3-4 \text{ кг/см}^2$ — величины меньшей, чем под вертикальными стенками, но все же требующей применения скального основания, как видно из табл. 10 допускаемых давлений на грунты разного рода в водонасыщенном состоянии, заимствованной из „Общих норм на проектирование гидросооружений“ Института Водгео.

На основании данных табл. 4 допускаемых давлений на сваю в различных грунтах, вычисленных по формуле Дёрра, можно сделать выводы, что применение свайных оснований на мягких грунтах прямо под стенками наклонно-ряжевых плотин высокого напора теоретически возможно. Расположив сваи в два ряда под фундаментной полосой на предельно близком расстоянии, равным $2d$, будем иметь на 1 пог. м стенки $1,5$ свай; они могут воспринять при $d = 30$ см и $l = 4,5$ м в крупном песке (см. табл. 4) нагрузку $11,2 \cdot 1,5 = 16,8 \text{ т}$, что при клетке $2,1$ м соответствует (согласно рис. 83) напору $11-12 \text{ м}$. Увеличение глубины забивки свай до 6 м с помощью забивки машинным копром (табл. 4) может еще более увеличить приведенный предел.

Таким образом основание стенок наклонно-ряжевых плотин на мягких грунтах прямо на грунте ввиду небольшой величины допускаемых давлений не может быть осуществлено и требует либо свайной либо специальной конструкции основания плотины в виде ростверка, могущей значительно уменьшать передаваемые на грунт давления. Схема такой специальной конструкции была предложена в одном из вариантов проекта узла сооружений Свирской ГЭС № 2 с наклонно-ряжевой водосливной плотиной на мягких грунтах, описанной выше в разделе 18.

Допускаемые давления на разные грунты

Г р у н т ы	Водонасыщенный грунт		
	φ°	$\gamma \text{ т/м}^3$	$\sigma \text{ кг/см}^2$
Глинистые грунты			
Слабый глинистый грунт, слабый суглинок со включением органических примесей	15	1,8	0,50
Глинистый грунт, суглинок средней плотности	25	1,8	1,50
Плотносележавшаяся глина, плотный суглинок	25	1,9	2,00
Мергель средней плотности	30	2,0	3,00
Особо плотные глинистые грунты (морена)	30	2,0	3,50
" твердый глинистый грунт с каменной подпочвой	30	2,0	4,00
Песчаные грунты			
Песок мелкий с примесью ила	20	1,9	0,50
" " чистый	22	2,0	0,50
" " плотносележавшийся	25	2,0	1,00
" " средний	25	2,0	1,25
" " плотносележавшийся	27	2,0	1,50
" " крупный	27	2,0	2,00
" " плотносележавшийся	27	2,0	3,50
" "	30	1,9	3,00
Гравелистый грунт	—	—	—
Галька средней крупности плотносележавшаяся	30	1,9	3,50
Галька крупная сележавшаяся	35	1,9	5,00
" " плотносележавшаяся	37	2,0	6,00
Скальные грунты			
Очень мягкая скала, плотный мел, мягкий выветрившийся песчаник и известняк	—	—	2—6
Мягкая скала сплошные породы слабого камня	—	—	8—12
Песчаники и известняки средней твердости	—	—	12—18
Скальные породы, твердые сплошные граниты	—	—	20—40
Особо твердые скальные породы, базальт, порфир, гранит	—	—	50—60

23. ВЛИЯНИЕ РОДА ОСНОВАНИЯ ПЛОТИНЫ НА ЕЕ КОНСТРУКЦИЮ И ПРЕДЕЛЬНУЮ ВЫСОТУ

В разделе 22 были приведены для характеристики цифры фактических давлений, получающихся в основании наклонно-ряжевых плотин под ее наклонными и вертикальными стенками. Резюмируя вкратце выводы относительно применимости наклонно-ряжевых плотин на разных грунтах, можно сказать следующее. На мягких (нескальных) грунтах стены наклонно-ряжевой плотины непосредственно на основании при напоре свыше 4,5 м возводить нельзя; следовательно можно считать, что наклонно-ряжевые плотины на мягких грунтах без наличия свайного основания или основания специальной конструкции практически неприменимы.

На скальных грунтах наклонно-ряжевую плотину типа Шаваньской без применения диафрагмы можно возводить при горизонтальном основании высотой до 5,3 м. Дальнейшее увеличение высоты плотины нарушает условие устойчивости ее на сдвиг и может быть осуществлено или с применением поперечной диафрагмы, увеличивающей устойчивость плотины, или при ступенчатой обделке грунта основания, вводящей в работу на скалывания зубья основания. Предельная высота плотины в этом случае без диафрагмы определяется расчетом зубцов основания и врубок вертикальных стенок в сливную грань на скалывание или условием прочности наклонных стенок плотины при работе на сжатие. Предельная высота плотины с поперечной диафрагмой определяется или величиной допускаемого на грунт основания давления или, чаще всего, условиями прочности наклонных стенок плотины при работе на сжатие. Давление на основание при напоре в 15 м представляется возможным с помощью уширения основания довести с 40 до 6—8 кг/см^2 — давления, допускаемого даже для слабой скалы; поэтому практически следует лимитирующим величиной напора считать условие прочности наклонных стенок, которое в плотине с диафрагмой в зависимости от размеров клетки при максимальном размере бревна $d=31$ см допускает высоту плотины от 13,2 м при $a=2,1$ м до 18,4 м при $a=1,5$ м.

Применение нестандартных размеров бревен (свыше 31 см) и уменьшение размеров клеток дадут конечно возможность еще увеличить высоту допускаемого напора, о чем подробнее идет речь в разделе 27 о влиянии размеров бревен и клеток на величину допускаемого напора.

Глава VI

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ОТДЕЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НАКЛОННО-РЯЖЕВЫХ ПЛОТИН

24. РАСЧЕТ НАКЛОННЫХ СТенок РЯЖЕЙ И ВРУБОК

Венцы наклонных стенок ряжей работают, как мы видели в предыдущей главе, на сжатие и изгиб.

а) Расчет наклонных стенок на смятие, как мы увидим далее, является основным расчетом, определяющим диаметр бревен.

Площадь сжатия бревна в одном пролете (рис. 82) определяют по формуле:

$$F = (a - c') c + c'^2,$$

где a — пролет клетки ряжа между осями;

c — ширина верхней постели между вертикальными стенками;

c' — ширина постели в месте врубки.

Величины c и c' определяются из геометрических соображений при обработке бревна на два канта с принятой на Беломорстрое при постройке наклонно-ряжевых плотин стандартной высотой венцов 18 см в пролете и 9 см в местах врубок (см. рис. 82 и табл. 11, графы 3 и 4).

В табл. 11 в графе 5 приведена площадь сжатия постели венца в зависимости от диаметра бревна и размеров клетки ряжа. В табл. 11 и 12 приведены данные для бревен диаметром от 20 до 35 см и размеров клеток 2,1 × 2,1 и 1,8 × 1,8 м, указанных в графе 1 таблицы.

По вычисленным площадям сжатия определены допускаемые усилия при допускаемых напряжениях на равномерное сжатие 8,0 и 11,0 кг/см² (см. табл. 11, графы 6 и 7 и табл. 5 и 6). Определение давления, сжимающего бревно наклонных стенок, производится по формулам, выведенным в предыдущей главе.

Рассмотрим три возможных случая расчета наклонных стенок в различных условиях работы:

- 1) поперечная диафрагма отсутствует;
- 2) тело плотины разделено диафрагмой и ниже диафрагмы ряжевые клетки заполнены водой;
- 3) тело плотины разделено диафрагмой, но ниже диафрагмы ряжевые клетки (до горизонта нижнего бьефа) не заполнены водой.

В целях облегчения расчетов для наиболее употребительных размеров клеток, принятых нами равными 2,1 × 2,1; 2,1 × 1,57; 1,8 × 1,8 и 1,8 × 1,35 м и при толщине переливающего слоя $h_0 = 1$ м, построены графики (рис. 83 и 84), дающие возможность путем небольших дополнительных вычислений определить давление в любой наклонной стенке плотины на любой глубине H , отсчитываемой от верха стенки, и по данным табл. 11 и 12 (для второй наклонной стенки) подобрать необходимый диаметр бревен (по графам 1, 2, 6 и 7).

В табл. 11 в графах 8 и 13 вычислены по вышеприведенным формулам (22), (25), (26) усилия в наклонной стенке от давления камня G_k , давления дерева G_d , давления воды G_w , а также доба-

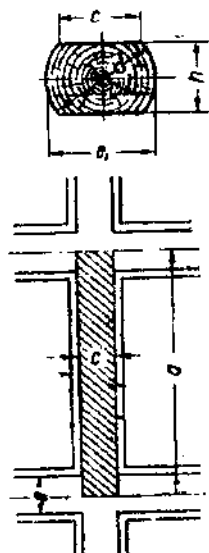


Рис. 82. Схема рабочей площади сжатия в стенах наклонно-ряжевой плотины.

**Усилия в одном пролете третьей и всех следующих наклонных
высотах стенки H и допускаемых высотах плотины**

Размеры клеток a в м	Диаметр бревен d в см	Ширина постели		Площадь сжатия F в см ²	Допускаемое усилие в т		Давление воды с напорной сторон $G_a = \frac{1}{2} \gamma a^2 (h_0 + h)$ при $h_0 = 1$ м	Давление дерева во взвешенном состоянии $G_d = -0,05 a^2 (1 - t) H$		
		с в см	с' в см		при $\sigma = 8,0$ кг/см ²	при $\sigma = 11,0$ кг/см ²				
1	2	3	4	5	6	7	8	9		
$2,1 \times 2,1$	20	9,7	17,9	2183	17,5	24,0	3,315	- 0,055 H		
	22	12,6	20,0	2790	22,3	30,7				
	24	15,8	22,2	3458	27,7	38,1				
	26	18,8	24,4	4033	32,7	44,9				
	28	21,4	26,6	4635	37,0	50,9				
	31	25,2	29,6	5425	43,5	59,8				
	33	27,6	31,8	5920	47,5	65,4				
$1,8 \times 1,8$	35	30,0	33,8	6420	51,3	70,8	2,43	- 0,041 H		
	20	9,7	17,9	1830	15,1	20,8				
	22	12,6	20,0	2420	19,4	26,7				
	24	15,8	22,2	2933	23,8	32,8				
	26	18,8	24,4	3518	28,2	38,7				
	28	21,4	26,6	3906	32,0	43,9				
	31	25,2	29,6	4560	37,3	51,2				
$1,5 \times 1,5$	33	27,6	31,8	5140	41,1	56,7	1,70	- 0,03 H		
	35	30,0	33,8	5520	44,2	61,0				
	31	25,2	29,6	3415	31,3	43,2			2,43	- 0,041 H
$1,8 \times 1,8$	31	25,2	29,6	4660	37,3	51,2				
$2,1 \times 2,1$	31	25,2	29,6	5425	43,5	59,8				
$2,4 \times 2,4$	31	25,2	29,6	6175	49,3	67,9	4,32	- 0,066 H		
$2,7 \times 2,7$	31	25,2	29,6	6925	55,5	76,4	5,47	- 0,075 H		
$3,0 \times 3,0$	31	25,2	29,6	7685	61,4	84,5	6,75	- 0,084 H		

Примечания: 1. Приведенные цифры предельных высот плотины высчитаны для толщины переливающегося слоя $h_0 = 1$ м (рис. 71). При изменении толщины переливающегося слоя на ± 1 м приведенные высоты надлежит соответственно изменять на $\pm 0,6$ м.

стенки плотины от давления воды, дерева и камня при различных Таблица 11
 № при различных размерах клеток a и бревен d

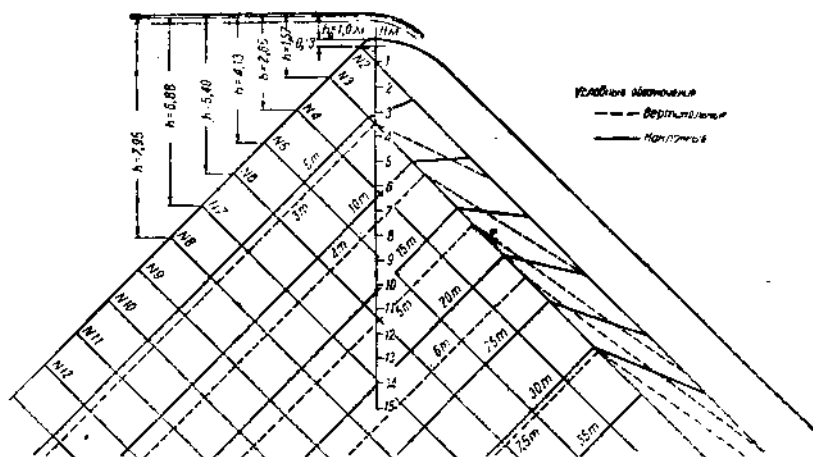
Давление камня во взвешенном состоянии $G'_{к.д} = 0,95 \text{ тл} \cdot a^2 \left(1,41 H - \frac{a}{2}\right)$	Добавочное давление воды над диафрагмой $G_{в. дод} = 0,75 \gamma \cdot \text{та}^2 H_1$	Добавочное давление ниже диафрагмы от невзвешенности камня и дерева		Сумма давлений в заполненной водой плотине $\Sigma G = G_b + G'_{к.д} + G_d$
		$G_{к. дод} = 0,53 \text{ тл} a^2 \times \times (1,41 H_1 - a)$	$G_{д. дод} = 0,5 a^2 \times \times (1 - t) H_2$	
10	11	12	13	14
3,82 $H - 2,84$	2,81 H_1	2,10 $H_2 - 3,13$	0,55 H_2	3,765 $H + 0,475$
2,77 $H - 1,78$	2,04 H_1	1,53 $H_2 - 1,95$	0,41 H_2	2,73 $H + 0,65$
1,80 $H - 0,95$	1,42 H_1	—	—	1,77 $H + 0,75$
2,77 $H - 1,78$	2,04 H_1	—	—	2,73 $H + 0,65$
3,82 $H - 2,84$	2,81 H_1	—	—	3,765 $H + 0,48$
5,07 $H - 4,32$	3,62 H_1	—	—	5,00 H
6,71 $H - 6,43$	4,34 H_1	—	—	6,63 $H - 0,96$
8,47 $H - 9,0$	5,79 H_1	—	—	8,39 $H - 2,25$

2. Высотное расположение диафрагмы при подсчете последних двух графов таблицы принято на $\frac{1}{2}$ высотного расстояния между верхом упорного гуська и входным отверстием в напорной грани

Сумма давлений на стенку под проникаемой диафрагмой $\Sigma Q = G_0 + G'_{к.к} + G_\theta + G_{в. доб}$	Диаметр бревен d в см.	Допустимая высота плиты H_0 без диафрагмы при $h_0 = 1$ м		Допустимая высота плиты H_0 с диафрагмой при $h_0 = 1$ м и $H_1 = \frac{H - 2,6}{2}$	
		при $\sigma_- = 8,0$ кг/см ²	при $\sigma_- = 11,0$ кг/см ²	при $\sigma_- = 8,0$ кг/см ²	при $\sigma_- = 11,0$ кг/см ²
15	2	16	17		
$3,765 H + 2,81 H_1 + 0,48$	20	6,5	8,4	5,5	6,7
	22	7,9	10,2	6,6	8,1
	24	9,2	12,0	7,6	9,5
	26	10,5	13,9	8,5	10,8
	28	11,8	15,5	9,3	12,2
	31	13,5	17,8	10,5	13,6
	33	14,5	19,2	11,5	15,0
	35	15,5	20,6	12,0	15,7
$2,73 H + 2,04 H_1 + 0,65$	20	6,9	9,0	5,7	7,2
	22	8,4	11,1	6,8	8,7
	24	10,0	13,2	8,0	10,4
	26	11,6	15,3	9,1	11,9
	28	13,1	17,3	10,1	13,3
	31	15,1	20,1	11,5	15,3
	33	16,2	22,0	12,5	16,6
	35	17,5	23,6	13,4	17,8
$1,77 H + 1,42 H_1 + 0,75$	31	18,6	25,2	14,4	18,8
$2,73 H + 2,04 H_1 + 0,65$	31	15,1	20,1	11,5	15,3
$3,765 H + 2,81 H_1 + 0,48$	31	13,5	17,8	10,5	13,6
$5,00 H + 3,62 H_1$	31	12,1	15,8	10,1	12,8
$6,63 H + 4,34 H_1 - 0,96$	31	10,90	14,1	9,5	11,8
$8,39 H + 5,79 H_1 - 2,25$	31	10,2	12,9	8,9	11,0

[illegible]

ленные коэффициенты m и l , вычисленные выше, то в табл. 11 формулы давлений даны в зависимости от H — глубины заложения



ния бревна от верха стенки, а для добавочного давления от невзвешенного камня и дерева в зависимости от H_2 — глубины заложения бревна под диафрагмой.

Условия в одном пролете второй наклонной стенки плотины от давления воды, дерева и камня при различных высотах стенки H , различных размерах клеток a и b и бревен d

Размер клетки a и b в м	Диаметр бревна d в см	Ширина постели		Площадь сжатия F в см²		Дополнительное усилие в т		Давление воды с напорной стороны $G_a = \frac{1}{2} \gamma a^2 (h_0 + h) + \gamma a (h_0 + h)$	Давление дерева во вращающемся состоянии $G_d = -0,05 ab \cdot (1 - \eta) H$	Давление камня во вращающемся состоянии $G_{k, n} = 0,96 mab \cdot (1,41 H - \frac{\eta}{b})$	Дополнительное давление от воды над изафрагмой $G_{a, дод} = 0,75 mab H_1$	$G_{k, дод} = 0,53 m \cdot ab$ $(1,41 H_1 - b)$	$G_{a, дод} = 0,5 ab \cdot (1 - \eta) H_2$	Сумма давлений в заплотненной водой плотине $\Sigma G = G_a + G_{k, n} + G_{a, дод}$	Сумма давлений на стенку под давлением изафрагмой $\Sigma G = G_a + G_{k, n} + G_{a, дод}$	1	2,1 × 1,57	1,8 × 1,35							
		c в см	c' в см	5	6	7	8												9	10	11	12	13	14	15
		с в см	с' в см	5	6	7	8												9	10	11	12	13	14	15
2,1 × 1,57	20	9,7	17,9	2183	17,5	24,0	2,88	0,143 H	2,92 H - 1,62	2,18 H ₁ - 1,61 H ₂	1,78 H ₂ - 1,78 H ₃	0,43 H ₃	2,88 H	2,88 H ₁ + 2,18 H ₂ + 1,26	2,88 H ₁ + 2,18 H ₂ + 1,26										
	22	12,6	20,0	2790	22,3	30,7																			
	24	15,8	22,2	3458	27,7	38,1																			
	26	18,8	24,4	4083	32,7	44,9																			
	28	21,4	26,6	4635	37,0	50,9																			
	31	25,2	29,6	5425	43,5	59,8																			
	33	27,6	31,8	5930	47,5	65,4																			
	35	30,0	33,8	6420	51,3	70,8																			
	20	9,7	17,9	1890	15,1	20,8																			
	22	12,6	20,0	2420	19,4	26,7																			
1,8 × 1,35	24	15,8	22,2	2983	23,8	32,8	1,75	- 0,0314 H	2,14 H - 1,36	1,61 H ₁ - 1,18 H ₂	1,13 H ₂ - 1,13 H ₃	0,31 H ₃	2,11 H + 0,39	2,11 H + 1,61 H ₁ + 0,39	2,11 H + 1,61 H ₁ + 0,39										
	26	18,8	24,4	3518	28,2	38,7																			
	28	21,4	26,6	3995	32,0	43,9																			
	31	25,2	29,6	4660	37,3	51,2																			
	33	27,6	31,8	5140	41,1	56,7																			
	35	30,0	33,8	5620	44,2	60,9																			

Все остальные величины m , t , a , b , h_0 заменены их числовыми значениями. Точно так же и суммарные давления выведены в зависимости от H и H_2 .

На основании формулы суммарного давления (графа 14 табл. 11) $\Sigma G = G_a + G'_{к.к} + G_d$, соответствующей первому варианту расчета, на рис. 83 и 84 построены графики.

Для построения графиков с кривыми равных давлений при заданных давлениях ΣG определены высотные расположения точек H , соответствующих этим давлениям; полученные точки нанесены на графики и соединены кривыми (стенка 3 и следующие). Для второй наклонной стенки ввиду того, что размеры клеток, от которых на нее передается давление, иные, давление определяется по формулам (25б), (26а), приведенным также к виду:

$$\Sigma G = f(H).$$

По полученному суммарному давлению аналогично построению графика для третьей и следующих стенок строится график и для второй наклонной стенки.

Соединяя точки равного давления, получаем ряд линий, характеризующих распределение давления в теле плотины в наклонных стенках.

Для пользования графиками (рис. 83 и 84) при расчете на сжатие бревен наклонных стенок по первому варианту следует определить по построенному для соответствующих клеток ряжей графику давление на данной глубине. По полученному давлению в табл. 11 по графе 6 или 7 в зависимости от допускаемых напряжений находят ближайшее большее предельное усилие и в графе 2 — соответствующий диаметр бревна, который необходимо избрать на данной глубине H .

При наличии в теле плотины диафрагмы бревна наклонных стенок, лежащие выше диафрагмы, рассчитываются так же, как и в плотине без диафрагмы; для бревен же наклонных стенок, лежащих ниже диафрагмы, к давлению, полученному по графикам (рис. 83 и 84), следует прибавлять давление от воды $G_{a. доб}$ и по полученному суммарному давлению в табл. 11, как и в первом случае расчета, подбирать диаметр. Так как $G_{a. доб}$ [см. формулу (24а)] зависит от напора над диафрагмой и в каждом отдельном случае высотное расположение диафрагмы может быть различно, то график для этого случая не построен.

В третьем случае расчета, когда диафрагма достаточно непроницаема и тело плотины ниже ее до горизонта нижнего бьефа не заполнено водой, к давлению, определенному в первом случае расчета по формуле $\Sigma G = G_a + G_k + G_d$, следует прибавить добавочное давление, передаваемое от воды выше диафрагмы $G_{a. доб}$ [см. формулу (24а)], добавочные давления камня $G_{к. доб}$ и дерева $G_{д. доб}$, находящихся под диафрагмой выше горизонта воды нижнего бьефа. Формула суммарного давления примет вид:

$$\Sigma G = G_a + G'_{к.к} + G_d + G_{a. доб} + G_{к. доб} + G_{д. доб}.$$

При расчете по третьему варианту для бревен выше диафрагмы следует попрежнему пользоваться графиками рис. 83 и 84.

Для добавочного давления в стенке от невзвешенного камня и дерева ниже диафрагмы $G_{к. доб} + G_{д. доб}$ в табл. 11 и 12 вычислены

формулы по тому же принципу, как и формулы давления камня $G'_{кн}$ и дерева G_d , т. е. $G_{к. доб} = f(H_2)$; $G_{д. доб} = f(H_2)$, и по сумме $G_{к. доб} + G_{д. доб}$ построены вспомогательные графики (рис. 85), позволяющие определить добавочное давление под диафрагмой от камня и дерева.

Расчет размеров бревен венцов ниже диафрагмы для третьего случая условий работы сводится к следующему: по графику на рис. 83 или 84 определяют давление $G_{к} + G_a + G_d$ и по графику на рис. 85 $G_{к. доб} + G_{д. доб}$. Складывая полученные таким образом давления и прибавляя давление $G_{а. доб}$, получаем суммарное давление, по которому в табл. 11, как было указано выше при разборе первого случая расчета, подбирают необходимый диаметр.

Для иллюстрации пользования этими графиками приводим ряд числовых примеров.

Примеры. 1. Пусть требуется определить диаметр бревна третьей наклонной стенки наклонно-ряжевой плотины на глубине 10 м от гребня плотины. Сооружение отнесено ко второму классу, применен лес марки I, диафрагмы нет, клетки ряжей приняты размером $2,1 \times 2,1$ м.

По графику на рис. 83 определяем давление в 30,5 т. Для леса марки I в сооружении второго класса допускаемое напряжение на сжатие $\sigma_- = 8,0 \text{ кг/см}^2$ (табл. 5). В табл. 11 в графе 6, соответствующей $\sigma_- = 8,0 \text{ кг/см}^2$, находим ближайшее (большее 30,5 т) усилие — 32,7 т, чему соответствует диаметр бревна 26 см.

2. Требуется определить диаметр бревна третьей наклонной стенки на глубине 12 м в наклонно-ряжевой плотине с диафрагмой, расположенной на глубине 6 м от гребня. Плотина отнесена ко второму классу, лес применен марки 0. Клетки ряжей при-

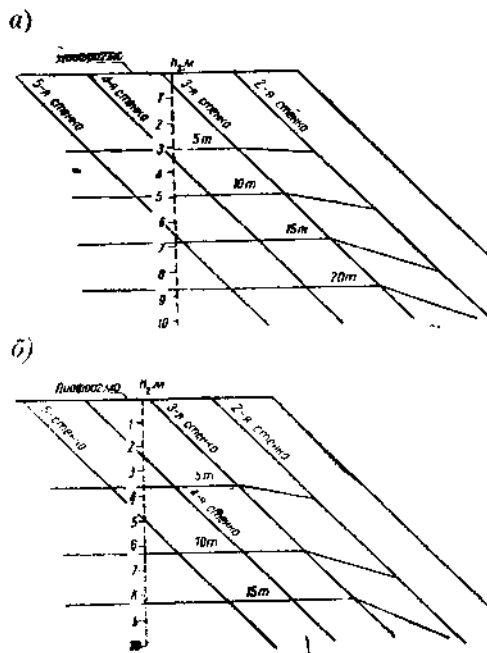


Рис. 85. График для определения добавочных усилий в наклонных стенках ниже диафрагмы (от невзвешенности камня и дерева): а — для клеток $2,1 \times 2,1$ м; б — для клеток $1,8 \times 1,8$ м.

няты размером $1,8 \times 1,8$ м. Горизонт нижнего бьефа находится на глубине 10 м от гребня (рис. 86).

Рассмотрим два случая: а) загрузка ниже диафрагмы взвешена, б) загрузка ниже диафрагмы не взвешена.

а) По графику на рис. 84 определяем давление без учета влияния диафрагмы 25,5 т.

Добавочное давление воды, передаваемое диафрагмой:

$$G_{\text{доб}} = 0,75 \text{ т}^2 H_1,$$

в нашем случае $m = 0,84$; $H_1 = 5,70$ м, $a^2 = 1,8^2 = 3,24 \text{ м}^2$,

$$G_{\text{доб}} = 0,75 \cdot 0,84 \cdot 3,24 \cdot 5,7 = 11,65 \text{ т}.$$

Расчетное давление:

$$25,5 + 11,65 = 37,15 \text{ т}.$$

Для леса марки 0 в сооружениях второго класса допускаемое напряжение на сжатие $11,0 \text{ кг/см}^2$ (табл. 6). В табл. 11 в графе 7, соответствующей $\sigma = 11,0 \text{ кг/см}^2$, находим ближайшее (большее 37,15 т) усилие — 38,7 т, чему соответствует диаметр бревна 26 см.



Рис. 86. Схема горизонтов для примера пользования графиками.

б) Согласно предыдущему расчету давление без учета диафрагмы составляет 25,5 т, добавочное давление от воды, передаваемое диафрагмой:

$$G_{\text{доб}} = m^2 H_1 = 0,84 \cdot 3,24 \cdot 5,70 = 15,5 \text{ т}.$$

Кроме того под диафрагмой ряжи толщиной слоя 4 м не заполнены водой; для этого случая по графику на рис. 85 находим добавочное давление от камня и дерева, равное 5,5 т.

Суммарное расчетное давление:

$$\sum G = 25,5 + 15,5 + 5,5 = 46,5 \text{ т}.$$

По табл. 11 подбираем, как указано выше, диаметр бревна, 31 см.

б) Расчет бревен наклонной стенки на изгиб является поверочным расчетом, не определяющим диаметр бревен, так как бревна наклонных стенок, подобранные из условия работы их на сжатие, с излишком удовлетворяют условиям прочности при расчете на изгиб.

Покажем это на вышеприведенных примерах расчета.

Нагрузка, заставляющая работать бревно на изгиб, определяется по формуле (30):

$$g''_{\text{к.н}} = 0,13 a_0^2 \gamma'_{\text{к}} m,$$

в запас прочности примем $m = 1$. В первом примере:

$$a_0 = 2,10 - \frac{0,26 + 0,188}{2} \approx 1,88 \text{ м},$$

$$g''_{\text{к.н}} = 0,13 \cdot 1,88^2 \cdot 1,35 = 0,620 \text{ т} = 620 \text{ кг}.$$

Максимальный изгибающий момент:

$$M_{\max} = \frac{g''_{\kappa. \kappa} a}{8} = \frac{620 \cdot 210}{8} = 16\,300 \text{ кг см.}$$

Момент сопротивления:

$$W = \frac{18 \cdot 22,4^2}{6} = 1500 \text{ см}^3.$$

Напряжение:

$$\sigma_{\perp} = \frac{16\,300}{1500} = 10,9 < 77,0 \text{ кг/см}^2.$$

Во втором примере (случай „б“) давление, изгибающее бревно, увеличивается, так как камень будет не во взвешенном состоянии ($\gamma = 2,1$), а кроме того передается давление от воды над диафрагмой:

$$a_0 = 180 - \frac{31 + 25,2}{2} = 152 \text{ см};$$

$$g''_{\kappa. \kappa} = 0,13 \cdot 1,52^2 \cdot 2,1 = 0,63 \text{ т} = 630 \text{ кг};$$

$$g_{\text{в. доб}} = 5,7 \cdot 0,18 \cdot 1,8 \cdot 0,71 \cdot 1,0 = 1,31 \text{ т} = 1310 \text{ кг};$$

$$\sum g = 630 + 1310 = 1940 \text{ кг};$$

$$M_{\max} = \frac{1940 \cdot 180}{8} = 43\,700 \text{ кг см.}$$

$$W = \frac{18 \cdot 25,2^2}{6} = 1900;$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{43\,700}{1900} = 23,0 < 77,0 \text{ кг/см}^2,$$

т. е. бревно диаметром 31 см, подобранное по условию смятия, с запасом удовлетворяет при изгибе.

в) Расчет врубок. Врубки в местах пересечения бревен наклонных и вертикальных стенок испытывают следующие деформации:

1) смятие бревна наклонной стенки от усилия, равного опорной реакции изгиба бревна наклонной стенки, которая передается бревну вертикальной стенки;

2) скалывание бревна наклонной стенки поперек волокон от того же усилия.

Поскольку расчеты на упомянутые деформации не требуют пояснений, то рассмотрим их на числовом примере.

Опорная реакция, передаваемая на вертикальную стенку, равна составляющей давления камня, параллельной бревну вертикальной стенки (в запас прочности опять принимаем $m = 1$):

$$g''_{\kappa. \kappa} = 0,13 a_0^2 \gamma_{\kappa}; \quad a_0 = a - 0,25,$$

где 0,25 — средняя толщина стенки.

Проверяем врубки во время постройки, камень загрузки не заполнен водой ($\gamma_{\kappa} = 2,1$).

Пусть класс сооружения второй, лес марки I.

Клетки ряжей размером $2,1 \times 2,1$ м.

$$g''_{к.н} = 0,13 (2,1 - 0,25)^2 \cdot 2,1 = 0,93 \text{ т.}$$

Площадь смятия: $F_{см} = 4,5 \cdot 18 \cdot 2 = 162 \text{ см}^2$ (рис. 87).

Допускаемое напряжение: $\sigma = 14,0 \text{ кг/см}^2$ (табл. 5).

Действительное напряжение на смятие в месте врубки:

$$\sigma = \frac{930}{162} = 5,75 < 14,0 \text{ кг/см}^2.$$

Площадь скалывания:

$$F_{ск} = 18 \cdot 18 \cdot 2 = 648 \text{ см}^2.$$

Напряжение на скалывание:

$$\tau = \frac{930}{648} = 1,4 < 3,5 \text{ кг/см}^2 \text{ (табл. 5).}$$

25. РАСЧЕТ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТЕНОК

Как указывалось в предыдущем разделе, каждое бревно вертикальной стенки в месте пересечения с наклонной воспринимает опорную реакцию, равную $g''_{к.н}$ (рис. 87). По всей длине бревно вертикальной стенки воспринимает столько опорных реакций, сколько пересекает наклонных стенок. Сумма этих реакций заставляет бревно вертикальной стенки работать на две основных деформации: а) смятие основания и врубки в опоре и б) продольный изгиб.

а) Расчет на смятие врубки. Пусть бревно вертикальной стенки пересекает z наклонных стенок. Тогда усилие, передаваемое на основание от опорных реакций:

$$G''_{к.н} = g''_{к.н} \cdot z.$$

Кроме того через наружную стенку на бревно вертикальной передается параллельная бревну составляющая давления переливающейся воды, равная:

$$G_{в.в} = 0,66 \frac{0,18}{0,707} a \cdot 0,707 = 0,12 a \text{ тонн,}$$

и составляющая от трения камня о бревно:

$$G''_{к.в} = g''_{к.в} \cdot z.$$

Расчет производим на два случая условий работы:

1. Тело плотины не заполнено водой, камень загрузки не во взвешенном состоянии ($\gamma_k = 2,1$).

Давления от переливающегося слоя воды $G_{в.в}$ в этом случае не будет, но зато следует учитывать давление от веса дерева ряже-

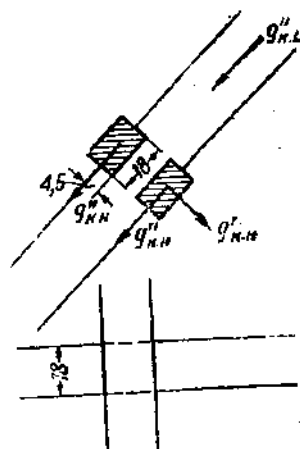


Рис. 87. Схема врубки бревна наклонных стен в вертикальные.

В графах 3 и 4 табл. 15 даны допускаемые усилия на сжатие бетонной постели для бетона первой и второй марок; в графах 6 и 7 табл. 15—допускаемые усилия на смятие дерева согласно табл. 5 и 6.

Суммарные допускаемые усилия подсчитаны: в графе 8—для бетона второй марки и марки леса, не соответствующей классу сооружения, и в графе 9—для бетона первой марки и марки леса, соответствующей классу сооружения.

Сравнивая усилия в вертикальных стенках в двух случаях работы, приведенные в табл. 13 и 14, можно сказать, что более выгодным случаем расчета является тот, когда тело плотины не заполнено водой. Учитывая, что диаметры бревен вертикальной стенки получаются по расчету значительно меньше диаметра бревен наклонных стенок и конструктивно невозможно осуществить их пересечение при значительной разнице диаметров, считаем необходимым, как правило, подбирать диаметр бревна вертикальной стенки по первому случаю условий работы, приведенному в табл. 13, хотя она и соответствует временной стадии работы плотины (период постройки или ремонта).

Расчет производится следующим образом. По табл. 13 определяем усилие в интересующем нас бревне вертикальной стенки и по полученному усилию в табл. 15 (в графе 8 или 9) соответственно примененного материала и класса сооружения находим ближайшее большее допускаемое усилие и соответствующий ему диаметр бревна.

б) Проверка на продольный изгиб бревен вертикальных стенок. Проверка на продольный изгиб бревен вертикальных стенок дает размеры бревен меньше подобранных по расчету на передачу давления основанию, что видно из приведенного примера.

Пример. Пусть на бревно вертикальной стенки передается давление 9,5 т.

Этому давлению в табл. 15 соответствует бревно диаметром 22 см.

Допускаемое напряжение на сжатие (табл. 6) $\sigma = 70 \text{ кг/см}^2$.

Расчетный пролет $l = 2,1 \cdot 1 = 2,1 \text{ м}$ (концы считаем шарнирно закрепленными).

Наименьший момент инерции:

$$J = \frac{18^4}{12} = 8740 \text{ см}^4;$$

площадь $F = 18 \cdot 18 = 324 \text{ см}^2$;

радиус инерции:

$$\rho = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{8740}{324}} = 5,2;$$

$$\frac{l}{\rho} = \frac{210}{5,2} = 40,4,$$

чему соответствует коэффициент уменьшения допускаемого напряжения $\varphi = 0,74$.

Таблица 13

Усилия в бревнах вертикальных стенок при отсутствии воды в теле плотины

Число пересекающихся наклонных стенок z	$G_0 = G_{к.в} + G_{к.н} + G_{в.т}$	G_0 в т
Клетки раяей $2,1 \times 2,1$ м		
1	1,05	1,05
2	1,05	2,10
3	1,05	3,15
4	1,05	4,20
5	1,05	5,25
6	1,05	6,30
7	1,05	7,35
8	1,05	8,40
9	1,05	9,45
10	1,05	10,5
Клетки раяей $1,8 \times 1,8$ м		
1	0,75	0,75
2	0,75	1,50
3	0,75	2,25
4	0,75	3,00
5	0,75	3,75
6	0,75	4,50
7	0,75	5,25
8	0,75	6,00
9	0,75	6,75
10	0,75	7,50

Таблица 14

Усилия в бревнах вертикальных стенок при заполнении тела плотины водой

Число пересекающихся наклонных стенок z	$G_0 = G_{к.в} + G_{к.н}$	G_0 в т	$G_{в.т} = 0,12a$ в т	$G_{в.т} + G_{в.с}$
Клетки раяей $2,1 \times 2,1$ м				
1	0,6	0,6	0,25	0,85
2	0,6	1,2	0,25	1,45
3	0,6	1,8	0,25	2,05
4	0,6	2,4	0,25	2,65
5	0,6	3,0	0,25	3,25
6	0,6	3,6	0,25	3,85
7	0,6	4,2	0,25	4,45
8	0,6	4,8	0,25	5,05
9	0,6	5,4	0,25	5,65
10	0,6	6,0	0,25	6,25
Клетки раяей $1,8 \times 1,8$ м				
1	0,42	0,42	0,22	0,64
2	0,42	0,84	0,22	1,06
3	0,42	1,26	0,22	1,48
4	0,42	1,68	0,22	1,90
5	0,42	2,10	0,22	2,32
6	0,42	2,52	0,22	2,74
7	0,42	2,94	0,22	3,16
8	0,42	3,36	0,22	3,58
9	0,42	3,78	0,22	4,00
10	0,42	4,20	0,22	4,42

Таблица 15

Усилия, допускаемые опорной врубкой бревен вертикальных стенок

Диаметр бревен d в см	Площадь торца, ослабленного врубкой, в см ²	Допускаемое усилие на бетонную постель в т		Площадь боковых торцов в см ²	Допускаемое усилие на боковые торцы в т		Суммарное допускаемое усилие в т	
		при $\sigma = 30$ кг/см ²	при $\sigma = 40$ кг/см ²		при $\sigma_1 = 14,0$ кг/см ²	при $\sigma_1 = 18,0$ кг/см ²	при $\sigma = 30$ кг/см ² и $\sigma_1 = 14,0$ кг/см ²	при $\sigma = 40$ кг/см ² и $\sigma_1 = 18,0$ кг/см ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9
20	161	4,84	6,45	124	1,74	2,23	6,58	8,68
22	180	5,40	7,20	147	2,06	2,64	7,46	9,84
24	200	6,00	8,00	170	2,38	3,06	8,38	11,06
26	220	6,60	8,80	195	2,74	3,51	9,34	12,31

Напряжение в бревне на сжатие при продольном изгибе в нижнем пролете с продольным усилием $N = 9500$ кг от 9 наклонных стенок (табл. 13) будет:

$$\sigma = \frac{9500}{324 \cdot 0,74} = 39,6 < 70 \text{ кг/см}^2.$$

Дополнительно проверим на продольный изгиб в предположении закрепленных концов:

$$l = 2,1 \cdot 0,65 = 1,37 \text{ м}; \quad \frac{l}{\rho} = \frac{137}{5,2} = 26,4;$$

$$\varphi = 0,82; \quad F = 9 \cdot 18 = 162 \text{ см}^2.$$

Напряжение на сжатие в месте врубки определяется по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\frac{4}{3} F \cdot \varphi},$$

где N — продольное усилие; F — площадь, φ — коэффициент уменьшения допускаемого напряжения,

$$\sigma = \frac{9500}{\frac{4}{3} \cdot 162 \cdot 0,82} = 53,6 < 70 \text{ кг/см}^2.$$

Таким образом видим, что продольный изгиб вызывает напряжения, меньше допускаемых, и размеры бревен вертикальных стенок определяет расчет на сжатие в опорной врубке.

в) Поверка на растягивающие напряжения. Как было указано в разделе 6, в бревнах, первых от напорной грани венцов стенок, возможно образование растягивающих напряжений от внецентренного гидростатического давления на напорной грани плотины. Ввиду незначительности величины растягивающих напряжений, как правило, расчет на внецентренное сжатие бревен первых от напорной грани венцов стенок производить не следует.

Приведенные в нижеследующем примере расчеты могут служить наглядной иллюстрацией сказанного.

Пусть требуется произвести проверку на растягивающие напряжения плотины высотой 10,4 м¹. Размер клеток ряжей 2,1 × 2,1 м; переливающий слой воды равен 1 м. Для упрощения расчета принимаем постоянный диаметр бревен и вертикальных и наклонных стенок $d = 0,24$ м, ширину постели бревна $b = 0,71$ м, $d = 0,17$ м.

Поскольку гидростатическое давление в пределах клетки передается равномерно вертикальным и наклонным стенкам, расчет ведем на отсек, шириной равный ширине клетки $a = 2,1$ м (рис. 89, а), предполагая его „моноклитным“ по всей длине, что для

¹ Высота плотины взята из условия наличия 7 рядов клеток размером 2,1 м; $2,1 \cdot 7 = 14,7$ м; $H = 14,7 \cdot \cos 45^\circ = 10,4$ м.

образования растягивающих напряжений является менее выгодным случаем (раздел 6).

Расчет ведем по формуле внецентренного сжатия (17):

$$\sigma = \frac{Q}{\Omega} \pm \frac{M_{o-o}}{W_{o-o}}.$$

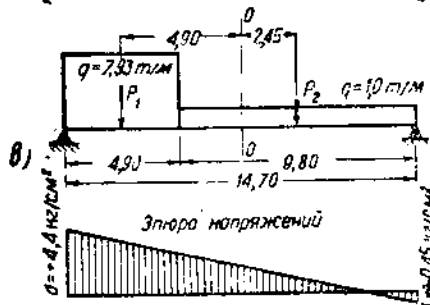
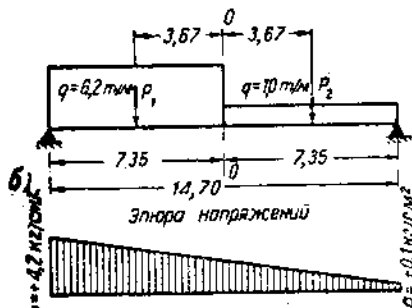
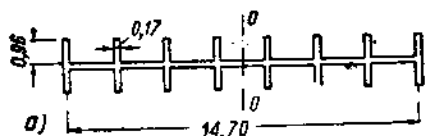


Рис. 89. Схема расчетного сечения при расчете наклонно-рижевой плотины на растягивающие усилия

Площадь постели бревна наклонной стенки $\omega_1 = 0,17 \cdot 0,96 = 0,163 \text{ м}^2$; площадь постели бревна вертикальной стенки $\omega_2 = 14,7 \cdot 0,17 = 2,50 \text{ м}^2$; площадь постели всего сечения $\Omega = 16 \omega_1 + \omega_2 = 16 \cdot 0,163 + 2,50 = 5,11 \text{ м}^2$.

Момент инерции сечения относительно оси $o-o$:

$$J_{o-o} = 4 \left[4 \frac{0,11^3 \cdot 0,96}{12} + 0,163 + (7,35^2 + 5,25^2 + 3,15^2 + 1,05^2) \right] + \frac{14,7^3 \cdot 0,17}{12} = 105,3 \text{ м}^4.$$

Момент сопротивления:

$$W_{o-o} = \frac{J_{o-o}}{l} = \frac{105,3}{7,35} = 14,3 \text{ м}^3.$$

При расположении диафрагмы на середине высоты плотины гидростатическое давление создает нагрузки на сечение согласно рис. 89,б (см. также рис. 71).

При определении величины давления ниже диафрагмы пренебрегаем напором в теле плотины под диафрагмой, т. е. принимаем наиболее невыгодный случай, дающий большую внецентренность гидростатического давления:

$$p_1 = 6,2 \cdot 7,35 \cdot 2,1 = 95,6 \text{ т}; \quad p_2 = 1 \cdot 7,35 \cdot 2,1 = 15,45 \text{ т};$$

$$Q = 95,6 + 15,45 = 111,05 \text{ т}.$$

Момент относительно оси $o-o$:

$$M_{o-o} = p_1 \cdot 3,67 - p_2 \cdot 3,67 = 3,67 (p_1 - p_2) = 294 \text{ тм};$$

$$\sigma = \frac{111,05}{5,11} \pm \frac{294}{143} = 21,7 \pm 20,6 = 42,3 \text{ и } +1,1 \text{ т/м}^2.$$

или 4,2 и 0,11 кг/см².

В данном случае растягивающих напряжений нет.

Проверим еще случай, когда диафрагма расположена на $1/3$ высоты плотины от основания.

Расчет попрежнему ведем на отсек шириной 2,1 м.
Гидростатическое давление создает нагрузку на сечение согласно черт. 89, а:

$$p_1 = 7,93 \cdot 4,9 \cdot 2,1 = 81,5 \text{ м}; \quad p_2 = 9,8 \cdot 1 \cdot 2,1 = 20,6 \text{ м};$$

$$Q = 81,5 + 20,6 = 102,1 \text{ м}.$$

Момент относительно оси о—о:

$$M_{o-o} = 81,5 \cdot 4,9 - 2,45 \cdot 20,6 = 349,5 \text{ тм};$$

$$\sigma = \frac{102,1}{5,11} \pm \frac{349,5}{14,3} = +19,95 \pm 24,4 = +44,35$$

и $-4,45 \text{ т/м}^2$ или $+4,43$ и $-0,45 \text{ кг/см}^2$.

Следовательно при понижении диафрагмы статические условия работы бревен первых венцов стенок ухудшаются; но и в этом случае, даже при наличии растягивающих напряжений, последние настолько малы ($0,45 \text{ кг/см}^2$), что безусловно не могут иметь практического значения, так как давление камня на наклонные стенки, трение его о вертикальные стенки, незначительность длины с растягивающими напряжениями (1,6 м), наличие связывающих скоб во врубках и связность бревен всего каркаса парализуют возможность расхождения бревен.

26. ВЛИЯНИЕ РАЗМЕРОВ БРЕВЕН И КЛЕТОК РЯЖЕЙ НА ВЕЛИЧИНУ ДОПУСКАЕМОГО НАПОРА В НАКЛОННО-РЯЖЕВОЙ ПЛОТИНЕ

На основании приведенных выше примеров статического расчета наклонно-ряжевой плотины можно сказать, что высота плотины лимитируется величиной допускаемого усилия смятия бревен наклонных стенок. Бревна вертикальных стенок, взятые одинакового размера с бревнами наклонных стенок, подобранных по условиям сжатия, всегда удовлетворяют условию прочности и при расчете на передачу давления основанию (опорная врубка) и при расчете на продольный изгиб (см. примеры) и могут быть взяты обычно меньших размеров, чем бревна наклонных стенок.

Точно так же проверка бревен наклонных стенок на изгиб от давления загрузки показала, что напряжения от изгиба получаются значительно меньше допускаемых.

Проверка на скалывание врубки бревен вертикальных стенок в первую наклонную показывает, что в случае врубки бревен вертикальных стенок заподлицо с наружной стороной сливной грани (с остатком 16 см) предельная высота плотины, получаемая по расчету на скалывание (13 м), меньше высоты, получаемой по расчету на смятие бревен наклонных стенок при отсутствии диафрагмы. При необходимости иметь большую высоту плотины можно незначительно увеличить длину конца бревен за врубкой с 16 до 20—22 см и таким образом увеличить напор плотины. Конструктивно выпуск концов бревен за наружную стену в нижней части сливной грани вполне осуществим, так

как выступы там не опасны, а с точки зрения гашения энергии даже полезны.

Таким образом лимитирующим высоту наклонно-ряжевой плотины усилием является сжатие бревен наклонных стенок. Размеры последних при определенном, допускаемом на сжатие напряжении, соответствующем классу сооружения, и определяют допускаемую высоту плотины. В последних двух графах табл. 11

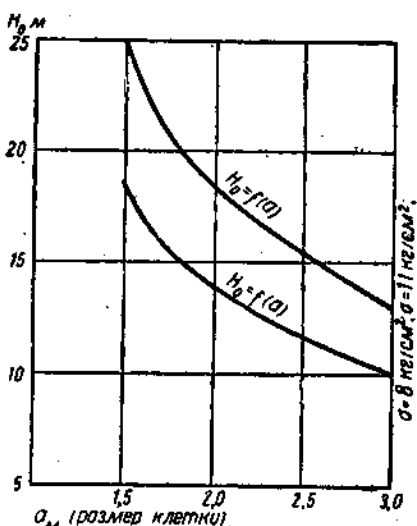


Рис. 90. График предельных напоров, допускаемых в наклонно-ряжевых плотинах при $d = 31$ см.

приведены значения H_0 высоты плотины, допускаемой бревнами различных размеров — от 20 до 35 см при клетках размером 2,1; 1,8 и 1,5 м при двух допускаемых на сжатие напряжениях — 8,0 (второй класс сооружения) и 11,0 кг/см^2 (третий класс сооружения) и толщине переливающегося слоя в 1 м.

Предельная допустимая высота плотины без диафрагмы с клетками ряжей $2,1 \times 2,1$ м при отнесении плотины к сооружениям третьего класса согласно данным табл. 11 для максимального по ОСТ бревна $d = 31$ см составляет 17,8 м. Поперечная диафрагма, необходимость применения которой на слабых скалистых грунтах при напоре выше 6 м вызывается условиями устойчивости плотины, что было

разобрано выше, располагаемая по середине высоты внутреннего напора воды, снижает предельную высоту плотины до 13,6 м, так как на бревна наклонных стенок ниже диафрагмы передается дополнительное давление от воды над ней. Следует отметить, что уменьшение размеров клетки ряжей, как показали проведенные вычисления и рис. 90, увеличивает допустимую высоту плотины, определяемую условиями сжатия.

Так например, при уменьшении размеров клетки с $2,1 \times 2,1$ до $1,8 \times 1,8$ м допускаемая высота плотины при отсутствии диафрагмы и диаметре бревен $d = 31$ см $H_0 = 20,1$ м.

Для плотин с наличием диафрагмы при этом размере клеток допускаемая высота будет соответственно для $d = 31$ см — 15,3 м, т. е. по сравнению с клетками размером 2,1 м увеличивается на 15%; применение клеток $1,5 \times 1,5$ м может еще на 15—18% увеличить допускаемый напор. Таким образом уменьшение размеров клеток, уменьшая сжимающие усилия в стенках, тем самым увеличивает допускаемую высоту напора, но немного ухудшает условия устойчивости плотины благодаря увеличению процента содержания дерева в теле плотины.

Все приведенные пределы высот сведены в табл. 16 предельных высот.

Применение бревен с диаметром $d > 31$ см, принятого ОСТ как максимальный, может еще повысить величину допускаемого напора, как это видно из табл. 16.

Все вышеприведенные пределы допускаемых высот высчитаны для толщины переливающегося слоя в 1 м; изменение толщины переливающегося слоя на 1 м изменяет приведенные пределы на $\pm 0,3$ м, т. е. влияет очень незначительно.

Отнесение плотины ко второму классу сооружений понижает допускаемые напряжения с 11,0 до 8,0 кг/см², т. е. приблизительно на 25%, с соответственным уменьшением всех приведенных предельных высот плотины. Все приведенные выше пределы сводим в общую таблицу предельных высот, допускаемых наклонно-ряжевой плотиной при $\sigma = 11,0$ кг/см² (сооружение третьего класса).

Таблица 16

Предельные высоты, допускаемые наклонно-ряжевymi плотинами

Размер клеток в м	Предельно-допускаемая высота плотины в м при $d = 31$ см	
	без диафрагмы	при диафрагме
1,5 × 1,5	25,2	18,8
1,8 × 1,8	20,1	15,3
2,1 × 2,1	17,8	13,6
2,4 × 2,4	15,8	12,8
2,7 × 2,7	14,1	11,8
3,0 × 3,0	12,9	11,0

Примечания: 1. Все приведенные цифры высчитаны для толщины переливающегося слоя $h_0 = 1$ м. При изменении толщины переливающегося слоя на 1 м приведенные пределы изменяются на $\pm 0,6$ м.

25. Отнесение плотины ко второму классу сооружения уменьшает приведенные пределы приблизительно на 25%.

Глава VII

ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ ПО ВОЗВЕДЕНИЮ НАКЛОННО-РЯЖЕВЫХ ПЛОТИН

27. ОБЩИЕ СООБРАЖЕНИЯ ОБ ОРГАНИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ

1. Генеральный план. Проект сооружения и ведомость количества работ и материалов являются основой для составления генерального плана.

Генеральный план строительства в цифрах отражает ход выполнения по месяцам всех видов работ, потребность в рабочей силе, материалах, оборудовании и транспорте. По этому плану производится работы не только по возведению самого сооруже-

ния, но он является также основой для работы обслуживающих строительство учреждений и контор. Руководствуясь им, заключают договора на поставку оборудования, производят заготовку материалов, готовят кадры, организуют вспомогательное строительство, снабжение и пр.

2. Организация работ. Основным моментом организации работ является возведение сооружений с наименьшей затратой времени и рабочей силы.

Предпосылкой к этому является план организации работ, который должен составляться на основе следующих семи этапов производства:

1) выгрузка и хранение материалов на складе (для лесных материалов — выкатка бревен и хранение их в штабелях);

2) предварительная обработка материалов (окантовка бревен, грохочение инертных материалов и пр.);

3) транспортировка их со склада к месту приготовления полуфабриката или нового сложного материала (доставка цемента и инертных к бетонным заводам, доставка окантованных бревен и брусьев к стапелям и пр.);

4) приготовление полуфабриката или нового сложного материала (приготовление бетона, раствора, рубка ряжей на стапелях);

5) транспорт полуфабриката или сложного материала к месту укладки в конструкции (транспортировка бетона, раствора, срубленных ряжей и пр.);

6) укладка в конструкции;

7) отделочные работы и уход за готовыми частями зданий сооружения.

При составлении плана организации работ необходимо учесть, что в соответствии с теми превращениями и передвижениями, какие претерпевает материал, расположение складов, лесопильных и бетонных заводов, стапелей для рубки ряжей, а также постановка работы в самих складах и заводах инертных материалов должны быть таковы, чтобы избежать излишних перевозок и перебросок. Так, при выкатке леса необходимы сортировка его по размерам и расположение штабелей в порядке последовательности использования, чтобы по мере надобности в бревнах того или иного размера не производить перекладку штабелей.

Расположение штабелей бревен, лесопильных рам, шпалорезок лесопильного завода и другого оборудования для окантовки и распиловки бревен, расположение стапелей для рубки ряжей и штабелей срубленных и разобранных ряжей должны быть таковы друг относительно друга и относительно сооружения, чтобы путь бревна от штабеля до укладки на место был по возможности кратчайшим.

Штабеля камня или грунт из котлована плотины в количестве, необходимом для использования в сооружении, должны быть расположены в непосредственной близости к сооружению, чтобы избежать излишней возки, но в то же время они не должны стеснять фронта работ.

В отношении плотины из наклонных ряжей можно дать следующие указания:

1) склады каменных материалов для загрузки ряжей желательно располагать с верховой стороны плотины, так как с этой стороны удобно производить загрузку ее камнем;

2) с верховой стороны надо располагать также и штабеля лесных материалов, пилорезки и стапеля, потому что плоскость нарубки наклонного ряжа обращена в сторону верхнего бьефа;

3) основное место для приготовления бетона надо располагать с низовой стороны плотины, так как главная масса бетона сосредоточена в низовом упоре; с низовой же стороны располагаются и основные склады инертных материалов; последние могут располагаться в стороне от плотины и подвозиться к месту приготовления бетона в потребном количестве.

Для бетонировки переднего зуба, которая производится после установки ряжей и следовательно после бетонировки упора, приготовление бетона может быть перенесено на верховую сторону плотины.

При производстве работ за перемычками в узком пространстве особую важность приобретает устройство подъездных путей.

При устройстве плотины из наклонных ряжей для транспортировки материалов наиболее обеспечивающими потребности производства являются два узкоколейных пути, устраиваемые вдоль плотины по одному с каждой ее стороны, и устройство гужевого пути с верховой стороны плотины.

Электрическая станция, склады технических грузов, механические и плотничные мастерские, склады горючих и пр. располагаются по-разному в зависимости от особенностей местности и организации работы в данном месте. Необходимые размеры их определяют, исходя из объемов работы на данном участке.

Потребные площади складов можно установить из табл. 17.

Особое внимание при производстве массовых работ надо обратить на ремонт и хранение инструмента.

Инструмент должен храниться в специальной инструментальной, куда по окончании работы он сдается и где складывается по бригадно на специальных полках в строгом порядке. Инструмент должен иметь именные пометки или номера.

Выдачу инструмента рекомендуется производить через специальные окна и во избежание очередей к каждому из них прикрепить определенное число бригад.

Ежедневно по сдаче бригадой инструмента он проверяется инструментальщиком, в случае надобности сдается на исправление и на следующее утро выдается на работу уже в годном состоянии.

Правка инструмента и заправка буров производятся в кузнице, устраиваемой при инструментальной. При инструментальной, находящейся непосредственно на работах, должен быть всегда запас тачек и катальных досок. Изготовление тачек производится в специальных мастерских, производительность которых должна обеспечить полностью потребность строительства.

№ п/п	Наименование материала	Род тары	Род складского помещения	Норма на 1 м площади		Способ хранения
				единица измерения	количество	
1	Цемент	Бочки	Крытый склад	Бочек <i>шт</i>	14 2,2	Первый ряд бочек устанавливается стоймя, фабричным клеймом вверх. Следующий ряд без прокладок укладывается на бок, перекладывается прокладками из досок толщиной 40 мм, и по последним укладывается также на бок следующий ряд. Таких ярусов с прокладками, не считая нижнего, допускается 4—5. На проходы предусмотрено 30% от занятой материалом площади. Вес цемента в бочке нетто 155 кг, брутто 165 кг
2	"	Мешки	"	Мешков <i>шт</i>	23 1,8	Мешки укладываются в 10 рядов по высоте. Вес цемента в мешке нетто 77 кг
3	"	Навалом	"	"	1,2	При высоте засыпки слоем 1 м, считая 20% площади на проходы
4	Известь негашеная	"	"	"	0,8	Считая высоту кучи 1 м
5	Алебастр	Мешки	"	"	1,7	Мешки укладываются штабелями высотой 10—12 рядов
6	"	Навалом	"	"	1,1	При высоте засыпки 1 м
7	Качень	"	Откр. место	<i>м³</i>	0,7	Высота штабеля 1 м. На проходы 40% от занятой камнем площади
8	Кирпич	"	"	Тыс. шт.	0,5	Хранение в клетках (кирпич на ребро) по 200 или по 450 шт. в каждой; на проходы 40% от занятой кирпичом площади
9	Песок и гравий	"	"	<i>м³</i>	1,5	При высоте навала 2 м и на проходы 40% от занятой материалами площади
10	Глина	"	"	"	1,5	То же
11	Асфальт	"	"	<i>шт</i>	2,7	При высоте штабелей до 2 м (15 рядов). На проходы 30% от занятой материалом площади

№ п/п	Наименование материала	Род тары	Род складского помещения	Норма на 1 м площади		Способ хранения
				единица измерения	количество	
12	Толь	Рул. оберн. бум.	Навес	Кусков	23	При высоте штабеля 7 рядов (1,9 м). На проходы 30% от занятой материалом площади
13	Бревна	Навалом	Открытое место	м³	1,0	При высоте штабелей до 2 м. На проходы до 100% от занятой материалом площади
14	Доски	"	"	"	1,5	При высоте штабелей до 3 м. На проходы до 100% от занятой материалом площади
15	Железные бадки	"	"	шт	0,5	При высоте штабеля до 0,7 м. На проходы до 100% от занятой материалом площади
16	Кров. железо	Пачк. с обв. желез.	Навес	"	6,0	При высоте штабеля до 100 пачек (1,5 м). На проходы 30% от занятой площади
17	Гвозди	Ящики	"	"	0,85	При высоте штабеля 6 рядов ящиков (1,1 м); на проходы 30% от занятой площади
18	Стекло	"	"	м²	90	Считая на проходы 30%

3. Управления работами. Организация управления работами по сооружению плотины представлена схемой управления (рис. 91), которая была принята при сооружении Выгостровской плотины № 29 Беломорско-Балтийского канала после нескольких изменений как наиболее совершенная.

В зависимости от количества и сложности работ каждому помощнику прораба дают требующееся число инженеров и техников.

Наименьшей рабочей группой на производстве работ прорабства является бригада численностью около 20—30 человек.

Несколько бригад одной специальности объединяются в коллектив, если последний берет на себя выполнение какого-либо участка работ с внутренним учетом индивидуальной выработки. Коллектив объединяется и в бытовом отношении. Коллектив может быть комплексным, если он принимает на себя выполнение целого объекта, т. е. включает в себя бригады разных специальностей.

Наиболее эффективными являются работы по хозрасчетному договору. Бригадир или председатель коллектива совместно с про-

гаде на сутки задается десятником количественно или по обмеру и так же принимается в конце рабочего дня. Внутри бригады учет работы ведет бригадир.

Через определенный промежуток времени следует производить контрольные обмеры работы. Обмер этот в большинстве случаев инструментальный; он контролирует не всегда точные обмеры десятников и устанавливает коэффициенты для применения при подсчетах суточной производительности удобных в обиходе и иногда единственно возможных, но не всегда точных единиц измерения, как например тачки, грабарки, камень в штабеле, грунт в рыхлом состоянии и. т. п.

Контрольные обмеры производятся специальными контролерами.

28. ЗАГОТОВКА МАТЕРИАЛОВ

Ввиду того что материалы составляют значительную часть от полной стоимости сооружения, на мероприятия, связанные с удешевлением их, надо обратить особое внимание.

Мероприятия эти следующие: 1) применение на строительстве местных материалов, для чего необходимо проведение тщательных изысканий их, и 2) выбор наиболее эффективных и дешевых способов разработки и транспортировки.

К местным материалам, разыскание, разработка и доставка которых в большинстве случаев лежат на обязанности производителя работ, могут быть отнесены глина, камень, песок, гравий и некоторые другие, а также лес, если строительство расположено непосредственно вблизи лесных массивов.

При изысканиях строительных материалов необходимо иметь данные о требуемых качествах таковых, а также о их назначении. При наличии материалов пониженных качеств, но дешевых необходимо учитывать возможность их применения совместно с другими дорогими материалами. Применение местных материалов особенно важно для сооружений с большой кубатурой; так например, для сопрягающих дамб наличие в достаточном количестве того или иного местного дешевого материала в большинстве случаев решает тип самого сооружения.

1. Лесные материалы. В большинстве случаев при возведении ряжевых плотин приходится иметь дело со сплавным лесом, который приплавляется к месту расположения сооружения в плотях или россыпью.

Работы по заготовке лесных материалов на месте работ обычно сводятся к сортировке, выкатке леса, укладке его в штабеля и заготовке пиломатериалов, т. е. окантовке и распиловке бревен. При сооружении ряжевых плотин наиболее подходящим материалом является сосна диаметром бревен не менее 18—20 см. Лесоматериал должен быть мелкослойный, прямой, малосуковатый, вполне здоровый, без каких-либо признаков гнили и червоточины; он должен иметь в острожке ровную блестящую поверхность, а стружка не должна быть хрупкой. При ударе топором дерево дол-

жно издавать звонкий звук. Кроме того дерево должно удовлетворять техническим условиям по ОСТ 609.

Длина бревен для рубки ряжей определяется размерами ряжевого ящика и должна быть такова, чтобы бревно держалось в ряже не менее чем на трех врубках. Так например, при стороне ряжевого ящика 2—2,1 м длина бревна должна быть не менее 7 м.

Выкатка леса производится обычно конной тягой, но в зависимости от объема работ может быть применена и механическая выкатка при помощи тракторов, лебедок и специальных установок. Производительность конной выкатки зависит от количества лошадей, от способа выгрузки, высоты подъема, крутизны берега, длины штабелей и других факторов. В среднем штат рабочих при конной вывозке и длине штабелей не свыше 40 м составлял 8 человек при двух лошадях и давал выработку за 8-часовой рабочий день 60—70 м³ бревен.

Производительность тракторной выкатки достигала 150—160 м³ за 8-часовой рабочий день при штате рабочих 6—7 человек.

Лебедки могут быть применены для транспортировки бревен на длину до 80—100 м. Производительность лебедки при штате 7 человек и среднем расстоянии выкатки 70—80 м доходила до 250 м³ за 8-часовой рабочий день. При достаточной мощности лебедка забирает груз в 10—15 т.

Производительность специальных лесотасок достигала 400—500 м³ бревен за 8 час. работы.

Лес выкатывается в штабеля подобранным по породе, сорту и размерам; кроме того необходимо разделять лес одного сорта по качеству, учитывая, что бревна с наиболее высоким качеством пойдут для наиболее ответственных работ и частей сооружения. Одновременно, т. е. при выкатке, бракуется материал с серьезными пороками (по номенклатуре пороков, утвержденной Всесоюзным комитетом по стандартизации и техническим условиям, ОСТ 609).

Участок для укладки лесных материалов должен быть сухой с обеспеченным стоком дождевых вод. Перед укладкой лесных материалов участок должен быть очищен от мусора, а ямы и прочие неровности засыпаны. Подштабельные места должны быть очищены от травы и во избежание прорастания посыпаны непосредственно перед укладкой лесоматериала сплошным тонким слоем негашеной извести. Зимой подштабельное место должно быть полностью очищено от снега. Подштабельные места распределяются на участке правильными рядами в правильных кварталах.

Разрывы между соседними штабелями должны быть не меньше 2 м, а между кварталами — не менее 6 м. Кроме того при наличии нескольких кварталов из 3—6 штабелей каждый должны быть устроены магистральные дороги шириной 15—20 м для развозки материалов. Эти дороги одновременно являются и пожарными разъездами.

Длина каждого штабеля круглых лесоматериалов допускается не более 100 м. В каждом штабеле бревна, очищенные от коры,

укладываются рядами, причем, бревна в одном ряду располагаются комлями в разные стороны. Во влажных районах ряды бревен разделяются прокладками из тонкого кругляка диаметром 8—15 см для просушки; в сухих районах для предохранения от резкого усыхания прокладки не делаются.

Для плотины из наклонных ряжей идет в дело исключительно пиловочный материал в виде: а) окантованных бревен на 2, 3 и 4 канта, б) брусьев сложных форм и в) шпунтовых брусьев и реек.

Ряжи плотины рубятся из бревен разного диаметра, окантованных на два канта, но расстояние между постелями обычно делается одинаковым для всех бревен независимо от диаметра. Это значительно упрощает рубку и сборку ряжа, но дает излишние отходы. Из бревен, окантованных на три канта, рубится лицевая продольная стенка.

Брусья прямоугольного сечения идут на обшивку сливной и напорной граней; брусья фасонного сечения — на обшивку оголовка плотины; шпунтовые брусья — на нижний ряд обшивки верховой стороны плотины и рейка — для закладки в пазы шпунтового ряда обшивки. Нижний шпунтовый ряд обшивки может быть заменен двухрядной обшивкой без шпунта, в которой один ряд состоит из брусьев, а другой из 25-мм досок, поставленных с перекрытием швов первого ряда. Окантовку бревен следует производить машинным способом, что гораздо дешевле ручного, позволяет обойтись с плотниками меньшей квалификации, дает выигрыш во времени, упрощает производство работ и более гарантирует качество и меньшую усадку плотины.

Шпунтовку досок для верховой обшивки следует также производить машинным способом, так как ручной способ не гарантирует должного качества.

Окантовка бревен может производиться на лесопильной раме или на шпалорезке, переконструированной на большую длину бревна. Производительность лесопильных рам с подающими валиками исчисляется до 280 пог. м/час для строительного леса.

Расположение лесопильной рамы для окантовки бревен должно быть таково, чтобы к ней было легко доставлять бревна из любого штабеля.

Пиломатериалы с лесопильного завода подвозятся к стапелям, где и складываются в штабеля в порядке потребности для рубки ряжей.

В штабеле пиломатериал должен быть предохранен от неравномерной усушки и коробления, чтобы при постановке его в деле достигалось плотное прилегание постелей венцов ряжа. Для обеспечения циркуляции воздуха под штабелями укладка пиломатериалов производится на деревянных клетках высотой 0,4 м, выложенных из вполне здоровых бревен — коротышей или из обрезков.

По окончании укладки пиломатериалов в штабеля торцы их, обращенные на юг, обшиваются вертикально поставленными досками, а сверху штабеля покрываются односкатной наклонной крышей.

2. Каменные материалы. Камень в ряжевых плотинах идет для загрузки ряжей и приготовления щебня. Там, где ряжевые плотины имеют скальное основание, желательно прежде всего использование камня, получаемого при разработке котлована плотины, который в большинстве своем годен для загрузки ряжей. Пригодность этого камня для бетона устанавливается после испытания его на прочность и морозоупорность. При недостаточности камня в котловане открываются специальные каменные карьеры.

Разработка скалы как в котловане плотины, так и в карьере производится в большинстве случаев посредством взрывных работ.

Разница между разработкой скалы котлована и карьера заключается в том, что в последнем возможна более правильная постановка работы по добыче камня; это не всегда возможно в котловане из-за требований точного соблюдения очертания котлована и вредного влияния больших взрывов на основание плотины. Поэтому разработку скалы в котловане плотины рекомендуется производить мелкими взрывами.

Не входя в детали производства работ по разработке каменных карьеров, приводим здесь только отдельные практические сведения по разработке скалы мелкими взрывами. Этот способ наиболее рационален при разработке котлована и целиком применим также при разработке карьеров.

Для лучшего эффекта взрывных работ глубину шпуров назначают для сплошной скалы от 1 м и более, а для трещиноватой скалы — до 1 м, используя направление трещин и плоскости наложения, по которым легче отделяются куски породы. По отношению к линии наименьшего сопротивления взрыву глубина шпура при одной обнаженной плоскости забоя может быть принята равной от 1,5 до 2, а при двух плоскостях — от 1,5 до 2,5 длин линии наименьшего сопротивления. Расстояние между шпурами назначается при одновременном падении от 1,5 до 2 длин линии наименьшего сопротивления взрыву.

Направление шпуров при однородной и массивной горной породе должно быть наклонным к плоскости забоя. При трещиноватой породе шпур не следует доводить до трещины или плоскости напластования.

Бурение шпуров может производиться как ручным, так и механизированным способом. Средняя производительность бурильщика при одноручном бурении за 8 час. работы выражалась (по данным горного инженера И. Н. Земницкого) следующими цифрами (табл 18).

Таблица 18

Производительность бурильщика в м при одноручном бурении

Изверженная порода	Известняк	Крепкий песчаник	Обыкновенный песчаник	Песчаный сланец	Глинистый сланец
0,7	0,9	1,0	1,5	1,8	2,8

При двуручном бурении производительность увеличивается примерно в 1,7 раза.

Распределение общего времени при ручном ударном бурении следующее: время чистого бурения — 60%, перемена буров — 10%, чистка шпуров — 6%, передышка — остановка — 24%.

Работа пневматического перфоратора характеризуется следующими цифрами:

Нормальное давление воздуха	4 — 5 ат
Минимальное рабочее давление	2,5 — 3,0 „
Средний расход воздуха в 1 мин.	2,0 — 2,5 м ³
Производительность (чистого) бурения в 1 мин. чистого времени	60 — 200 мм
Число ударов в 1 мин.	800 — 1500
Средний срок службы	1 год

Для приближенных подсчетов средняя производительность бурения пневматическими молотками за 8 час. работы может быть выражена по данным горного инженера И. Н. Земницкого следующими цифрами (табл. 19):

Таблица 19

Производительность бурения пневматическими молотками в м

Бурение пневмат. молотками при 4 ат рабоч. давления	Изверженная порода	Известняк	Крепкий песчаник	Обыкновенный песчаник	Песчаник сланцевый	Глинистый сланец
При диаметре поршня 3—4 см, ходе поршня 8—11 см и весе молотка 8—10 кг	8,0	13,5	17,0	23,0	27,0	39,0
При диаметре поршня 5—6,5 см, ходе поршня 5—8 см и весе молотка 13—15 кг	9,0	16,0	20,0	27,0	32,0	46,0

Распределение общего времени при работе с ручными перфораторами было следующее: время чистого бурения — 60%, смена буров — 15%, перерывы для отдыха, уборки и установки перфоратора — 25%.

Наиболее распространенными перфораторами являются: советские — завода „Пневматик“ в Ленинграде и Невьянского завода на Урале; немецкие — „Флотман“; американские — „Чикаго“, „Пневматик“, „Ингерсоль“, „Ранд“, „Сулливан“.

В целях бесперебойной работы бурения следует обратить особое внимание на заправку и закалку бурового инструмента, так как таковой приходится менять несколько раз в день.

Значительно содействует успеху работ применение нефтяных горнов, при употреблении которых достигается должная регулировка температурыковки, что невозможно на самодельных угольных горнах. Большое упрощение в работу вносит применение заправочных станков, а также контрольных приборов для определения момента оптимальной заправки буров.

Вынутый из карьера камень укладывается в штабеля. Коэффициент разрыхления камня в штабеле 1,8—2,5.

Далее камень из штабелей перевозится к месту работ и там разбивается в щебень, что, как показывает опыт, выгоднее, чем перевозить готовый щебень.

Приготовление щебня при значительных заготовках его рекомендуется производить камнедробилками вследствие низкой производительности ручной бойки. Производительность бойки одного человека в час составляет 0,08 м³.

Наиболее распространены изготавливаемые на заводах Союза челюстные камнедробилки производительностью 6—15 м³/час для дробления от 25 до 75 мм. Пара щек такой камнедробилки выдерживает примерно 1000—1500 м³ камня.

Нормальные типы иностранных камнедробилок строятся на производительность до 20,0 м³/час.

За последние годы в иностранной технике находят частое применение конические камнедробилки, так как они экономнее в затрате энергии и требуют смены дробящего конуса примерно через 25 000—50 000 м³ камня.

3. Инертные материалы. В качестве инертных составных частей бетона применяются: а) щебень, гравий, галька и б) песок.

Для бетонных работ применяется как овражный, так и речной песок.

В отношении требований, предъявляемых к инертным материалам, подготовки их перед приготовлением бетона, способов сортировки, промывки и пр. необходимо руководствоваться указаниями специальных инструкций, норм и отдельных пособий по бетонным работам.

29. ПРОПУСК РАСХОДА РЕКИ В ПЕРИОД ПОСТРОЙКИ

Устройство перемычек при возведении деревянных высокоряжевых плотин мы не описываем, так как они не отличаются от таковых в обычных плотинах.

Ряжевые плотины требуют в пределах напора периодического осмотра и смены нарубки, а потому при их сооружении необходимо предусматривать устройство донных водоспусков для спуска горизонта верхнего бьефа и пропуска расхода реки во время ремонта плотины; последние следует использовать и при постройке плотины.

При постройке ряжевых плотин из наклонных ряжей на Беломорско-Балтийском канале пропуск строительного расхода производился следующим образом.

Шаваньская плотина расположена близ истока р. Выг из Выгозера в очень маловодном и мелком протоке. При ее постройке расход на р. Выг пропусклся через главный проток, который впоследствии был перекрыт глухой земляной плотиной. Сооружение ее происходило при очень незначительном притоке воды без перемычек, так как исток р. Выг был закрыт для накопления воды в Выгозерском водохранилище.

Этот приток пропускаться через донное отверстие, устроенное в бетонном устое плотины из наклонных ряжей. Это же отверстие предназначено по проекту и для опорожнения бьефа.

Выгостровская плотина расположена в устье р. Выг, где после закрытия истока р. Выг для накопления воды в выгозерском бьефе был значительный приток воды, слагающийся из боковых притоков реки. Русло р. Выг в месте сооружения плотины состояло из четырех отдельных протоков, разделенных островами, общей шириной 700 м. По проекту два средних протока были перекрыты деревянной ряжевой плотиной, а два крайние — глухими земляными плотинами.

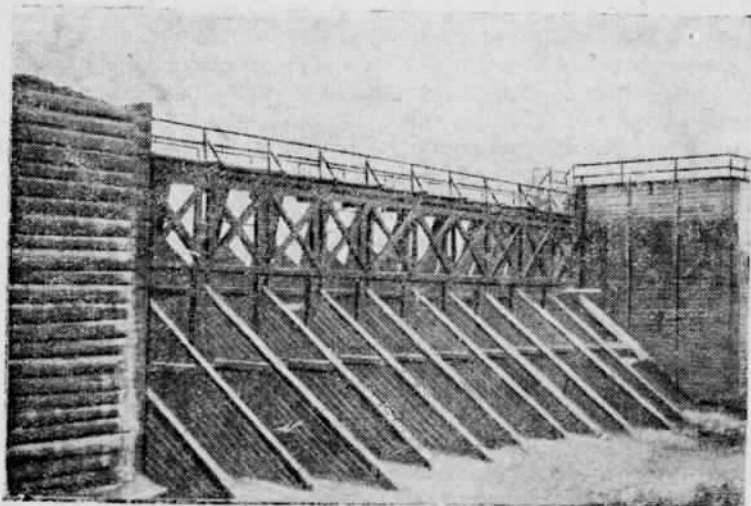


Рис. 92. Водоспуск Выгостровской плотины.

Для осмотра плотины во время эксплуатации и ремонта ее построено специальное водосбросное отверстие шириной 30 м, рассчитанное на пропуск ремонтного расхода.

Через это отверстие пропускаться и строительный расход при постройке земляных плотин, которые сооружались в последнюю очередь.

На рис. 72 изображена Шаваньская плотина; слева видно выходное отверстие донного водоспуска.

На рис. 92 показан водоспуск Выгостровской плотины, через который пропускаться строительный расход при закрытии двух боковых протоков для сооружения на них земляных плотин. Водоспуск состоит из ряда контрфорсов, на которые опирается шандорная стенка.

30. ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ РАБОТ ПО УСТРОЙСТВУ ДЕРЕВЯННОЙ ПЛОТИНЫ ИЗ НАКЛОННЫХ РЯЖЕЙ

При наличии технического проекта и средств необходимо прежде всего приступить к строительным изысканиям.

Работы по строительным изысканиям в основном заключаются в следующем:

1. Составление плана района сооружений в масштабе 1:1000 (или крупнее) и производство точных промеров глубин русла.

2. Разбивка осей сооружений и закрепление их постоянными знаками; расстановка привязочных реперов и прочие топографические работы, уточняющие топографические данные технического проекта.

3. Бурение скважин и копанье шурфов по определенным строениям для точного определения строения грунтов или рельефа залегания скалы в районе сооружения.

4. Определение при скальном основании качества скалы, т. е. прочности, трещиноватости и других свойств как поверхностного слоя, так и слоев, лежащих ниже основания сооружения. Знание качества скалы в поверхностном слое важно для определения глубины снятия его под основание сооружения. Знание качества скалы ниже основания сооружений и под перемычками необходимо для принятия соответствующих противофильтрационных мероприятий.

При сооружении плотины на мягких грунтах необходимо определение технически важных свойств их, как например допускаемые напряжения грунта, сопротивления грунта забивке свай, водопроницаемость и т. п.

5. Производство изысканий строительных материалов, к которым относятся: отыскание карьеров, определение мощности и топографическая съемка карьеров.

Одновременно с изыскательскими работами заключаются договоры на поставку цемента, организуется заготовка леса и разрабатывается план организации работ с использованием при этом всех данных строительных изысканий.

Затем, а частично и одновременно производят ремонт существующих и прокладку новых путей сообщения, разбирают и приступают к постройке рабочих городков, а также складов и прочих временных сооружений; заготавливают строительный инвентарь и транспортные средства, устраивают временные механические и деревообделочные мастерские, кузницу, силовую станцию и пр. При этом можно одновременно начинать и береговые земляные работы, разработку карьеров, заготовку строительных материалов и размещение их по складам.

Если для постройки плотины необходимо устраивать водотводящий канал, то одновременно производятся работы и по его сооружению.

Далее приступают к постройке перемычек, установке водотливных средств, заканчивают в основном все начатые подготовительные работы к развертыванию операций по разработке котлована плотины, подводят подъездные пути, устанавливают механизмы для подъема грунта и камня, устраивают инструментальную и при ней кузницу для правки и закалки буров, компрессорную станцию и пр. и приступают к земляным и скальным работам.

По мере разработки котлована под плотину развертывают работы по окантовке бревен для плотины, рубку ряжей на стапелях, бойку щебня и заготовку песка. Устанавливают бетонный завод и соединяют его подъездными путями со складом инертных материалов и складом цемента, бетонный завод оборудуют приспособлениями для подачи воды и т. д.

После приемки котлована при сооружении плотины из наклонных ряжей приступают к бетонированию упорных массивов и установке нижних венцов наклонных ряжей, начиная работу с наиболее высокой секции. Далее ведут нарубку ряжей и подбетонировку их.

Закончив рубку наклонных ряжей, загружают их камнем, зашивают с напорной стороны непроницаемой обшивкой, бетонируют передний зуб и укрепляют на гребне плотины специальные гнутые рельсы для предохранения оголовка плотины от ударов льда и плавающих тел. Затем готовую плотину предохраняют от действия солнца во избежание растрескивания и коробления обшивки.

Заключительными работами являются устройство понура и цементация скалы под передним зубом плотины при наличии трещиноватой скалы.

Если плотина устраивается в две очереди, то до постройки второй очереди плотины необходимо предусмотреть окончание работ по сооружению специального водоспуска для пропуска воды, который может быть устроен в виде трубы в одном из устоев при малых расходах или в виде отдельного сооружения при больших расходах реки.

31. ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ ПО СООРУЖЕНИЮ ПЛОТИНЫ ИЗ НАКЛОННЫХ РЯЖЕЙ

а) Подготовка котлована

После выяснения отметок здоровой скалы бурением по всей площади расположения плотины можно наметить продольный профиль основания котлована плотины. Продольный профиль котлована по оси плотины намечается таким образом, чтобы количество скальных работ было по возможности наименьшее; при этом чем меньше уклон продольного профиля скалы по оси плотины, тем меньше будет количество скальных работ. Характер продольного профиля котлована ступенчатый. Высота ступеней принимается от 4- до 8-кратной высоты вертикальной проекции венца, которая в ряжевых плотинах Беломорско-Балтийского канала была принята равной 0,18 м. В некоторых случаях в зависимости от рельефа скалы в основании плотины эта величина может быть принята и большей. Длины горизонтальных площадок профиля по оси котлована желательно иметь такой величины, чтобы на них смогли расположиться одна или несколько целых секций ряжей, разделенных между собой швами. Швы устраиваются главным образом из производственных соображений, о чем будет изложено дальше. Величина шва для плотины Беломорско-

Балтийского канала принята равной 5 см. Наименьшую длину секции, а следовательно и длину ступени следует принимать в 3,5 ряжевых ящика. В отдельных случаях можно делать одну секцию на несколько невысоких ступеней, но это нежелательно, так как затрудняет производство работ.

Для разметки площадок на первоначальном профиле по оси плотины наносят оси поперечных стенок ряжей. Расстояние между осями поперечных стенок назначается по расчету и принималось

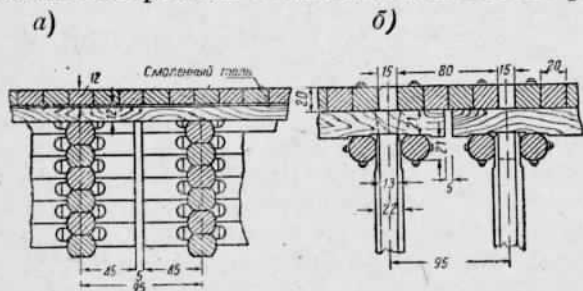


Рис. 93. Детали конструктивного шва: а — разрез напорной грани; б — разрез по низовой грани.

на Шаваньской и Выгостровской плотинах 2,1 м. Расстояния от устоя до оси крайней поперечной стенки ряжа наносятся в зависимости от типа устоя (ряжевый или бетонный) и от конструкции примыкания.

Устройство поперечных швов не нарушает нормальной

разбивки поперечных стенок, если конструкция шва принята по типу, примененному в плотинах Беломорско-Балтийского канала, где поперечные швы осуществлялись следующим образом (рис. 93). В ящике, по которому разрезается плотина швом, рубится дополнительная поперечная стенка; она располагается в расстоянии 1,05 м от крайней стенки этой секции; образовавшийся узкий ящик шириной 0,95 м между крайними поперечными стенками соседних секций разрезается по середине швом шириной 5 см.

После разметки поперечных стенок ряжа на продольном профиле котлована размещаются ступени основания котлована, причем вертикальные стенки ступеней располагаются на расстоянии около 0,5 м от оси крайней стенки более низкой секции.

Для правильного составления плана котлована необходимо вычертить схему габаритов плотины для разных ее высот, причем данные подсчитываются и наносятся для различных высот плотины примерно через 4—6 венцов (рис. 94).

По этой схеме для любой высоты плотины можно легко определить отметку дна котлована, отметку водобоя, ширину котлована в обе стороны от оси плотины, число венцов ряжа в данной секции и другие данные, по которым легко составить план котлована и вносить в него необходимые коррективы, если в процессе работ они потребуются.

Нижний со стороны верхнего бьефа ряжевый ящик не должен рубиться меньше, чем из 6—8 венцов, из опасения, что от осадки плотины в направлении равнодействующей давления воды при поднятии напора верхние венцы могут оторваться в одной из секций от тела плотины, расстраивая при этом верховую напорную обшивку плотины.

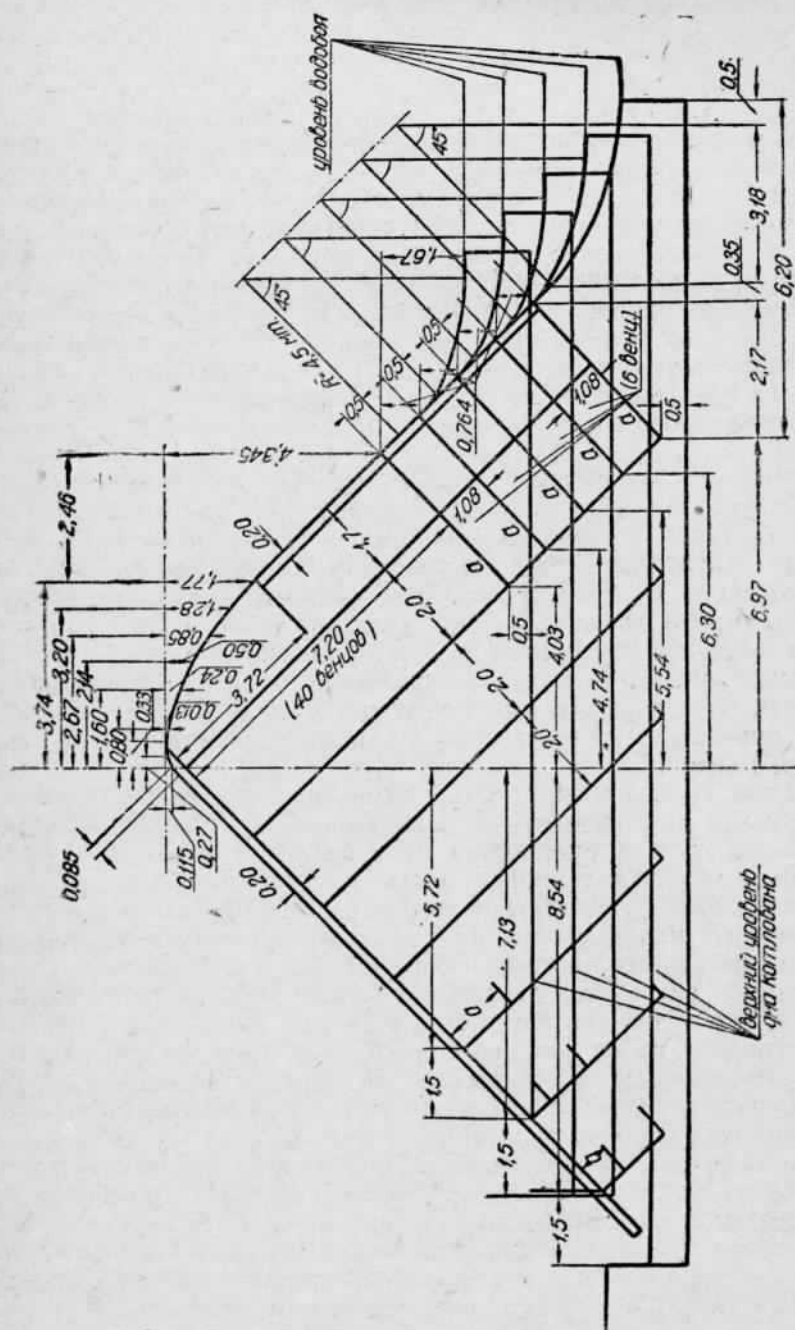


Рис. 94. Схема габаритов плотины для различных высот.

В связи с этим, если при показанном построении ряжевых клеток в последнем ящике плотины получается меньше 6—8 венцов, то этот ящик в данной секции плотины следует совсем отбросить и сделать упорной следующую продольную стенку; ширина котлована при этом уменьшится, а высота переднего бетонного зуба увеличится.

При разбивке котлована прежде всего разбивают ось плотины, которую закрепляют реперами на оси и на ее продолжении за пределами плотины. Закрепление точек оси надежнее производить металлическими стержнями или скобами, забетонированными в бурках скалы, на которых наносятся зарубки, показывающие расположение и направление оси плотины.

Кроме продольной оси разбиваются поперечники, нормальные к оси, которые закрепляются по концам также постоянными и надежными точками. В процессе работ по разработке котлована точки на оси плотины могут быть легко сбиты; в этом случае ось может быть восстановлена от продольных и боковых выносов.

Кроме того закрепление поперечных створов необходимо для контрольных замеров работ по котловану, почему контрольные точки ставятся с необходимой для этой цели частотой и в наиболее характерных местах (переломы профиля) для облегчения подсчета объемов работ. При разработке котлована надо следить, чтобы выносы не были сбиты и чтобы к ним был возможен подход с инструментом со стороны котлована.

Выемка мягкого грунта в котловане плотины производится вручную, если слой его имеет незначительную толщину и неровности поверхности скалы под ним затрудняют применение машинной разработки.

Отвозка грунта может быть применена вагонеточная, конная (грабарками) и тачечная (в зависимости от дальности возки фронта работ) или смешанная, что является наиболее целесообразным, так как тачечная возка, не стесняя работ по вагонеточной возке, увеличивает темпы работ. Отвозимый грунт по возможности используется для досыпки перемычек и отсыпки дамб, сопрягающих плотину с берегом.

Порядок разработки котлована желательно строить таким образом, чтобы скорее очистить фронт для буровых работ. Для этого участок работ разбивается на несколько частей; один из них в первую очередь обнажается до скалы и на нем развертываются скальные работы. Это дает возможность быстрее развернуть все виды работ и начать выемку скалы забоем.

Взрывные работы при параллельной разработке скалы и мягкого грунта работам не мешают, так как взрывы производятся в перерывы между сменами.

Основные данные по разработке скалы мелкими взрывами даны в разделе 28; здесь мы укажем лишь на некоторые особенности работ по разработке скалы в котловане под плотину.

Разработка котлована в основном преследует цель снятия поверхностного выветрившегося и сильно трещиноватого слоя ска-

лы; поэтому надо обратить особое внимание на выбор точки для шпура. Неправильный выбор точки не дает должного эффекта и ведет к перерасходу взрывчатых веществ, образованию свечек, отказов и тому подобным нежелательным явлениям, значительно снижающим производительность, как это и было первое время на работах по разработке котлованов для плотины Беломорско-Балтийского канала.

При заложении шпуров надо иметь в виду следующее:

1) если шпур закладывается в однородной массивной породе, то его направление должно быть наклонно к плоскости забоя;

2) при трещиноватой скале не следует пробуривать шпур дальше трещин или плоскости напластования, а также останавливаться на них; надо заканчивать шпур, не доходя до них;

3) закладывать шпуры нужно под тупым углом к плоскости напластования (это улучшает результаты взрыва);

4) необходимо избегать заложения шпуров параллельно трещиноватости или настилоению породы.

В некоторых случаях (как это имело место при разработке котлована в наиболее пониженной части ледопроепного отверстия Выгостровской плотины Беломорско-Балтийского канала при сильной трещиноватости скалы) приходится производить разборку скалы вручную, так как взрывы дают очень малый эффект.

Нужно отметить большие трудности этих работ. Заглубляемость котлована, расположенного в перемишках, и значительная трещиноватость скалы в верхнем слое вызвали проникание в котлован значительного количества фильтрационных вод по трещинам в породе.

В скале выбирались водоприемные ямы, откуда вода выкачивалась насосами; но наличие неровностей скального дна задерживало воду во всех выемках, вследствие чего большая часть работ по разборке скалы происходила в воде. Большое значение для успеха работ имел надзор за надлежащим порядком разборки скалы, обеспечивающим наилучший сток воды к колодцам.

Приток воды заносил по временам колодцы и выемки в скале иловатым песком; последний представлял собой разжиженную массу, которую приходилось время от времени убирать в специальных тачках, закрытых с четырех сторон и обшитых листовым железом. На этих же тачках вывозился поверхностный слой мягкого грунта после откачки воды из-за перемишек.

Подъем камня из котлованов производится: а) вручную с отвозкой на тачках по гонам, б) бремсбергами, в) лебедками, г) дерриками и другими приспособлениями малой механизации, так как высоты подъемов невелики. Отвозка скалы на склады производится вагонеточной возкой на платформах или на тачках.

Приводим описание организации работы по подготовке котлована под водопропускную часть Выгостровской плотины Беломорско-Балтийского канала.

Весь котлован для разработки был разбит на четыре участка тремя траншеями, прорезанными нормально к оси плотины при ширине их в 4 м до проектной глубины (рис. 95).

Таким образом открывался большой фронт, который позволял поставить достаточное количество рабочей силы и в довольно короткий срок (с 25 VII по 9 IX, т. е. в 1½ месяца) подготовить котлован на протяжении 89 м. Часть этой скалы была оставлена в котловане для загрузки ряжей плотины и складывалась там в штабеля. Другая часть поднималась на верх перемычки установленными на ней пятью дерриками Дробышевского и отвозилась по узкоколейке в вагонетках для устройства нижней каменной отсыпи в примыкающей земляной плотине.

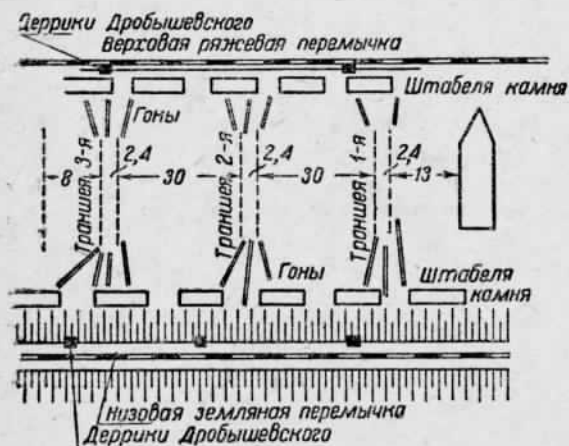


Рис. 95. Схема организации работ по устройству котлована.

закреплением ее по способу, изложенному ранее. Затем от разбитой оси отбивается линия *a*, обозначенная на рис. 94.

Эта линия является осью продольного бревна нижнего венца, а также началом низового бетонного упора. Теоретически эта ось должна отстоять от отметки дна котлована на 0,5 м, в действительности же дно котлована будет иметь неровную конфигурацию взорванной скалы, а следовательно и различные отметки. Следует обратить внимание на то, чтобы фактические отметки дна котлована на этой линии не превышали проектных.

То же самое надо проделать на всем протяжении нижнего бревна других продольных стенок, и если скала будет возвышаться выше проектной отметки, то ее нужно подорвать.

Для постановки опалубки и установки первого венца ряжей особенно важна линия *a*, поэтому для облегчения производства указанных работ ее желательно наложить на скале краской. Для каждой ступени котлована линия *a* будет лежать на различном расстоянии от оси плотины, и, как видно из рис. 94, чем больше высота плотины, тем это расстояние будет больше.

После разбивки линии *a*, которая является началом низового бетонного упора, намечается расположение анкеров; для соединения бетонного упора со скалой в намечанных для них точках бурятся бурки, в которые вставляются анкера и заливаются цементным раствором. После этого устанавливается опалубка для бетонного упора.

б) Бетонные работы

Опалубка для низового бетонного упора, применявшаяся на плотинах Беломорско-Балтийского канала, изображена на рис. 96.

Она состояла из рамы с прикрепленной к ней направляющей для криволинейной опалубки верхней поверхности упора, которая одновременно давала жесткость верхнему углу рамы. Рамы устанавливались через 2 м, связывались между собой продольными связями и затем обшивались обшивкой.

Боковая обшивка пришивалась к передним ногам с внутренней стороны, верхняя же обшивка на криволинейной грани вставлялась по мере выпячивания уровня бетона.

Перед бетонировкой упора поверхность скалы должна быть очищена от щел, мусора и земляных частиц, а затем тщательно промыта.

Очистка скалы при сооружении Выгостровской плотины производилась при помощи лопат и скребков различных форм. Промывка скалы производилась при помощи пожарного насоса и ведер. После промывки скала высушивалась чистой ветошью.

В виде примера организации бетонных работ при устройстве плотины из наклонных ряжей приводим описание таковых при сооружении водопропускного отверстия Выгостровской плотины Беломорско-Балтийского канала.

Здание для ручного приготовления бетона было выстроено с низовой стороны котлована.

Работы нужно было вести быстрым темпом, а потому решено было производить бетонирование сразу по всему фронту, и зданию были даны в плане размеры 56 м в длину и 6 м в ширину при длине бетонируемого упора 92,8 м.

Здание представляло собой крытую двухэтажную постройку, частично обшитую с боков горбылем, которая располагалась на откосе низовой перемычки таким образом, что пол нижнего этажа находился на уровне верха перемычки. По перемычке проходил узкоколейный путь, по которому подвозились для работ цемент и инертные материалы (рис. 97). Пол нижнего этажа здания располагался над бетонируемым упором.

Приготовление бетона производилось ручным способом на бойках первого и второго этажей завода. После приготовления бетон направлялся к месту укладки через раздвижные бункера, причем в средние блоки он поступал непосредственно через бункера, а в крайние блоки отвозился на тачках. Перед укладкой в дело бетон еще раз перелопачивался на специальных щитах площадью около 1,5 м².

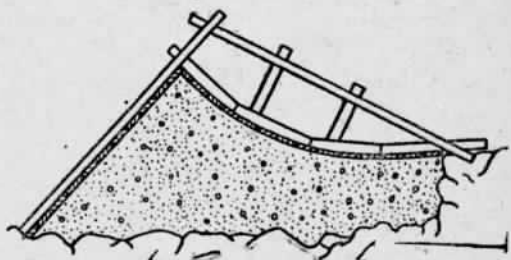


Рис. 96. Устройство опалубки для низового упора.

Цемент подвозился к бойкам на платформах по узкоколейке и сразу подавался на завод.

Гравий с вагонеток вываливался в ящики, устраиваемые рядом с узкоколейкой, имеющие дно из трех рядов проволочных сеток, расположенных таким образом, чтобы отверстия не выпадали $\frac{1}{4}$ ". Под ящиками проходила сточная канава.

В эти ящики по специальным желобам поступала вода для промывки гравия из водонапорного бака. В последний вода подавалась насосом.

Промытый гравий подавался на бойки тачками. Подача воды для приготовления бетона производилась из того же водонапорного бака, что и для промывки гравия, и поступала в специальные баки.

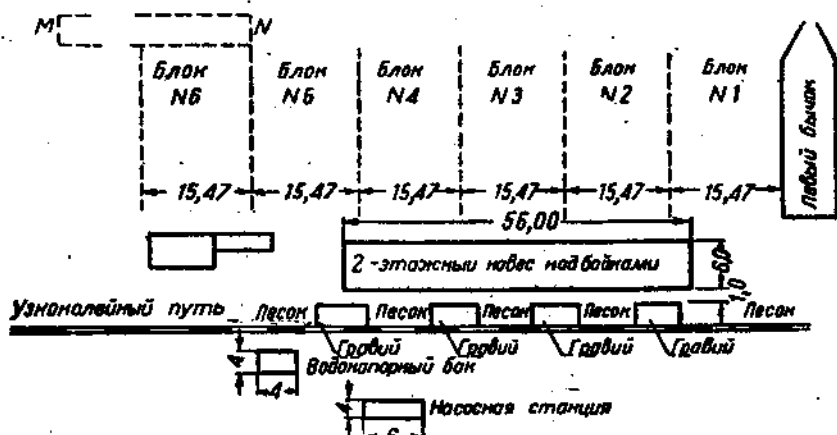


Рис. 97. Схема производства бетонных работ.

Песок доставлялся на вагонетках, скидывался рядом с гравием и на тачках развозился на бойки.

Производительность описанного способа приготовления бетона составляла 315 м^3 бетона в смену.

На работах было занято 15 бригад по 30 человек в каждой. Расстановка работников бригады была следующая: 5 человек на укладке бетона, 1 — на дозировке воды, 9 — на гарцовке, 15 — на подаче инертных материалов и подаче бетона в бункера.

Укладка бетона производилась слоями 10—15 см с уплотнением трамбовкой весом 5—8 кг.

Бетон для низового упора применялся марки 135 кг/см^2 с расходом цемента 225 кг/м^3 .

Подбетонировка ряжей производилась по мере наращивания наклонного ряжа после укладки нижних венцов каждой четной наклонной стенки, считая с начала укладки. Для подбетонировки на дне каждого ящика, в центре его, устанавливалась опалубка, состоящая из четырех скрепленных щитков. Бетоном заполнялось пространство между параллельными щитками соседних ящиков, т. е. под ряжами и вдоль стенок на ширине 0,325 м от оси стенок

в обе стороны; при этом нижняя часть стенок как наклонных так и вертикальных утоплялась в бетон. При бетонировании обращалось особое внимание на подбивку бетона под стенки ряжа.

Среднее пространство в каждом ящике размерами $1,25 \times 2,08$ м не заполнялось бетоном с целью дать выход фильтрационной воде во избежание возникновения значительных давлений снизу, ведущих или к значительному облегчению плотины или к разрушению бетона в ящиках.

Для подачи бетона для подбетонировки ряжей впереди здания, в котором готовился бетон на уровне первого этажа была устроена площадка, от которой шли гоны на плотину до широких гон на два хода, устроенных вдоль плотины над наклонными стенками ряжа, под которыми производилась подбетонировка. Бетон подвозился в тачках и после перелопачивания укладывался на место. Состав бетона применялся марки 90 кг/см³.

Бетонировка переднего зуба происходила при наступлении холодов, поэтому приготовление бетона происходило в утепленном здании и укладка бетона велась в тепляках.

Здание для приготовления бетона было устроено со стороны верхнего бьефа. Стены его были обшиты двумя рядами горбылей с заполнением промежутка опилками; перекрытие было покрыто поверх досок брезентом, внутри были поставлены печи-временки, а дверные проемы закрыты шторами из мешковины. Температура воздуха внутри поддерживалась от $+5$ до $+7^{\circ}$ С.

Скала перед укладкой бетона отогревалась заливкой горячей воды, после остывания откачивавшейся, и затем покрывалась мешками, наполовину наполненными опилками. Заливка скалы горячей водой для обогрева повторялась в сутки до 8 раз.

Инертные материалы подогревались в специальных печах, покрытых сверху котельным железом. Вода подогревалась в 100-ведерном баке при помощи изогнутой 3" трубы, концы которой входили в бак, а сама труба располагалась внутри печи специальной конструкции.

Температура укладываемого в передний зуб бетона была от $+15$ до $+22^{\circ}$ С.

в) Рубка и сборка ряжей

При сборке наклонных ряжей в плотинах Беломорско-Балтийского канала вначале были попытки собрать их на некоторую высоту на специальных клетках-подставках, а после подбетонировать под собранные ряжи упор.

От этого способа пришлось отказаться, так как клетки давали значительные и неравномерные деформации под тяжестью ряжа, отчего наклонные ряжи перекашивались и сползали; прочно установить клетки было очень трудно, потому что наклонные ряжи давали горизонтальную составляющую давления на клетки; кроме того значительные размеры клеток не давали возможности быстро произвести подбетонировку, так как сильно стесняли фронт

работ. Пришлось разобрать часть собранных по этому способу ряжей и принять другой порядок сборки ряжей, по которому вначале бетонируется нижний бетонный упор, но неполностью, а с оставлением зазоров между плоскостью нижней постели первого венца ряжей и поверхностью бетона около 20 см и между верхней криволинейной поверхностью упора и поверхностью бетона около 40 см.

Эта часть упора называлась „черный упор“. Для связи его с накладываемым в дальнейшем поверхностным слоем бетона на поверхности черного упора выпускались анкера из железа диаметром 18 мм. Поверхностный слой бетона укладывался после установки ряжей. Необходимость в этом выявилась из практики, так как очень трудно было установить ряжи совершенно точно. В процессе на рубки они несколько деформируются и сползают, а потому для получения плавного сопряжения между ряжами и поверхностью бетонного упора явилась необходимость пригонять ряжи к бетону или бетон к ряжам; последнее найдено лучшим конструктивно и более легким в отношении производства работ.

Для прочности слой бетона на криволинейной поверхности упора армировался путем закладки сетки из железных стержней диаметром 5—10 мм.

Таким же образом армировался и верхний прямой угол упора во избежание скалывания бетона от давления верхней продольной стенки ряжа. Перед бетонировкой поверхностного слоя черный упор очищался от грязи, промывался и насекался.

После окончания бетонировки черного упора и достижения бетоном не менее чем 70% его проектной прочности собирались и устанавливались на нем первые 3—4 венца ряжа на подкладках со стороны скалы и лицевой поверхности черного упора. После тщательной выверки правильной установки этих венцов они подбетонировывались. По затвердении бетона на рубка продолжалась дальше.

Рубка ряжей производится на стапелях вне котлована плотины. Такой способ работ ускоряет производство работ, так как позволяет одновременно производить разработку котлована или бетонные работы и заготовку ряжей и упрощает его, потому что рубка ряжей в наклонном положении затруднительна. Для облегчения сборки ряжей и обеспечения широкого фронта работ при рубке их и сборке на месте, а также по соображениям неодинаковой усадки ряжа при разных высотах они рубятся секциями.

Величины отдельных секций намечаются в зависимости от очертания котлована. В плотинах Беломорско-Балтийского канала длина отдельных секций изменялась приблизительно от 5 до 8 ряжевых ящиков.

Рубятся ряжи на стапеле, который должен быть выверен по уровню и проинвентирован. Нарубка ряжа на стапеле производится не в наклонном положении, т. е. не в том виде, как он будет стоять после сборки на месте, а в повернутом из этого положения на 135°; в этом положении венцы укладываются горизонтальными рядами. Для рубки ряж разбирается по высоте на несколько

частей, число которых определяется в зависимости от полной высоты рьяжа, наличия оборудования для подъема бревен при нарубке верхних венцов, а также в зависимости от фронта работ. Все стенки рьяжей за исключением лицевой сливной стенки на плотинах канала рубились из бревен, окантованных на 2 канта, последняя — из бревен, окантованных на 3 канта.

Оголовок плотины рубится на стапели в перевернутом состоянии, как и все тело плотины; при этом необходимо обратить внимание на точность врубки бревен первой наклонной лицевой стенки как по отношению одного к другому, так и по отношению к оси соседней второй наклонной стенки, так как от верности расположения зависит точность выполнения оголовка по заданной кривой.

Измерения для определения местоположения брусьев этой стенки должны производиться от оси второй наклонной стенки и обязательно поверяться измерением от лицевой грани уложенного бруса.

Бревна вертикальных стенок врубаются с остатками в обе стороны. Величина остатков нижней части вертикальной стенки должна быть такова, чтобы при установке бревна на место при сборке оно торцом упиралось в скалу. Для этого остатки следует делать с запасом не меньше 2,5 м и окончательно пригонять их к скале при установке бревна на место.

В крайнюю наклонную стенку (т. е. нижнюю) врубка бревен поперечной стенки производится в сковородень без остатка, так как по этой стенке осуществляется антифильтрационное сопряжение рьяжа с основанием, а все выступающие части и неровности мешали бы его осуществлению.

Срубленные рьяжи метаются, затем разбираются по бревнам и доставляются к месту сборки. Там они укладываются в штабеля как опилочный материал в порядке укладки отдельных бревен в дело и защищаются от действия солнца зашивкой горбылем с солнечной стороны или покрытием рогожами.

Бревна срубленного рьяжа к месту сборки переносятся вручную или перевозятся по гонам на специальных тачках без ящика с широким колесом; при этом одна тачка ставится под один конец бревна, другая — под другой. Подъем бревен к месту укладки от основания плотины производится тросами вручную (рис. 98 и 99).

Как уже указывалось ранее, штабеля готовых к сборке бревен располагаются с верховой стороны плотины, откуда легче доставлять их к месту укладки.

Сборка рьяжей происходит в следующем порядке: вначале собираются первые 3—4 венца и точно устанавливаются в положение по приведенной выше номограмме разбивки, т. е. устанавливается точно ось нижнего продольного бревна по отношению к оси плотины и к отметке дна котлована, выверяется наклон венцов, а также отметка и расстояние от оси плотины оси нижнего венца лицевой стенки. После установки первых четырех венцов они подбетонировываются, и дальнейшая сборка рьяжа

производится лишь по достижении бетоном не менее 70% полной его прочности.

Все установочные измерения, сделанные для установки первых четырех венцов, повторяются через каждые 4 венца. Вычисление их достигается очень просто на основании разбивочной номограммы.



Рис. 98. Сборка ряжей Шаваньской плотины.



Рис. 99. Подъем бревен при сборке ряжей.

По мере сборки ряжа в каждый третий венец каждого ящика поперечной стенки забиваются по два ерша длиной 0,5 м и диаметром 16—20 мм, служащие для плотного сжатия венцов между собой. Забивка ершей в соседних трех ящиках происходит в шахматном порядке, т. е. в соседних трех ящиках в каждом венце забиваются всего два ерша.

При сборке наклонных ряжей на плотинах Беломорско-Балтийского канала столкнулись с одним важным явлением, а именно усадкой ряжа при сборке, обнаруженной повторной нивелировкой отдельных венцов установленного ряжа. Особенно чувствительной эта усадка была при рубке верхней части плотины, где приходилось врубать дополнительный венец, чтобы выдержать проектную отметку оголовка.

Эту усадку можно объяснить более тесным прилеганием в процессе нарубки торцов бревен поперечных стенок ряжа к скале и, может быть, частично заполнением древесины неровностей скалы под тяжестью ряжа, а также усадкой от недостаточной плотности во врубках.

По опыту сборки наклонных ряжей Выгостровской плотины установлено, что на 1 м высоты ряжа на стапеле усадка его равна 1,5—1,9 см, а потому на соответствующую величину в зависимости от высоты плотины надо предусматривать дополнительное увеличение высоты ряжа, которое нужно делать до начала нарубки оголовка плотины, чтобы не нарушить правильности его очертания. Остатки поперечных стенок ряжа со сливной стороны обрезаются по лекалу.

При производстве работ на Выгостровской плотине лекало устанавливалось по трем точкам, отметки которых определялись нивелированием, а расположение — визированием.

Обделка оголовка и сливной грани выполнялась притеской брусков и прибивкой их к бревнам лицевой стенки ершами $d=13$ мм, $l=350$ мм. Брусья сливной грани имели размеры 20×20 см. Крайние из них служили схватками для остатков поперечной стенки и были схвачены между собой через остатки болтами. Брусья оголовка имели фасонное очертание.

На рис. 100 изображена часть этой плотины из наклонных ряжей, законченная сборкой, но без обделки оголовка.

Обшивку напорной грани вначале предполагалось было осуществить из двух рядов досок: верхний ряд из досок, положенных горизонтальными рядами, и нижний — из вертикальных шпунтовых досок с рейкой.

За отсутствием машин для выборки шпунтов обшивка напорной грани была сделана из трех рядов: в них верхний и нижний ряды — брусчатые из брусков 12×25 см, а средний — из досок размером $2,5 \times 20$ см. Первый и второй ряды укладывались горизонтально с перекрытием швов, а третий — перпендикулярно к ним.

Брусья первого ряда прибиты ершами к поперечным стенкам ряжа; доски второго ряда — к брусьям первого ряда обшивки 100-мм гвоздями и наконец брусья третьего ряда прибиты к

продольным стенкам ряжа ершами и между ними через 52,5 см — 200-мм гвоздями к нижним рядам обшивки.

По второму ряду обшивки, т. е. по доскам, прокладывался горизонтальными полосами толь, который покрывался горячим гудроном и перекрывался снова накрест полосами толя. Непроницаемой устраивалась и нижняя продольная стенка. По стене прокладывался холст с войлоком на гудроне.

Для защиты деревянных частей оголовка плотины от ударов плавающих тел, а также льда при ледоходе на оголовке плотины пришивались рельсы, которые выгибались по его очертанию. Пришивка защитных рельсов оголовка производилась заершенными костылями к брусам оголовка.

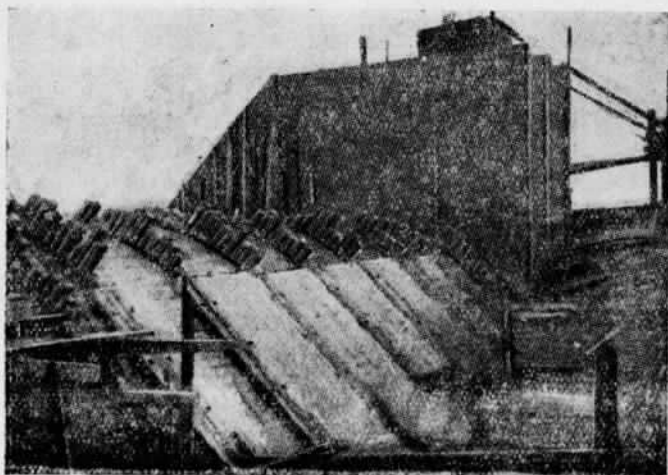


Рис. 100. Оголовок Выгостровской плотины до укладки настила.

Гнутье рельсов производилось при помощи примитивного устройства следующей конструкции. В землю вкапывались 4 столба, расположенные в плане по контуру оголовка плотины. На высоте 0,8 м в столбы одним концом врезывались и прикреплялись к ним горизонтальные рельсы, служащие основанием и направляющими в процессе гнутья; другой конец этих рельсов укреплялся на столбах, также вкопанных в землю. К первым столбам прикреплялся шаблонный рельс полкой наружу. Нагретые рельсы подносились при помощи щипцов к станку, укладывались на направляющие, прикреплялись одним концом скобами к шаблонному рельсу и выгибались при помощи ворота и троса, прикрепленного к противоположному концу изгибаемого рельса. При выгибе приходилось помогать кувалдами, так как рельсы имели тенденцию скручиваться. Производительность станка 8—9 рельсов в смену. На работе были заняты 5 рабочих, 2 кузнеца и 1 бригадир.

На рис. 101 показан оголовок Шаваньской плотины с закрепленными на нем рельсами.

В низких профилях Выгостровской плотины применен был облегченный контрфорсный тип плотины, описание которого дано в разделе 17. На рис. 102 видны установленные контрфорсы низ-

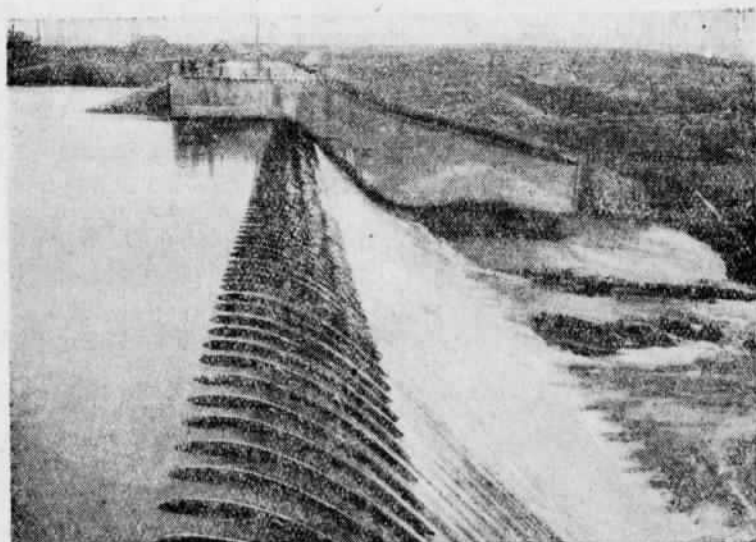


Рис. 101. Защитные рельсы на оголовке Шаваньской плотины.



Рис. 102. Контрфорсы низкого профиля Выгостровской плотины.

кого профиля плотины. В глубокой части начата установка наклонных ряжей, но эти ряжи впоследствии были разобраны, так как возводились на клетках и дали деформацию; заново работавелась, как выше было описано, т. е. вначале был устроен бетонный упор на всю длину котлована и лишь после этого была начата установка наклонных ряжей в самой глубокой части котлована.

г) Загрузка ряжей и устройство понура

В качестве загрузочного материала при устройстве плотин на скальном основании лучше применять камень как хорошо отво-

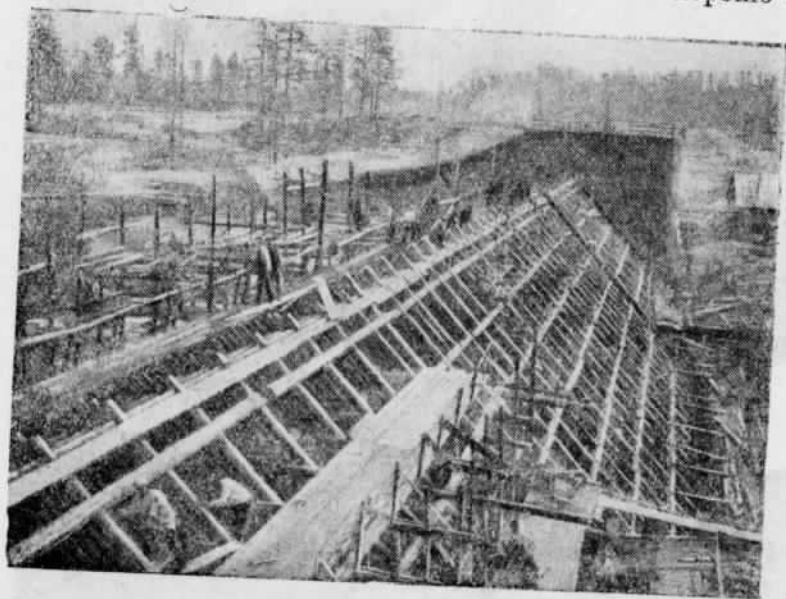


Рис. 103. Общий вид Шаваньской плотины в процессе постройки.

дящий воду, совершенно невымываемый и имеющийся под руками от разработки котлована материал.

Грунт употребляется для устройства антифильтрационного слоя. Назначение этого слоя — обводнить ряж и тем самым предохранить его от гниения.

Антифильтрационный слой состоит из слоя глины и двух слоев обратного фильтра из песка разной крупности, гальки, гравия и щебня, которые укладываются по обе стороны от слоя глины для предотвращения размыва ее.

Нижняя часть ряжа, расположенная ниже фильтра, обводняется фильтрационной водой, попадающей внутрь ряжа через основание и напорную стенку; верхняя часть — через отверстие в напорной обшивке плотины. Величина этих отверстий такова, что сливная грань не испытывает заметного давления.

Такое обводнение ряжа устроено в Шаваньской плотине Беломорско-Балтийского канала, но в достаточной степени его работа еще не проверена.

Загрузка ряжей камнем на плотинах канала производится тачечной возкой; для этого устраивались на напорной поверхности ряжа гоны (рис. 103) с несколькими подъемами.

Движение тачек по плотине производится всегда в одну сторону; возвращение их — всегда по дну котлована в обратную сторону.

Камень, сваливаемый в клетки ряжа, укладывался в них вручную. Устройство понура плотины производится по тем же правилам, что для земляных и прочих плотин. Конструкция и длина его назначаются в зависимости от качества скалы и основания плотины и величины напора.

Характерные объемы работ и материалов по Шаваньской плотине из наклонных ряжей Беломорско-Балтийского канала (по сметным данным)

Объемы работ

1. Выемка грунта	9683 м ³
2. " скалы	8040 "
3. Рубка наклонных ряжей	11682 "
4. Загрузка ряжей камнем	8794 "
5. Осыпка понура и обр. тана жемка за устоями	14849 "
6. Бетонная кладка	6467 "
7. Мощение откосных крыльев камнем в клетках	1743 "

Материалы

1. Лесоматериалов: бревен диаметром 22—30 см около 10400 пог. м	
2. Железные изделия:	
а) шпиль 12 × 12, 16 × 16, 18 × 18 и 20 × 20 мм	16,8 м
б) болты $d = 20$ мм, $l = 350$ мм	1,2 "
в) гвозди машинные 1—20 "	0,8 "
г) рельсы типа III-A старые длиной 5 м 91 шт.	17,6 "
д) разные мелкие материалы: анкера, шурупы, костыли и пр.	1,6 "
3. Цемент	1490 "
4. Разные материалы:	
а) смола	53,8 "
б) войлок, холст или толь	1837 м ²
в) песок для бетона	2489 м ³
г) гравий "	4976 "

1. Вятских Н. М., Опытная проверка предпосылок расчета высоких ряжей как филосов, „Известия Научно-иссл. инст. гидротехн.“, т. 12, 1934.
2. Герсевич Н. М., Расчет фундаментов гидротехнических сооружений, ГИЗ, 1923.
3. Гиндин А. М., Определение давления сыпучего тела на стенки и основания замкнутых контуров как частный случай задачи Кулона, „Гидротехник“, ТОХА, 1927.
4. Лебедев А. И., О высоконапорных вододержательных плотинах для лесоплава, „Лесное хозяйство и лесозаготовка“ № 1, 1934.
5. Реутовский А. Н., Гидравлический способ разработки золотых россыпей, „Вестник золотопром. и горн. дела“ № 9, 1-93.
6. Савримович И., Подводные основания, 1932.
7. Шумский Д., Давление зерна на стенки и дно закромов, изд. МНПТ, 1923.
8. Janssen, Versuche über Getreidedrucke in Silosolen, „Zeitschrift d. Ver. Deutsch. Ing“, 1895.
9. Wegmann E., The design and construction of dams, 1927.
10. „Engineering News“, Vol XXXV, May 1896.
11. „Engineering News“, Vol XXXVII, May 1897.
12. „Engineering News Record“, Vol 103, 1929.
13. „Engineering News Record“, Vol 106, 1931.
14. Материалы по техническому и рабочему проектам Шаваньской деревянной плотины Беломорско-Балтийского канала им. Сталина.
15. То же к проекту Выгостровской деревянной плотины Беломорско-Балтийского канала им. Сталина.
16. Методическая записка Беломорстроя к расчету высоких ряжей (не опублик.)
17. Чертежи эскизного проекта деревянной плотины на р. Свири (из материалов архива Технического отдела Беломорстроя).
18. Проект лесотранспортных сооружений Ингурбумкомбината 1932 г. (из материалов НТС НКД).
19. Технические условия и нормы проектирования деревянных плотин, Институт Водос. Главстройпрома НКТП, Стандартгиз, 1933.
20. Кригер В. и Джастин Д., Гидроэлектрический справочник под ред. инж. И. Ефимовича, Энергоиздат, 1933.
21. Латышенков А. М., Лабораторные исследования давления загрузки в ряжах (в печати).

ОГЛАВЛЕНИЕ

	<i>Стр.</i>
Предисловие	3
<i>Часть I. Вертикально-ряжевые плотины</i>	
Глава I. Описание и оценка конструкций вертикально-ряжевых плотин	
1. Типы вертикально-ряжевых плотин	7
2. Примеры водосливных ряжевых плотин из американской практики	9
а) Плотина на р. Коннектикут	10
б) Плотина на р. Миссури	11
в) Плотина на р. Бридж	12
3. Примеры водосливных ряжевых плотин из советской практики .	14
а) Водораздельный водоспуск на Беломорско-Балтийском канале .	15
б) Водосливная плотина на р. Выг (Беломорско-Балтийский канал)	18
в) Плотина на р. Ураши	19
4. Оценка вертикально-ряжевых плотин	24
Глава II. Расчет вертикально-ряжевых плотин	
5. Метод определения давления загрузки в ряжах	26
а) Давление загрузки внутри сплошных ряжей	27
б) Давление загрузки между параллельными стенками	32
в) Давление засыпки в американских ряжах	34
6. Расчет вертикально-ряжевых плотин на прочность и устойчивость	37
а) Давление от веса деревянного каркаса	37
б) Давление от трения загрузки о каркас	38
7. Расчет основания плотины	47
8. Влияние рода основания на допускаемый напор и конструкция плотины	48
Глава III. Расчет размеров отдельных элементов вертикально-ряжевых плотин	
9. Наиболее выгодное использование древесины в ряжах	53
10. Допускаемые напряжения	56
11. Пример расчета вертикально-ряжевой плотины	58
12. Расчет американских ряжей	63
13. Влияние размеров бревен и клеток на пределы допускаемых на- поров в вертикально-ряжевых плотинах	65

Глава IV. Описание и оценка конструкций наклонно-ряжевых плотин

14. Схемы конструкции и типы наклонно-ряжевых плотин	67
15. Примеры наклонно-ряжевых плотин из американской практики	69
а) Плотина Блумфелда в Калифорнии	71
б) Плотина на р. Вир	71
в) Плотина на р. Коннектикут	73
16. Наклонно-ряжевая плотина высокого напора на скальном основании (Шавальская плотина)	74
17. Наклонно-ряжевая плотина облегченного типа (Вилгостровская плотина)	87
18. Наклонно-ряжевая плотина на мягких грунтах (на р. Свирь)	96
19. Оценка конструкций наклонно-ряжевых плотин и их развитие	105

Глава V. Расчет наклонно-ряжевых плотин

20. Силы, действующие на плотину	113
а) Давление воды	—
б) Давление загрузки	116
в) Собственный вес деревянных частей плотин	123
21. Расчет устойчивости наклонно-ряжевых плотин на сдвиг и опрокидывание	124
а) Плотина без диафрагмы	—
б) Плотина с диафрагмой	127
22. Расчет основания наклонно-ряжевой плотины	129
23. Влияние рода основания плотины на ее конструкцию и предельную высоту	132

Глава VI. Определение размеров отдельных элементов наклонно-ряжевых плотин

24. Расчет наклонных стенок ряжей и врубок	132
25. Расчет вертикальных стенок	143
26. Влияние размеров бревен и клеток ряжей на величину допускаемого напора в наклонно-ряжевой плотине	149

Глава VII. Производство работ по возведению наклонно-ряжевых плотин

27. Общие соображения об организации строительных работ	151
28. Заготовка материалов	157
29. Пропуск расхода реки в период постройки	162
30. Последовательность работ по устройству деревянной плотины из наклонных ряжей	163
31. Производство работ по сооружению плотины из наклонных ряжей	165
а) Подготовка котлована	—
б) Бетонные работы	171
в) Рубка и сборка ряжей	173
г) Загрузка ряжей и устройство понура	180

Список литературы	182
-----------------------------	-----

-305628-

RLST



0000000049031

1936