624
П20

ДЕП

А. В. ПАТАЛЕЕВ, С. Я. БОЖЕНКОВ

МЕХАНИКА ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

ЧАСТЬ II

ТРАНСЖЕЛДОРИЗДАТ · 1943

624
П20

А. В. ПАТАЛЕЕВ, С. Я. БОЖЕНКОВ

МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

111 282

ЧАСТЬ II

2-е ПЕРЕРАБОТАННОЕ ИЗДАНИЕ

Утверждено Комитетом по делам высшей школы при СНК СССР в качестве учебника для втузов железнодорожного транспорта

РЕСПУБЛИКАНСКАЯ
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ
БИБЛИОТЕКА

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ТРАНСПОРТНОЕ
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
Москва 1943

П — 20

В курсе «Механика грунтов, основания и фундаменты» излагаются основы механики грунтов, расчёт конструкций и производство работ по основаниям и фундаментам.

Вопросы фундаментов и оснований в курсе изложены на основе строительной механики грунтов.

Курс состоит из двух частей и утверждён Комитетом по делам высшей школы при СНК СССР в качестве учебника для высших технических учебных заведений железнодорожного транспорта.

Во втором издании ряд разделов заново переработан, исправлен и сокращён.

Книга может служить также пособием для проектировщиков и строителей железных дорог.

Цена 18 р. 50 к.
Переплет 1 р. 50 к.

Редактор С. Я. Боженков
Подписано к печати 22/VI 1943 г.
Форм. бум. 60×92¹/₁₆
ЖДИЗ № 31211. Объём 35¹/₄ п. л. + 1 вклейка. Уч.-изд. 48 л.
Л 42661. Зак. 3846. Тираж 2000 экз.

1-я тип. Трансжелдориздата НКПС

ОГЛАВЛЕНИЕ

РАЗДЕЛ СЕДЬМОЙ

СВАИ И СВАЙНЫЕ ОСНОВАНИЯ

Глава I. Общие сведения — Стр.

§ 1. Понятие о сваях и свайных основаниях 7
§ 2. Классификация свай 8

Глава II. Забивные и подмывные сваи

§ 3. Материал и конструкция забивных и подмывных свай 8
§ 4. Забивка свай 29
§ 5. Физические явления, происходящие в грунте при забивке свай . 48
§ 6. Подмывные сваи 53

Глава III. Набивные и комбинированные сваи

§ 7. Общие сведения 57
§ 8. Сваи «Компрессоль» 58
§ 9. Сваи Страуса 59
§ 10. Пневмосваи 61
§ 11. Сваи Раймонда 65
§ 12. Набивные сваи с забиваемой и в последующем извлекаемой из грунта оболочкой 66
§ 13. Сваи системы Франки 67
§ 14. Сваи с уширенной пятой 68
§ 15. Выводы по применению набивных свай 69
§ 16. Комбинированные, или смешанные, сваи 69

Глава IV. Конструкция свайных оснований

§ 17. Размещение свай в плане 72
§ 18. Ростверки на сваях 73
§ 19. Свайные основания с наклонными и козловыми сваями 79
§ 20. Производство работ по изготовлению ростверка 81
§ 21. Примеры применения свай 81

Глава V. Расчёт одиночно стоящих свай

§ 22. Расчёт на вертикальные силы 87
§ 23. Расчёт свай на горизонтальные силы 107

Глава VI. Методы расчёта свайных оснований

§ 24. Свайные основания с вертикальными сваями 111
§ 25. Свайные основания с наклонными сваями 138

Глава VII. Примеры расчёта свайных оснований

§ 26. Постоянные силы 146
§ 27. Переменные силы 153

РАЗДЕЛ ВОСЬМОЙ

ОПУСКНЫЕ КОЛОДЦЫ

Глава I. Основные сведения об опускных колодцах

§ 1. Сущность метода и область применения 158
§ 2. Расположение колодцев в плане сооружения 162
§ 3. Форма колодцев в плане и вертикальном разрезе 163

Глава II. Конструкция опускных колодцев

§ 4. Материал колодцев 167
§ 5. Каменные колодцы 171
§ 6. Бетонные колодцы 173
§ 7. Железобетонные колодцы 175
§ 8. Деревобетонные колодцы 183
§ 9. Деревянные колодцы 185
§ 10. Металлические колодцы 188

Глава III. Расчёт колодцев

§ 11. Методы расчёта 198
§ 12. Числовые примеры расчёта 213

Глава IV. Производство работ

§ 13. Изготовление и установка колодцев, опускаемых на сухой местности, покрытой водой 219
§ 14. Изготовление и установка колодцев, опускаемых на местности, покрытой водой 227
§ 15. Изготовление и спуск наплавных колодцев 234
§ 16. Съёмные плавучие колодцы 241
§ 17. Оборудование для разработки и подъёма грунта 243
§ 18. Погружение колодца в грунт и устранение встречающихся препятствий 251
§ 19. Наблюдение за опусканием и регулирование погружения колодца 257
§ 20. Заполнение шахт колодца 259
§ 21. Специальные виды колодцев 260

РАЗДЕЛ ДЕВЯТЫЙ

КЕССОНЫ

Глава I. Общие сведения

§ 1. Сущность и физические основания метода кессонных работ . . . 268
§ 2. Исторические данные 270
§ 3. Условия, область и пределы применения 271
§ 4. Схема современного кессона 275

Глава II. Конструкция кессонных камер

§ 5. Общие соображения 280
§ 6. Металлические кессоны 284
§ 7. Железобетонные кессоны 290
§ 8. Деревобетонные кессоны 300
§ 9. Деревянные кессоны 304
§ 10. Каменные кессоны 309
§ 11. Выводы 310

Глава III. Расчёт кессонов Стр.

§ 12. Общие соображения 311
§ 13. Расчётные положения кессона 320

Глава IV. Оборудование кессонов

§ 14. Шахтные трубы 326
§ 15. Шлюзовые аппараты 330
§ 16. Проверка толщины стен шахт и шлюзовых аппаратов 347
§ 17. Освещение, связь и вентиляция в кессонах 347
§ 18. Снабжение кессона сжатым воздухом 349
§ 19. Расчёт пневматических установок 353

Глава V. Производство кессонных работ

§ 20. Общие соображения 360
§ 21. Изготовление камеры кессона 360
§ 22. Сборка металлических камер кессона 361
§ 23. Изготовление железобетонных и деревобетонных камер кессонов с гибкой арматурой 362
§ 24. Изготовление деревобетонных камер с жёсткой арматурой . . . 365
§ 25. Изготовление деревянных кессонов 367
§ 26. Опускание кессонов 368
§ 27. Разработка грунтов в камере кессона 382
§ 28. Другие методы для разработки и удаления грунта из рабочей камеры кессона 385
§ 29. Наращивание шахтных труб и перестановка шлюзовых аппаратов 393
§ 30. Кладка над потолком кессона 395
§ 31. Исследование грунтов основания в камере кессона 396
§ 32. Заполнение камеры кессона кладкой после окончания опускания 396
§ 33. Срывка шлюзовых аппаратов и шахтных труб 398
§ 34. Заполнение шахтных колодцев 399
§ 35. График опускания кессона 399
§ 36. Опускание кессонов на местности, покрытой водой 401
§ 37. Проверка остойчивости наплавного кессона 425

Глава VI. Особые виды кессонов

§ 38. Косые кессоны 426
§ 39. Кольцевые кессоны 429
§ 40. Частные случаи применения кессонов в зависимости от характера сооружения 430
§ 41. Съёмные кессоны 436
§ 42. Комбинирование кессонов с другими способами фундирования . 439
§ 43. Водолаз при кессонных работах 444

Глава VII. Работа в сжатом воздухе, охрана и техника безопасности кессонных работ

§ 44. Влияние сжатого воздуха на организм человека 445
§ 45. Предупредительные мероприятия против кессонных заболеваний 447
§ 46. Техника безопасности кессонных работ 447

РАЗДЕЛ ДЕСЯТЫЙ

КАМЕННАЯ НАБРОСКА, ПОНТОНЫ, БЕЗДОННЫЕ ЯЩИКИ И РЯЖИ

§ 1. Основания из каменной наброски 453
§ 2. Понтоны 455
§ 3. Бездонные ящики 457
§ 4. Ряжи 458

РАЗДЕЛ ОДИННАДЦАТЫЙ

ОСОБЫЕ СЛУЧАИ СООРУЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

Глава I. Фундаменты в условиях вечной мерзлоты

[Стр.

§ 1. Вечная мерзлота и условия её залегания 464
§ 2. Физико-механические свойства вечномёрзлых грунтов 470
§ 3. Мерзлотно-грунтовые исследования в строительных целях . . . 476
§ 4. Деформации сооружений в условиях вечной мерзлоты и их причины 477
§ 5. Основные принципы проектирования фундаментов в условиях вечной мерзлоты 483
§ 6. Методы расчёта фундаментов в условиях вечной мерзлоты . . . 487
§ 7. Конструкция фундаментов в условиях вечной мерзлоты 493
§ 8. Особенности производства работ по сооружению фундаментов в условиях вечной мерзлоты 503

Глава II. Фундаменты сооружений, подверженных динамическим воздействиям

§ 9. Сейсмические явления 505
§ 10. Методы учёта сейсмических сил 508
§ 11. Принципы устройства фундаментов в сейсмических районах . . 516
§ 12. Устройство фундаментов в районах горных разработок 518
§ 13. Фундаменты под машины 519
§ 14. Расчёт фундаментов под молоты 522
§ 15. Фундаменты под поршневые машины 526
§ 16. Фундаменты под турбомашины 529
§ 17. Вибропрокладки 534

Глава III. Усиление и переустройство фундаментов

§ 18. Причины, вызывающие необходимость усиления и переустройства фундаментов 536
§ 19. Перечень мер, применяемых для усиления фундамента 538
§ 20. Основные требования, предъявляемые к применяемым конструкциям и производству работ 539
§ 21. Основные методы усиления фундаментов и оснований 540

РАЗДЕЛ ДВЕНАДЦАТЫЙ

ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ОБОСНОВАНИЯ ВЫБОРА СИСТЕМЫ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

§ 1. Данные для проектирования 551
§ 2. Выбор типа основания и фундамента 553
§ 3. Экономика оснований и фундаментов 556
§ 4. Задачи в области оснований и фундаментов 562

РАЗДЕЛ СЕДЬМОЙ

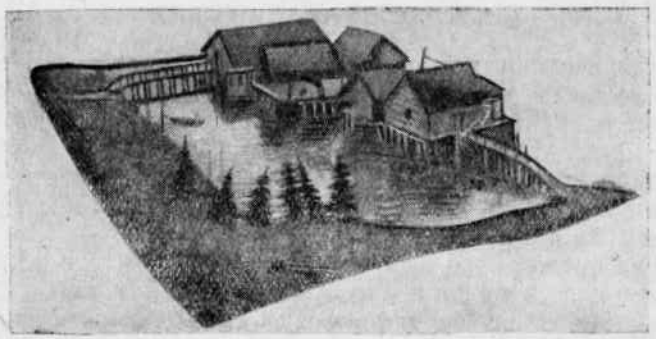
СВАИ И СВАЙНЫЕ ОСНОВАНИЯ

Глава I

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

§ 1. ПОНЯТИЕ О СВАЯХ И СВАЙНЫХ ОСНОВАНИЯХ

Часто в практике строительства фундаментов надёжный слой грунта, который способен воспринять нагрузку от сооружения, залегает на значительной глубине и прикрыт мощным слоем слабых грунтов.



Фиг. 1

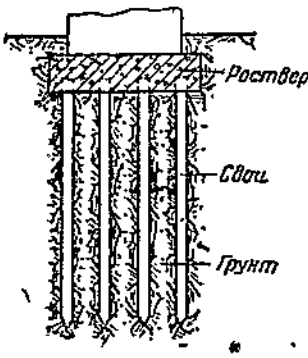
Свайные основания в таких случаях оказываются наиболее дешёвым и технически надёжным средством передачи нагрузки от сооружения на грунт. Для этого в последний погружаются деревянные, железобетонные или металлические стержни, предназначенные для восприятия нагрузки.

Эти стержни получили название с в а й, а группа их — с в а й н о г о к у с т а или с в а й н о г о о с н о в а н и я (в зависимости от назначения). На фиг. 1 изображено сооружение, основанное на сваях.

Со времён глубокой древности и по наше время строители применяют сваи в качестве оснований для сооружений.

В настоящее время в СССР ежегодно погружаются в грунт десятки тысяч свай. Разнообразие и высокая техника современных методов производства свайных работ, разнообразие типов свай, изготовляе-

мых из различных строительных материалов, расширили сферу применения свайных оснований, сделав этот метод фундирования универсальным для любых видов инженерных сооружений, требующих глубоких оснований. Сваи применяются как основание опор мостов, водоёмных зданий, элеваторов, подпорных стен, гражданских и промышленных сооружений, машин, молотов, станов и т. д.



Фиг. 2

Свайное основание состоит из следующих трёх элементов: грунта, свай и ростверка (фиг. 2).

Назначение ростверка состоит в том, чтобы: связать все сваи в единую целую систему; выровнять могущую возникнуть разность сопротивлений отдельных свай перераспределением давления посредством соответствующей жёсткости ростверка; воспринять на себя всю нагрузку от сооружения и передать её сваям.

Назначение свай состоит в передаче давления от сооружения на грунт.

§ 2. КЛАССИФИКАЦИЯ СВАЙ

Сваи различаются между собой по материалу, геометрической форме продольного и поперечного сечений, методу изготовления и погружения в грунт, характеру работы в грунте и положению их оси к горизонту.

По материалу сваи бывают деревянные, железобетонные, бетонные набивные, комбинированные и металлические.

По форме продольного разреза сваи могут быть коническими, призматическими и специальной формы.

В большинстве случаев конические сваи погружаются в грунт уширенной частью вверх, но иногда, когда сваи работают на выдёргивание, их рекомендуется погружать уширенной частью вниз.

Форма поперечного сечения свай может быть круглой, квадратной и многоугольной. Исследования последних лет указывают, что форма поперечного сечения не имеет существенного влияния на несущую способность свай и должна выбираться, исходя из материала, простоты и дешевизны изготовления.

По методу изготовления и погружения в грунт сваи разделяются на забивные, подмывные, винтовые и набивные.

В практике чаще применяются забивные сваи, которые могут быть деревянными, железобетонными и металлическими, так как техника их изготовления проще и стоимость дешевле. Однако нередко бывают случаи, когда забивка на требуемую глубину оказывается невозможной, так как свая от ударов не погружается, но тело её разрушается.

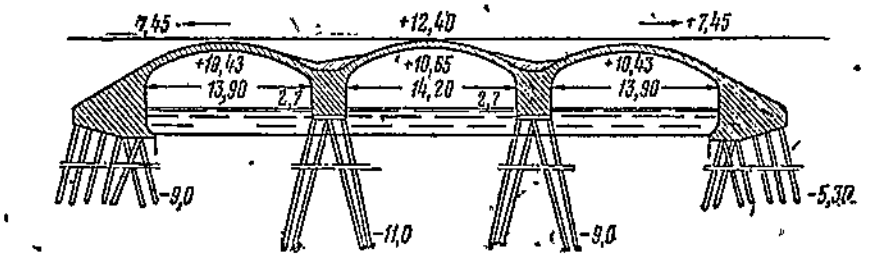
Кроме того, при забивке тяжёлых свай на большую глубину требуется мощное оборудование, которое не всегда имеется

в распоряжении строительства. В этих случаях применяют подмывные или набивные сваи.

По характеру работы в грунте различают сваи-стойки и сваи трения.

Если нижние концы свай опираются на прочный грунт (скала, плотно слежавшийся крупнозернистый песок и др.), то такие сваи называются сваями-стойками. Здесь грунт между сваями выполняет роль упругой среды, уменьшающей влияние продольного изгиба свай-стоек [1].

Если же нижние концы не опираются на прочный грунт, то такие сваи называются сваями трения, или висячими сваями. Они передают нагрузку грунту посредством трения, возникающего между сваей и грунтом по боковой поверхности сваи. В этом случае грунт между сваями является не только упругой средой, уменьшающей влияние продольного изгиба, но он сам вовлекается в работу по восприятию нагрузки.



Фиг. 3.

По положению оси сваи к горизонту последние могут быть вертикальными и наклонными (фиг. 3). В большинстве случаев применяются вертикальные сваи, наклонные же сваи применяются для восприятия горизонтальных сил, а также для придания сооружению большей устойчивости.

Из фиг. 3 видно, что для восприятия распора применены наклонные сваи. Одни из этих свай предназначены для восприятия распора арок и имеют примерно такое же направление, какое имеет равнодействующая (кривая давления), другие — для восприятия распора земли, отсыпанной в виде насыпи за устоями.

Глава II

ЗАБИВНЫЕ И ПОДМЫВНЫЕ СВАИ

§ 3. МАТЕРИАЛ И КОНСТРУКЦИЯ ЗАБИВНЫХ И ПОДМЫВНЫХ СВАЙ

а) Деревянные сваи

Наибольшее распространение в практике получили деревянные сваи как более дешёвые, лёгкие по весу, удобные в перевозке и сплаве

[1] Мнение некоторых авторов, заключающееся в том, что если выбрать грунт между сваями, то устойчивость сооружения не нарушится, следует считать ошибочным, так как после выборки грунта критическая нагрузка на сваю-стойку уменьшится в несколько раз.

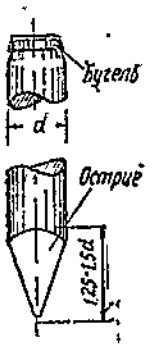
и хорошо сопротивляющиеся различного рода усилиям, возникающим как при их забивке, так и при их службе в сооружении. Для свай применяются сосна, кедр, лиственница и ель как имеющие прямой, менее сучковатый и более смолистый ствол. Длина свай бывает в пределах от 4 до 15 *м*, причём дерево должно быть здоровым, без гнили, прямослойным, незакомелистым и прямым. Ствол сваи должен быть очищен от коры. Допускается некоторая кривизна, причём наибольшая величина стрелки прогиба должна быть не более $^1/_8$ диаметра сваи. Диаметр свай колеблется в пределах от 22 до 34 *см* (считая в верхнем отрубе).

Зависимость между толщиной и длиной сваи определяется по следующей формуле:

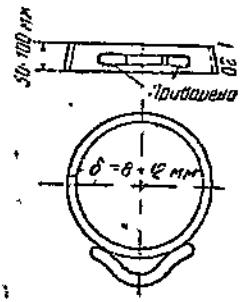
$$d = 0{,}2 + 0{,}012\,l, \qquad (1)$$

где d — диаметр и l — длина сваи выражаются в метрах.

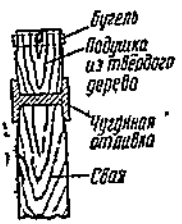
При забивке сваи её верхний конец, называемый головой, от действия ударов размочаливается, а иногда раскалывается. Для предо-



Фиг. 4



Фиг. 5



Фиг. 6

хранения головы от размочаливания служат бугели и наголовники.

На фиг. 4 изображена деревянная свая, причём на верхний её конец надет бугель; он представляет собой сварное кольцо (фиг. 5) из полосового железа размером 50 × 12 *мм* или 20 × 100 *мм* с внутренним диаметром, несколько меньшим, чем голова сваи. Голова сваи обделывается на конус, после чего на неё надевается бугель.

Лучший тип наголовника, пользующийся большим распространением в США, показан на фиг. 6. Этот наголовник состоит из чугунной отливки с коническими выемками с каждой стороны. В нижнюю выемку наголовника при забивке входит соответственно стёсанная голова сваи; в верхнюю вставляется короткая подушка из твёрдого дерева (дуб, бук, клён), снабжённая бугелем.

Рассмотренный наголовник надёжно защищает сваю от размочаливания и имеет большой срок службы, и кроме того, он более удобен в эксплуатации.

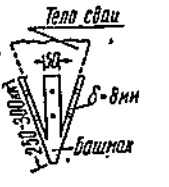
Необходимо обращать внимание на правильность обделки головы сваи. Верх её должен быть срезан строго перпендикулярно её оси.

В противном случае удар по свае будет внецентренным, в результате чего свая при забивке будет отклоняться в сторону от проектного положения.

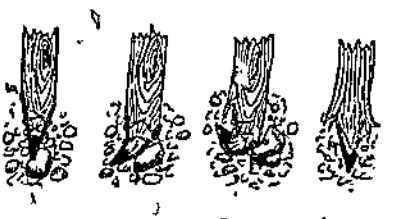
Для облегчения забивки сваи в плотный грунт нижний конец её заостряется, причём длина заострения делается равной 1,25 — 1,50 диаметра сваи. Самый кончик острия при этом делается тупым толщиной 3 — 5 *см* во избежание смятия (фиг. 4).

Остриё сваи может иметь форму трёхгранной или четырёхгранной пирамиды или же вид конуса. Правильность и симметричность заострения имеют существеннейшее значение, так как даже небольшая внецентренность острия приведёт к неправильной забивке сваи и отклонению её оси от проектного положения. С этой точки зрения считается наилучшей четырёхгранная пирамида, так как её проще сделать.

В том случае, когда в грунте, проходимом сваей, имеются включения булыжника, камня, щепы, тонких твёрдых прослоек и т. д., остриё сваи защищают металлическим сварным или кованым башмаком (фиг. 7). Однако, если башмак пригнан неплотно и сделан плохо, то он принесёт не пользу, а вред, так как он или свернётся в сторону или приведёт к раскалыванию или сворачиванию сваи, т. е. к неправильной её забивке (фиг. 8). Если свая предназначена для забивки в мягкий грунт, то нижний её конец не заостряется, срезается плоско и перпендикулярно её оси.



Фиг. 7


Фиг. 8

Несмотря на укрепление концов сваи, они всё же часто повреждаются при бойке. Вид повреждённой сваи изображён на фиг. 9.

На одном из строительств в США произвели опыт для точного изучения вопроса о повреждениях свай при их забивке. Сосновые и еловые сваи длиной 12 — 14 *м* и диаметром в комле 30 — 38 *см* были забиты в грунт, состоящий из глины, песка, гравия и мелкого щебня; для забивки применили бабу весом 1 360 *кг*. Целью опыта было определить, какая высота падения допустима, чтобы ни в каком сечении по длине сваи не было разрушения.

Первая свая была забита при высоте падения 7 *м*, т. е. при той высоте, которая обычно применялась на строительстве. При забивке следующих свай высота падения постепенно уменьшалась.

По окончании забивки каждая свая выдёргивалась 100-*т* краном и осматривалась. Почти все сваи, забитые при высоте падения более 3 *м*, оказались в различной степени повреждёнными.

В результате опыта была принята высота падения бабы 2,5 *м*.

Проф. Герсеванов рекомендует в каждом конкретном случае определять предельную высоту падения баб по следующей теоретической формуле:

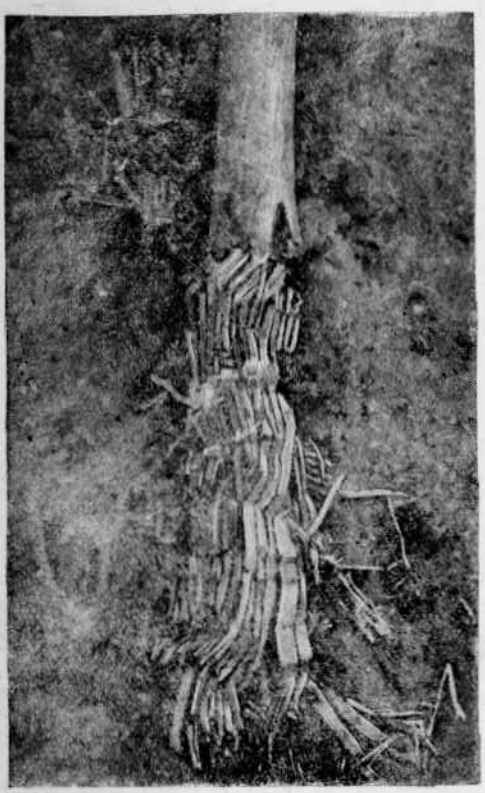
$$H \leqslant \frac{S^2}{2E\gamma_0} \ [см], \qquad (2)$$

где S — предел упругости материала сваи в $кг/см^2$;
E — модуль упругости материала сваи в $кг/см^2$;
γ_0 — объёмный вес материала сваи в $кг/см^3$.

Так, например, для сосновой сваи высота падения не должна быть больше

$$[H] \leqslant \frac{150^2}{2 \cdot 100\,000 \cdot 0{,}00075} = 150\ см.$$

Повреждённые сваи следует выдёргивать, а вместо них забивать новые. Контролем целости сваи обычно служат кривые зависимости между величиной погружения сваи от одного удара и длиной погружения сваи.



Фиг. 9

Указанные кривые обычно изменяются плавно. Резкое уменьшение величины погружения от одного удара указывает на встречу сваей препятствия. Если после резкого уменьшения при дальнейшей бойке наступает резкое увеличение указанной величины погружения сваи, то возможно, что оно наступило вследствие разрушения сваи.

Повреждения сваи также могут быть обнаружены по отскакиванию бабы после удара, изгибу сваи в направляющих и усиленному размочаливанию головы.

В некоторых случаях ввиду слабости грунтов требуются более длинные сваи. Если имеющийся на строительстве лес не удовлетворяет требуемой длине, то сваю наращивают. Сращивание можно делать при помощи стыка вполдерева со стяжными хомутами и болтами или впритык (фиг. 10) с заёршенным штырём, причём штырь входит в заранее высверленное отверстие, а торцы укрепляются бугелями или хомутами. Кроме того, сваи связываются четырьмя скобами и двумя хомутами.

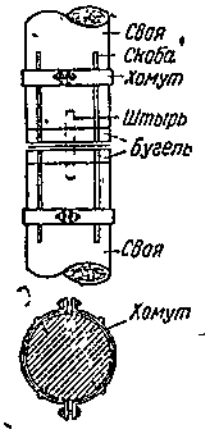
Чаще всего на строительстве применяют сваи длиной 6, 8, 10 и 12 *м*.

При соединении впритык давление от верхней сваи на нижнюю значительно лучше центрировано, но зато нижний конец сваи легко

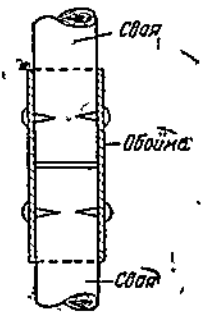
может отклониться, в результате чего ось составной сваи окажется искривлённой, что менее вероятно при стыке вполдерева. В последнее время применяют трубчатый стык, где оба конца входят в металлическую обойму (фиг. 11).

Срок службы деревянных свай при условии нахождения их всегда во влажном состоянии, т. е. ниже уровня грунтовых вод, очень большой, измеряемый сотнями лет. Однако, если сваи находятся на воздухе или в грунте с переменной влажностью, то они подвержены гниению и срок их службы измеряется несколькими годами.

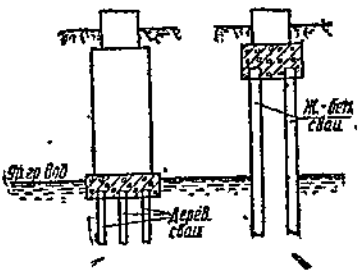
Кроме того, в большинстве морей, где солёность воды превышает 1%, деревянные сваи, находящиеся в воде, разрушаются вредителями дерева (морской шашень, лимнория и др.). Последние пробуравливают в дереве многочисленные дыры, так что сопротивление стержня нагрузке становится ничтожным, а следовательно, срок службы сваи значительно уменьшается, снижаясь в некоторых портах до одного года.



Фиг. 10



Фиг. 11



Фиг. 12

С целью увеличения срока службы деревянных свай их защищают от гниения и от вредителей. Мер защиты много, но лучшей из них считается пропитка дерева креозотным маслом.

б) Железобетонные сваи

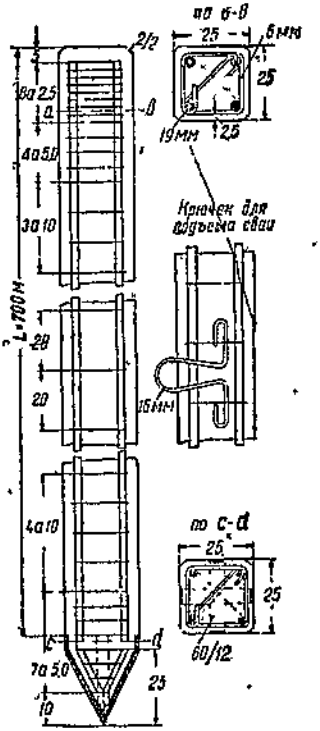
Железобетонные сваи не гниют и не разрушаются вредителями; поэтому они нашли широкое применение там, где деревянные сваи оказались недолговечными и где вода не является агрессивной для бетона.

Кроме того, хотя стоимость железобетонной сваи больше стоимости деревянной, в некоторых случаях их применение оказывается более экономичным. Например, в случае, указанном на фиг. 12, т. е. в случае, когда уровень грунтовых вод находится относительно глубоко, применение железобетонных свай может оказаться более целесообразным, так как общие затраты на сооружение свайного основания и фундамента, возможно, будут меньшими.

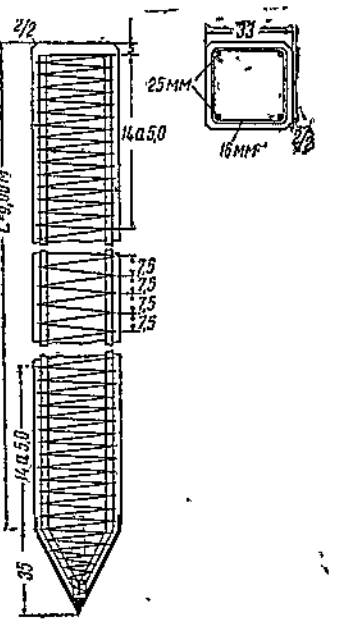
Железобетонные сваи впервые были применены Геннебиком в 1897 г.

По форме поперечного сечения железобетонные сваи могут быть квадратными, многогранными и круглыми, а по форме в продольном разрезе — призматическими, коническими и специальной формы. На фиг. 13 изображена квадратная призматическая свая. Она состоит из арматуры и бетона. Арматура в свою очередь разделяется на рабочую, к которой относится продольная арматура, и распределительную, к которой относится поперечная арматура.

Рабочая арматура состоит из стержней диаметром от 12 до 32 *мм*, расположенных по периметру сваи, и имеет назначение воспринимать действующие усилия в свае, возникающие в ней при перевозке, перегрузке, забивке и при работе в сооружении. Распределительная арма-



Фиг. 13



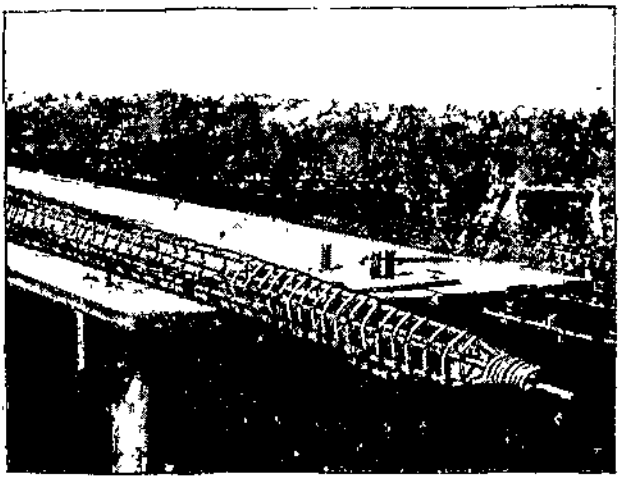
Фиг. 14

тура состоит из стержней или проволоки диаметром 5—6 *мм*. Она выполняется в виде хомутов, равномерно расположенных по длине сваи и имеющих назначение придать неизменность и увеличить жёсткость рабочей арматуры как при работе, так и при изготовлении. Эту же роль ещё лучше может выполнить спиральная арматура, изготовление которой проще, чем изготовление хомутов (фиг. 14). В верхней и нижней частях сваи, испытывающих значительные местные напряжения, поперечная арматура располагается более сгущённо с целью увеличения сопротивления указанным напряжениям.

Острие сваи состоит из специального башмака и из отогнутых к острию и сваренных в пучок продольных стержней арматуры. Такое острие вполне надёжно и способно пробивать даже каменистые

твёрдые прослойки, вследствие чего становится возможным применять сваи даже в гравелистых грунтах.

На фиг. 15 изображён арматурный каркас с показанием конструк-



Фиг. 15

ции острия сваи. Бетон для изготовления свай берётся высокого сопротивления: от $R_{28} = 170$ *кг/см*^{2} до $R_{28} = 250$ *кг/см*^{2}.

Между длиной и толщиной сваи здесь также имеется зависимость (табл. 1).

Таблица 1

Примерная зависимость между сечением свай и их длиной

Сечение в *см*	Длина в *м*	
	от	до
25×25	5	7
30×30	7	9
33×33	8	11
35×35	11	15
40×40	13	20

Для примера ниже приводится описание железобетонных свай, применённых при устройстве свайных оснований опор одного моста на железной дороге СССР в 1936 г. На фиг. 16 приведён чертёж этой сваи. Сечение её 35×35 *мм*, длина — от 12 до 15 *м* (на фиг. 16 длина сваи 15 *м*).

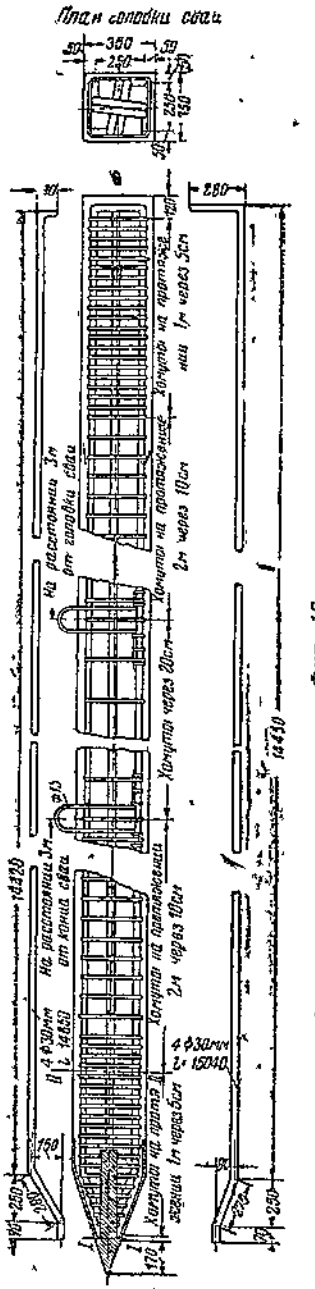
Рабочая продольная арматура состоит из стержней d=30 *мм*. Всего имеется восемь стержней, расположение которых в плане указано в сечении *II-II*.

В голове стержни отогнуты на крюк, причём план расположения отогнутых стержней показан справа на фиг. 16. Внизу стержни также отогнуты и образуют пучок (сечение *I-I*), который приварен к башмаку.

Башмак состоит из острия и приваренных к нему планок. Детальные чертежи как острия, так и элементов башмака приведены на фиг. 17.

Видно, что к острию приварены боковые планки размером 10×80 *мм*. Кроме того, боковые планки соединены между собой крест-накрест сквозными планками, причём последние приварены. Таким образом, получен жёсткий

пирамидальный скелет, внутрь которого вставлены отогнутые продольные стержни, приваренные к острию швом в 10 *мм*.



Фиг. 16

План хомутов показан на фиг. 16 (сечение *II-II*). Видно, что хомуты состоят из двух систем. Первая система охватывает все восемь стержней, а вторая — только четыре. Между одноимёнными хомутами расстояние равно 20 *см*. В рассмотренном примере конструкцию головы свай нельзя признать удачной. Голова сваи не должна разрушаться от ударов. На фиг. 18 показана наиболее целесообразная конструкция головы свай.

Изготовление квадратных железобетонных свай производится в горизонтальном положении в опалубке и ничем не отличается от обычных железобетонных работ.

На фиг. 19 и 20 изображена конструкция опалубки для изготовления квадратной сваи, устройство которой достаточно ясно показано на этих фигурах.

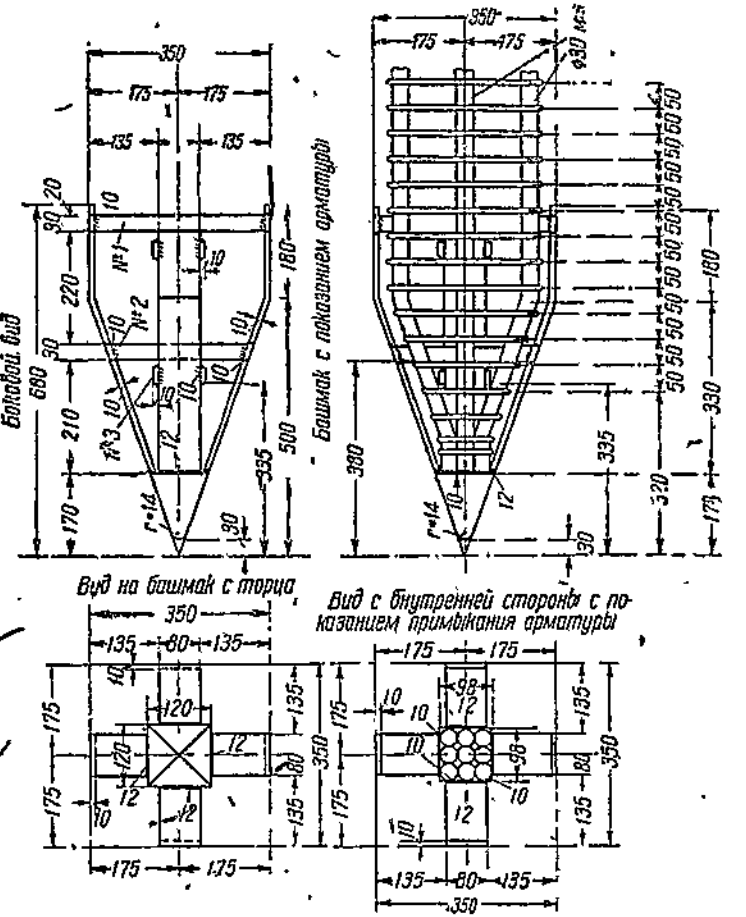
Через 3 — 4 дня после укладки бетона опалубка разбирается и может быть употреблена снова в дело, а сваи укрываются рогожами или засыпаются песком и периодически поливаются водой.

Существенными недостатками железобетонных свай являются медленность твердения бетона, вследствие чего свая может быть употреблена в дело лишь через 28 дней после изготовления, и невозможность вести бетонировку на морозе. В настоящее время при изготовлении железобетонных свай применяются электропрогрев или паропрогрев, а также глинозёмистый цемент, ускоряющие процесс твердения бетона, вследствие чего оказывается возможным забивать сваи через 3 — 4 дня после их изготовления, причём при применении прогрева процесс твердения может происходить и на морозе.

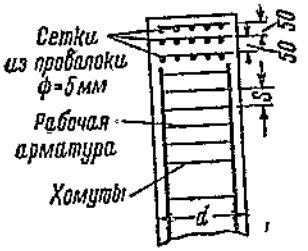
После того как свая отвердеет, её поднимают и транспортируют к месту погружения в грунт.

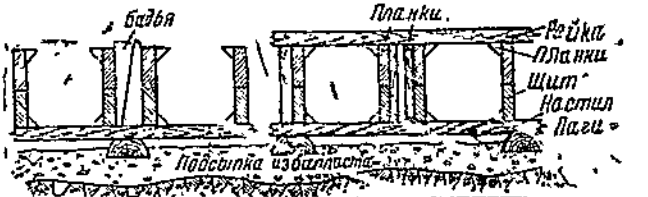
Для захвата сваи при подъёме и транспортировке служат петли, выпущенные из тела сваи. Наивыгоднейшее размещение петель по длине сваи определяется из необходимости иметь наименьшие изгибающие моменты в сечениях сваи при её подъёме.

В США применяют по два сквозных взаимно перпендикулярных отверстия со вставным болтом. При таком размещении отверстий, как бы свая ни лежала, в неё всегда можно вставить болт ушком кверху, закрепить снизу гайкой, затем захватить и поднять сваю.



Фиг. 17



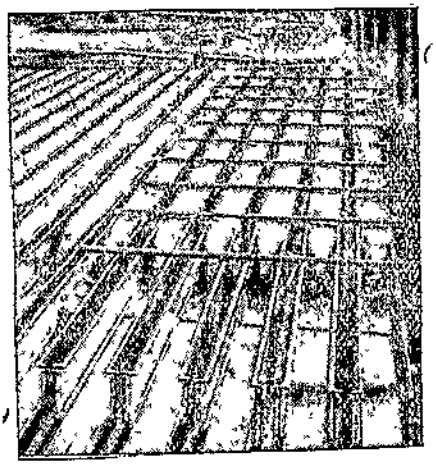


РЕСПУБЛИКАНСКАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ БИБЛИОТЕКА

23346

Учёт усилий, развиваемых в свае в процессе забивки, чрезвычайно сложен[1] и здесь не приводится.

Армирование сваи производится по конструктивным соображениям с последующей проверкой сечений расчётом на усилия, возникающие в свае при её подъёме, транспортировке и т. д. Примерные сечения железа для сваи различной длины приведены ниже в табл. 2.



Фиг. 20

По условиям забивки свай устройство стыков в арматуре не допускается, а если их применение неизбежно, то они должны быть сварными с обязательной постановкой их вразбежку по длине сваи.

Отрицательной стороной железобетонных свай является большая их чувствительность к ударам, вследствие чего они трескаются и разрушаются.

Для предохранения от разрушения головы сваи применяются специальные наголовники-амортизаторы, значительно смягчающие силу удара. На фиг. 21 изображён один из типов наголовников, при применении которого удар производится по дереву и смягчается его упругостью, а также опилками. Однако железобетонная свая, как и деревянная, может потрескаться и разрушиться не только у головы, но и в любой точке по длине сваи.

Таблица 2

Сечение сваи в *см*	Длина сваи в *м*							
	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0
25×25	4Ø12	4Ø14	4Ø18	4Ø20	—	—	—	—
30×30	—	—	4Ø16	4Ø18	4Ø20	4Ø22	—	—
35×35	—	—	—	8Ø14	8Ø16	8Ø18	8Ø18	8Ø20
40×40	—	—	—	—	8Ø18	8Ø20	8Ø22	8Ø24

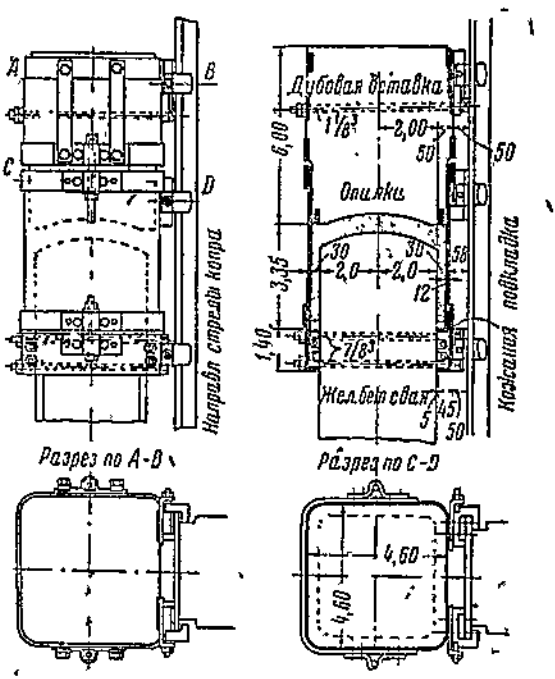
Кривая зависимости между величиной погружения от одного удара и глубиной забивки здесь не может служить контролем исправности сваи, так как резкого скачка в величине погружения здесь не полу-

[1] См. С. Я. Боженков. Опытное определение напряжений в деревянных и железобетонных сваях при ударе бабой. Институт пути и строительства НКПС, 1937; инж. В. Б. Кречмер. Исследование прочности железобетонных свай при забивке. «Труды НИС Треста глубинных работ», сборник № 10, Стройиздат, 1939.

чается, потому что арматура оказывает достаточную реакцию удару. Были случаи, когда бетон выдернутых свай оказывался разрушенным, но арматура оставалась неизменной, разрушение по изменению величин погружения от одного удара не было замечено. Здесь целесообразно применить гидравлический метод контроля, который состоит в том, что в теле железобетонной сваи оставляются продольные отверстия, в которые при забивке сваи нагнетают воздух.

Небольшое падение давления, вызываемое пористостью бетона и стенок канала, замечается ещё до забивки сваи. Для той или иной сваи это падение является величиной постоянной. Появление малейших трещин в бетоне вызывает дополнительное падение давления, тем большее, чем больше и шире трещины. В последнее время для погружения железобетонных свай применяют подмыв грунта струёй воды. С точки зрения сохранности тела сваи этот метод погружения надо признать наилучшим. Сущность его будет описана далее.

После забивки железобетонной сваи голова её освобождается от бетона, чем обнажается арматура, и уже после этого устраивается бетонная или железобетонная подушка, причём обнажённая арматура для лучшей связи сваи с железобетонной подушкой входит в тело подушки.

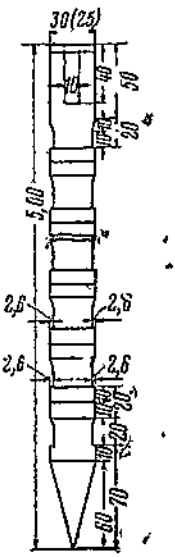


Фиг. 21

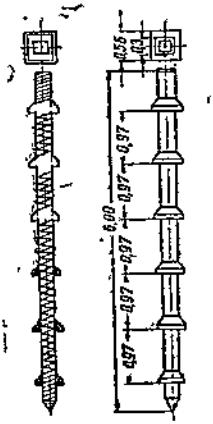
Железобетон обладает тем замечательным свойством, что он позволяет придавать сваям желаемую форму как в поперечном, так и в продольном сечениях.

В начале появления железобетонных свай некоторое время применялись сваи круглого сечения системы Консидера, где рабочей арматурой является спиральная обмотка, а вспомогательной — вертикальные стержни. Сваи Консидера лучше переносят удары, но сложнее в изготовлении. В настоящее время их применяют очень редко. В последнее время появились железобетонные сваи специального профиля. На фиг. 22 изображена железобетонная свая в виде заёршенного штыря, имеющая большое сопротивление выдёргивающему усилию. На фиг. 23 изображена свая Такеши, имеющая тарельчатые выступы (Япония). На фиг. 24 показана схема погружения таких свай в грунт. После того как первый выступ погрузился в грунт, в обра-

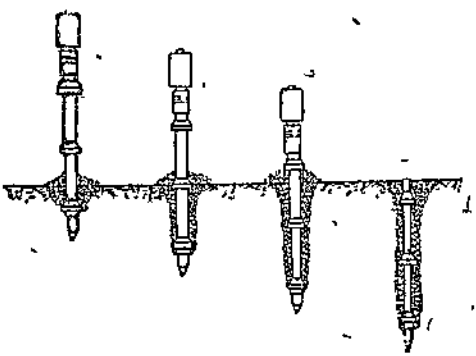
зовавшуюся щель между сваей и грунтом насыпают и втрамбовывают щебень, который затем захватывается и вдавливается в грунт следующим расположенным выше выступом. В результате получается своеобразная щебёночная свая с железобетонным сердечником.



Фиг. 22



Фиг. 23



Фиг. 24

По данным испытаний Такеши, такая свая имеет большую в 2 — 4 раза несущую способность, чем обычная, в зависимости от грунтовых условий.

На фиг. 25 изображена пустотелая свая, изготовляемая центробежным способом подобно тому, как изготовляются железобетонные трубы. Арматуру составляют продольные стержни и намотанные на них спирали: наружная и внутренняя. Остриё состоит из сплошного бетонного наконечника, усиленного железным башмаком.

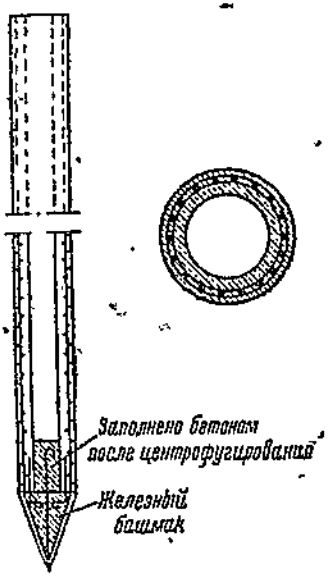
Имеются примеры устройства винтовых железобетонных свай, т. е. таких, наконечник которых изготовлен в виде штопора. Такие сваи не забиваются, а ввинчиваются в грунт.

Выбор той или иной системы диктуется местными условиями. Из изложенного видно, что железобетонные сваи могут иметь значительные размеры в толщине и в длине и любую форму сечения как в плане, так и в профиле, в чём и состоит их существенное преимущество перед деревянными.

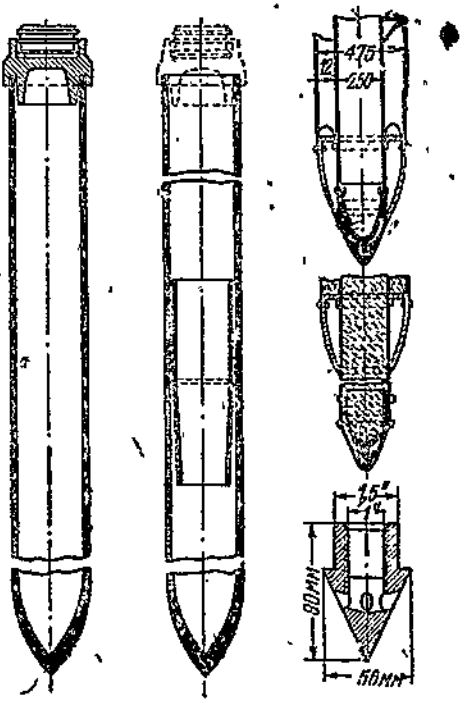
в) Металлические сваи

Металлические сваи появились в прошлом столетии; в настоящее время они применяются сравнительно редко. Причиной этому является их малое сопротивление нагрузке по сравнению с деревянными или железобетонными, что, повидимому, объясняется малыми силами трения, развивающимися между их поверхностью и грунтом.

По сравнению с железобетонными сваями тех же размеров они оказываются легче (т. е. меньшего веса). Поэтому применение их оказывается целесообразным там, где железобетонные сваи почему-либо невозможно изготовить на месте, а транспортировка их сопряжена со значительными трудностями, или же там, где деревянные или железобетонные сваи совсем неприменимы. Металлические сваи с наконечниками применяют при проходке сваями мощного слоя галечника. На фиг. 26 изображена железная забивная свая диаметром до 300 *мм*, состоящая из цельнотянутых труб. Остриё их кованое, а голова защищена лёгким колпаком. После забивки сваи бетонируют.



Фиг. 25



Фиг. 26

Фиг. 27 даёт представление о чугунной винтовой свае. Для увеличения подъёмной силы она имеет внизу лопасти большого диаметра.

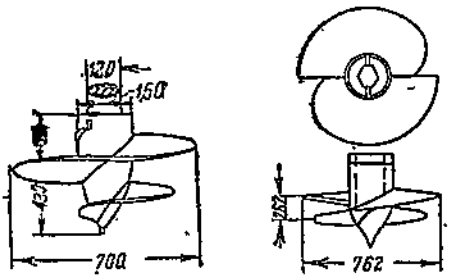
§ 4. ЗАБИВКА СВАЙ

Забивка свай осуществляется посредством ударов специальным снарядом, называемым б а б о й (или молотом), падающим с некоторой высоты. Для подъёма бабы, а также для направления погружения свай применяется особая станина, называемая к о п р о м.

Бабы (молоты) для забивки свай по своему устройству разделяются на п о д в е с н ы е, п а р о в ы е (или в о з д у ш н ы е) и д и з е л ь н ы е.

Копры по своему устройству разделяются на обыкновенные, плавучие и на железнодорожном ходу.

В зависимости от того, какой бабой оборудован копёр, он получает название механического, парового или дизельного.



Фиг. 27

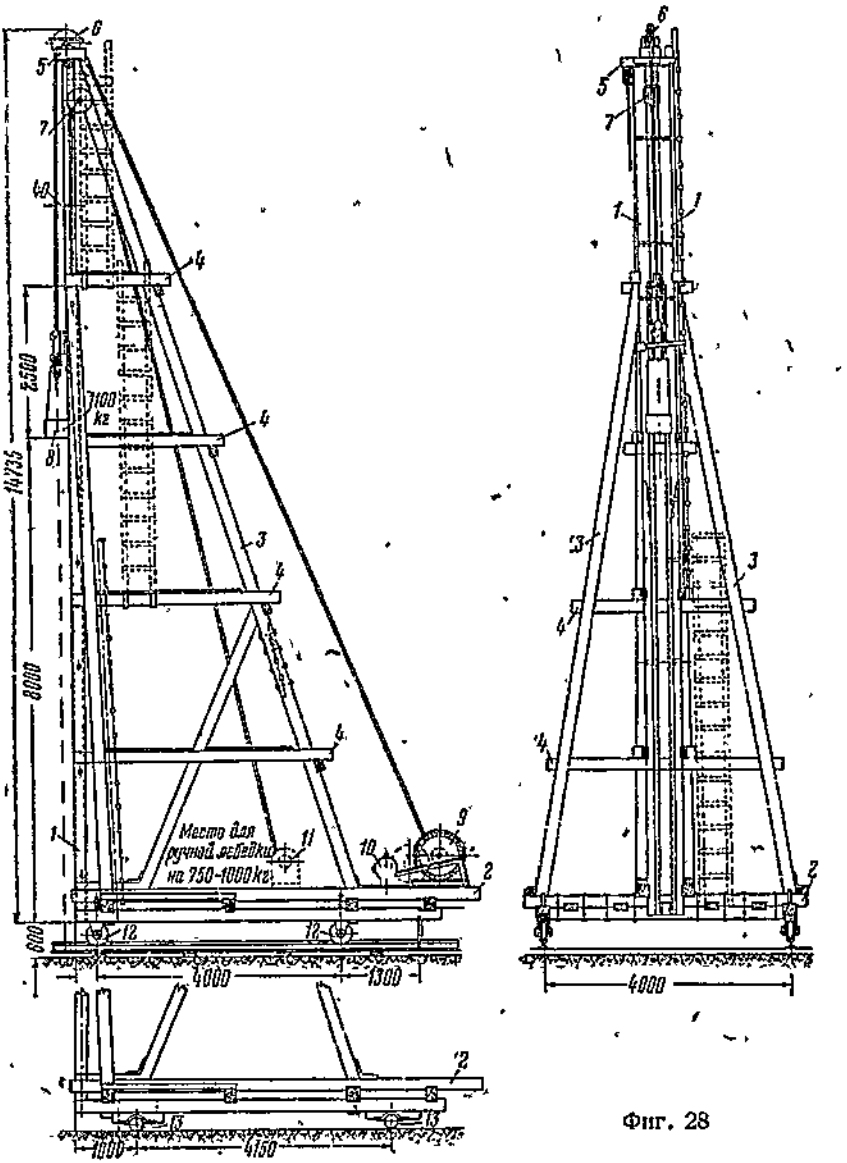
Кроме копров в практике железнодорожного строительства для забивки свай применяются краны: вантовые деррик-краны, жёсткие деррик-краны, передвижные краны на железнодорожном и гусеничном ходу и портальные краны.

а) Обыкновенные копры

Механический деревянный копёр СССМ-013. На фиг. 28 изображён механический деревянный копёр СССМ-013 с подвесной бабой весом 1,1 *т*. Видно, что баба *8* подвешена к тросу, перекинутому через блок *6* и укреплённому на барабане фрикционно-зубчатой лебёдки *9*. Лебёдка (модель СССМ-021) приводится в движение электромотором *10*. Баба состоит из чугунного сплошного тела весом 1,1 *т* с залитым в него железным ушком (фиг. 29). Над бабой в том же направлении ходит кошка *А*, снабжённая специальным крюком *Б*, захватывающим при подъёме за ушко бабу (фиг. 29). Подняв бабу на некоторую высоту верёвкой *В*, привязанной к крюку, разъединяют кошку от бабы; последняя падает на сваю, нанося удар. Одновременно лебёдка включается, кошка под действием собственного веса следует за бабой, набегая на неё снова, защёлкивается крюком за ушко бабы, и производится следующий подъём бабы. Важнейшей частью копра являются стрелы *1*, служащие для направления движения бабы и сваи и удерживающие бабу от выпадения. Для этого баба снабжается особыми приспособлениями, называемыми пальцами (на фиг. 29 обозначены буквой *Г*); последние пропускаются сквозь бабу в стрелы *1* и имеют на своих концах с одной стороны планки, а с другой — отверстия для чек, не позволяющие бабе выпадать из стрел. При подъёме и опускании бабы планки *Д* скользят вдоль стрел. Стрелы в неизменном положении удерживаются системой подкосов *3*, упирающихся на горизонтальную раму *2*, состоящую из брусьев, и системой схваток *4*. Между стрелами наверху, у шапочного бруса *5*, укреплён блок *6*, а ниже, рядом с ним, укреплён второй блок *7*. Через второй блок перекидывается трос, идущий к ручной лебёдке *11* и служащий для подтаскивания сваи к копру и подъёма опускных стрел.

Высота копра зависит от длины забиваемых свай: чем длиннее сваи, тем большей высоты нужно делать копёр. Изображённая на фиг. 28 конструкция копра позволяет забивать сваи длиной 12,5 *м*. Описанный копёр стал выпускаться недавно и ещё не является массо-

вой машиной. В большинстве случаев строительные организации сами строят копры и оборудуют их бабами и лебёдками, имеющимися на строительстве.



Фиг. 28

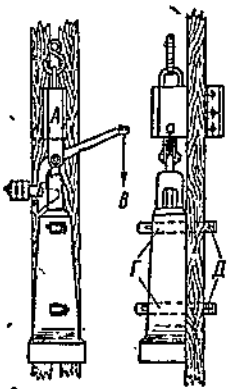
При изготовлении копра силами строительства необходимо обращать серьёзное внимание на устройство узлов, на их врубки, поковку и сболтку, которые должны быть выполнены самым тщательным обра-

зом, так как при недоброкачественном выполнении узлов работа на копре небезопасна.

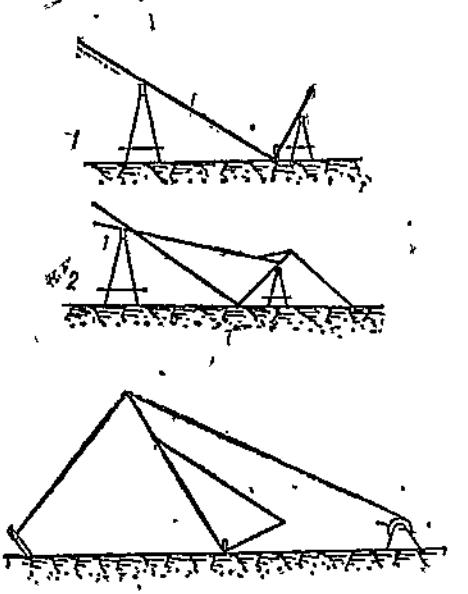
Конструкция узлов должна допускать лёгкую и быструю сборку и разборку деталей копра, так как копёр перебрасывается с объекта на объект в разобранном виде.

Сборка копра может быть произведена различными способами.

На фиг. 30 изображена одна из схем сборки копра. Вертикальная рама собрана полностью и поднята на козлы. Горизонтальная рама собирается в наклонном положении на козлах несколько меньшей высоты и соединяется с вертикальной рамой. Далее присоединяются подкосы путём подъёма одного конца на высокий козёл и подтягивания верёвкой за другой конец к гнёздам в горизонтальной раме. Наконец, скреплённый копёр поднимается в вертикальное положение, для чего к верхнему



Фиг. 29



Фиг. 30

его концу укрепляются два каната, из которых один идёт на ручную лебёдку и служит для подъёма копра, а другой является тормозящим.

При подъёме копра требуются продуманность и чёткость операций на всех этапах. Для того чтобы копёр при подъёме не соскользнул, перед подъёмом забивают колья в землю в точке вращения всей конструкции.

Необходимо иметь надёжные канаты, прочно укрепить лебёдку и свайку для травления каната. Для сборки и подъёма копра требуется бригада в 8 — 10 чел. при затрате времени от 2 до 4 час.

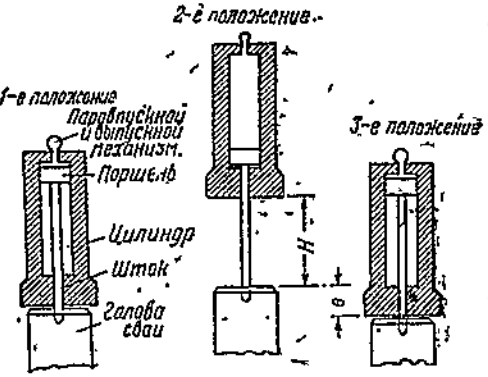
После забивки одной сваи копёр приходится передвигать для забивки другой сваи. Передвижка осуществляется на двух рядах деревянных, хорошо остроганных валиков: нижних, свободно катающихся по специально уложенным брусьям, и верхних, уложенных перпендикулярно нижним и катающихся по нижним. Однако такой способ передвижки копра требует значительной затраты времени (измеряемой часами), вследствие чего за рабочий день забивают небольшое число свай (3 — 5 свай). Но если этот же копёр поставить на чугун-

ные колёса (*12* на фиг. 28) на рельсовом ходу или на валики *13* из металлических труб $d = 100$ *мм*, то передвижка его потребует всего 1—2 мин. и производительность его повышается.

Паровой копёр с полуавтоматической бабой. Паровой копёр отличается от механического лишь устройством бабы, что же касается устройства станины, то она не имеет какого-либо существенного отличия.

Паровые снаряды для забивки разделяются на молоты простого действия и молоты двойного действия. Молоты простого действия у нас в СССР называются бабами, а молоты двойного действия — свайными молотами.

Паровая баба состоит из тяжёлого пустотелого цилиндра и поршня со штоком, причём шток укрепляется на голове сваи (фиг. 31). Идея устройства заключается в том, что пар или сжатый воздух, впущенный в пространство *a* между поршнем и цилиндром (положение *1*), расширяясь, поднимает цилиндр на высоту, равную ходу поршня (положение *2*).



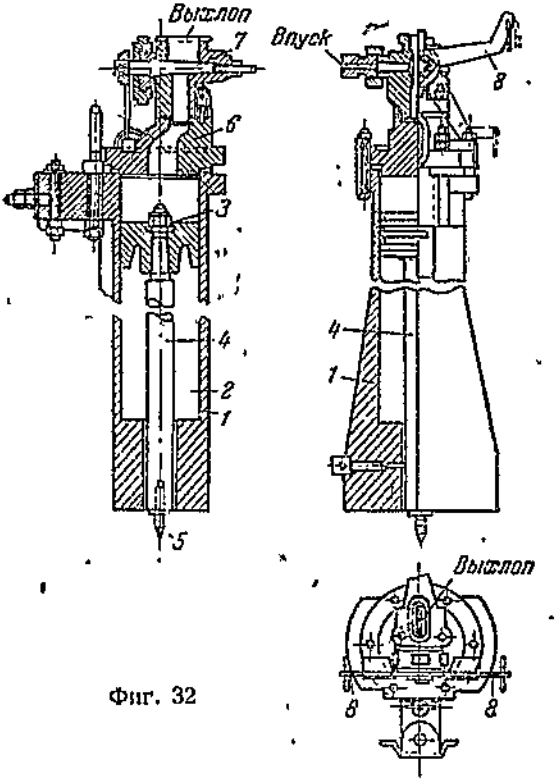
Фиг. 31

В тот момент, когда цилиндр поднялся на достаточную высоту тем или иным способом, во-первых, прекращают доступ пара или сжатого воздуха в цилиндр, а во-вторых, выпускают из цилиндра пар или сжатый воздух в атмосферу (этот момент носит название отсечки). Естественно, что цилиндр при этом под силой собственного веса падает вниз, ударяя по голове сваи. Свая под влиянием удара погружается в грунт, а вместе со сваей опускается и паровая баба, поскольку она укреплена на голове сваи (положение *3*). Затем вновь пускают пар в цилиндр, поднимают бабу на некоторую высоту и вновь прекращают поступление пара в цилиндр и одновременно выпускают пар из цилиндра, — баба снова падает, ударяя по свае, и т. д.[1]. Чтобы баба не выпадала из стрел копра, она имеет соответственные приливы и планки подобно подвесной бабе. Что касается конструктивного оформления бабы, то здесь имеется несколько вариантов, называемых по имени авторов или фирм, их сконструировавших и изготовляющих, а именно: Лякура, Арциша, Менк и Гамброк, Левицкого и др. Здесь описаны лишь две конструкции: Лякура как наиболее простая и широко применяемая в наших стройках и СССМ-007, изготовляемая заводами СССР.

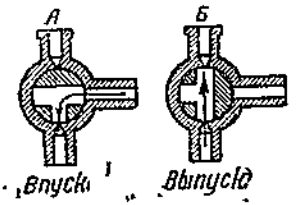
Баба Лякура (фиг. 32), состоит из массивного чугунного корпуса *7*, внутри которого высверлен паровой цилиндр *2*, и поршня *3* со што-

[1] Инж. Кабанцев сконструировал для бабы Лякура автомат-парораспределитель, значительно повышающий эффективность работы бабы (см. «Строительная промышленность», № 8—9, 1938 г.).

ком *4*; при этом шток проходит сквозь днище цилиндра и имеет на своём конце специальный наконечник *5*, который при установке вдавливается в голову сваи. В верхней части баба имеет пароораспределительные устройства, состоящие из простого поворотного крана *7* и рычагов *8*, служащих для переключения крана. Пар или сжатый воздух поступает по шлангу в пароораспределительное устройство через отверстие, обозначенное на чертеже словом в п у с к, причём кран *7* занимает положение *А* (фиг. 33), т.е. соединяет шланг с верхней полостью цилиндра, и пар или сжатый воздух поступает в цилиндр в пространство между поршнем и верхом цилиндра, где он расширяется и поднимает цилиндр. Когда цилиндр поднимается на достаточную высоту, кран *7* поворачивается рычагом *8* и занимает



Фиг. 32



Фиг. 33

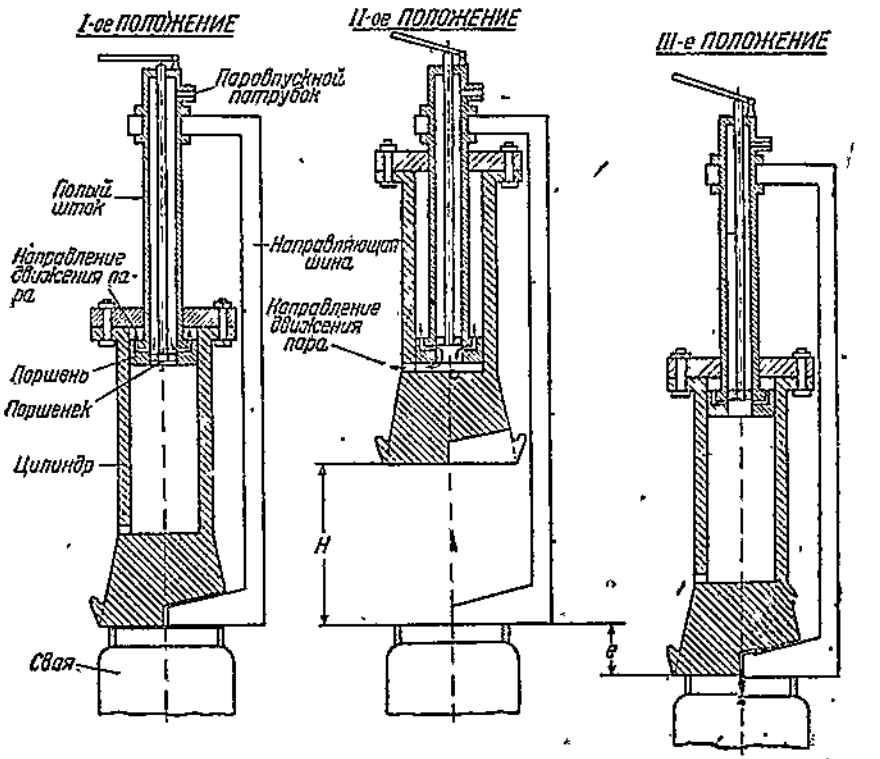
положение, при котором доступ свежего пара или сжатого воздуха в цилиндр прекращается, а полость цилиндра соединяется с атмосферой и находящийся в цилиндре пар или сжатый воздух как имеющий более высокое давление устремляется через отверстие в атмосферу, т. е. происходит выхлоп, в результате чего цилиндр падает вниз, ударяя по сваям.

Паровые бабы Лякура изготовляются весом от 300 до 7 500 *кг* при высоте подъёма от 70 до 230 *см*. Число ударов в минуту достигает 30 — 40.

Недостатки бабы Лякура заключаются в том, что через отверстие дна цилиндра, служащее для прохода штока, стекает горячая конденсационная вода, которая размягчает голову деревянной сваи, вследствие чего усиливается её размочаливание. Кроме того, быстро изнашивается паропроводящий шланг вследствие того, что он дви-

жется вместе с цилиндром; по этой же причине быстро расстраивается присоединение к парораспределительному устройству.

Наиболее совершенной конструкцией является баба СССМ-007, изготовляемая заводами СССР, схема которой изображена на фиг. 34, а конструкция — на фиг. 35. Направляющая шина опирается на голову сваи, а к голове шины подвешиваются полый шток, имеющий внизу поршень и парораспределительный механизм, а вверху — паровпускной входной патрубок. Пар или сжатый воздух поступает через



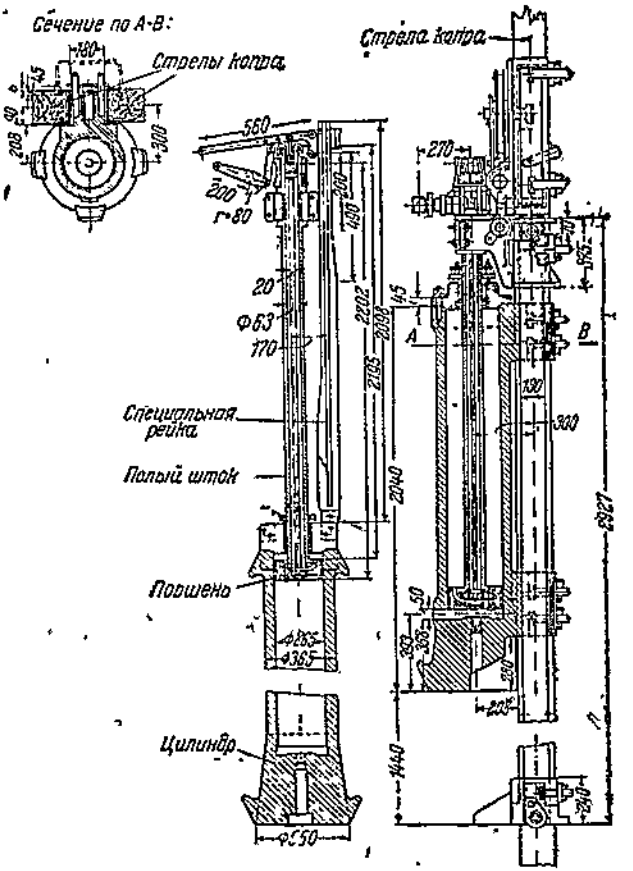
Фиг. 34

входной патрубок и проходит через полый шток и поршень. Здесь специальным поршеньком, помещённым внутри полого штока, пар или воздух направляется в пространство между поршнем и цилиндром (положение *I*), вследствие чего цилиндр поднимается вверх (положение *II*); укреплённая на цилиндре специальная рейка при поднятии цилиндра упирается в рычаг, который поднимает поршенёк (фиг. 35), и пар устремляется в атмосферу через отверстие внизу цилиндра, вследствие чего цилиндр падает, нанося удар по свае (положение *III*, фиг. 34).

После этого посредством верёвки, прикреплённой к рычагу, парораспределительный механизм переставляется вручную так, чтобы

свежий пар или сжатый воздух снова поступали в надпоршневое пространство (положение *I*).

В этой бабе недостатков, указанных для бабы Лякура, не имеется, но конструкция её сложнее.



Фиг. 35

В табл. 3 приведены технические характеристики наиболее употребительных паровых баб.

На фиг. 36 изображён паровой поворотный копёр с вертикальным котлом на его станине, паровой однобарабанной лебёдкой и паровой бабой. Этот копёр обладает большей манёвренностью, чем ранее описанный, так как кроме линейных перемещений он может совершать круговые перемещения вокруг вертикальной оси вращения, но зато он тяжелее за счёт веса поворотных устройств, веса котла и более тяжёлой лебёдки. Кроме того, этот копёр снабжён опускными стрелами.

Опускные стрелы представляют значительное удобство в тех случаях, когда головы свай нужно погрузить ниже горизонтальной рамы копра. В противном случае, т. е. в случае отсутствия опускных стрел,

Таблица 3

Технические характеристики паровых баб (молота одиночного действия)

Показатели	Измеритель	СССМ-007	Лякура	СССМ-570	СССМ-582	Аршша
Вес падающей части бабы	*кг*	1 250	1 250	1 800	3 000	1 500
Общий вес бабы	»	2 294	1 500	2 700	4 300	1 750
Максимальная высота падения бабы	*м*	4	—	—	—	—
Наибольшее число ударов в минуту	—	30	30	30	30	—
Внутренний диаметр бабы	*мм*	265	—	315	410	290
Наибольший ход бабы	»	1 440	1 200	1 500	1 300	1 125
Энергия одного удара	*кгм*	1 800	—	2 700	3 900	—
Диаметр паропровода	*мм*	32	—	33	55	—
Общая длина бабы с шинами	»	4 317	—	—	—	—
Конструкция паропровода	—	Ш а р н и р				
Наибольший диаметр забиваемых деревянных свай	*см*	29	—	Л ю б о й		30
Максимальный вес железобетонных свай	*кг*	1 000	—	1 500	2 600	—
Потребная площадь нагрева котла	*м²*	12,5	12,5	27	27	22
Вес котла	*кг*	1 970	1 970	4 586	4 586	—

Примечания. 1. Бабы весом 1 250 *кг* предназначаются для забивки деревянных свай диаметром до 29 *см* и длиной до 11 *м* (вес 630 *кг*) и железобетонных свай размером 25×25 *см* и длиной до 7 *м* (вес 1 050 *кг*).

2. Бабы весом 1 800 *кг* могут применяться для забивки любого размера деревянных и железобетонных свай (при работе без подмыва) весом до 1 500 *кг*. При работе с подмывом возможна бойка свай весом до 3 000 *кг*.

3. Бабы весом 3 000 *кг* могут применяться при работе без подмыва для забивки железобетонных свай весом до 2 600 *кг*, а при работе с подмывом — до 6 000 *кг*.

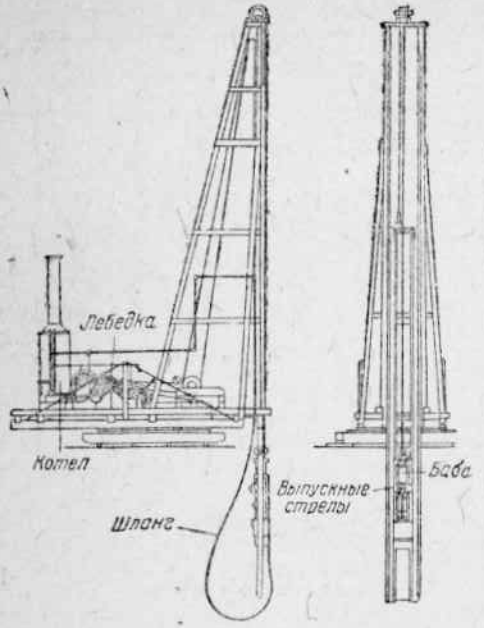
4. В бабе Лякура шток поршня упирается в сваю. Пар подается в находящийся в движении цилиндр (тело бабы), что является причиной частого расстройства паропровода. В остальных типах шток поршня присоединён к золотниковой коробке. Пар поступает в цилиндр через золотниковую коробку и полый шток поршня.

для выполнения указанной задачи пришлось бы применять п о д б а б о к — окованное с обоих концов бревно, устанавливаемое на голову сваи. При применении подбабка значительная часть энергии удара расходуется на деформацию подбабка, т. е. происходит потеря энергии удара. При применении опускных стрел указанной потери энергии удара не происходит, вследствие чего эффективность погружения сваи в этом случае значительно выше, чем при подбабке. Опускные стрелы посредством лебёдки и троса, перекинутого через вспомогательный блок, могут быть подняты в своё исходное положение, и тогда копёр ничем не будет отличаться от обычного, не имеющего выдвижных стрел, копра.

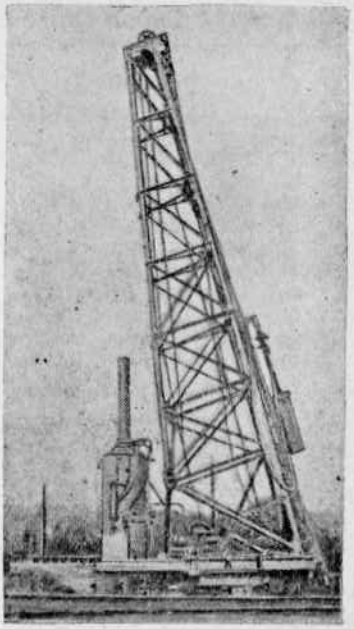
Для забивки наклонных свай употребляются копры с наклонными или качающимися стрелами.

На фиг. 37 изображён копёр для погружения наклонных свай.

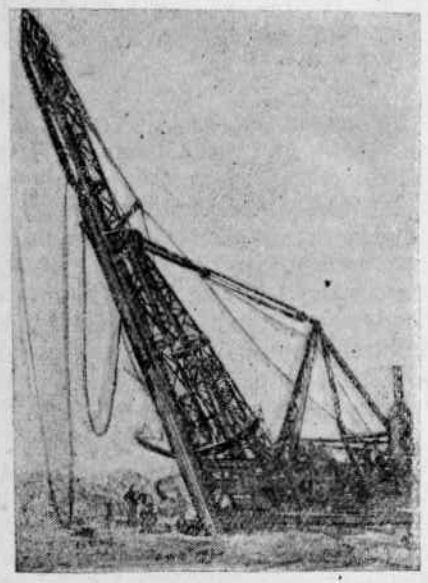
На фиг. 38 и 39 изображён выпускаемый фирмой Раймонда полноповоротный копёр с телескопическими выдвижными стрелами маятникового типа. Мачта копра наклоняется как вперёд, так и назад (фиг. 38); у конца стрел смонтирована сегментная рейка (фиг. 38),



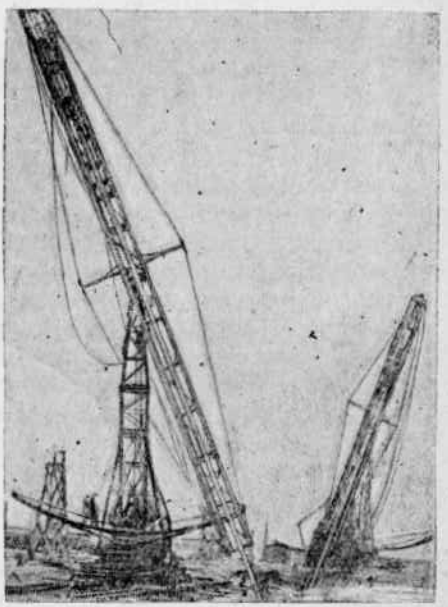
Фиг. 36



Фиг. 37



Фиг. 38



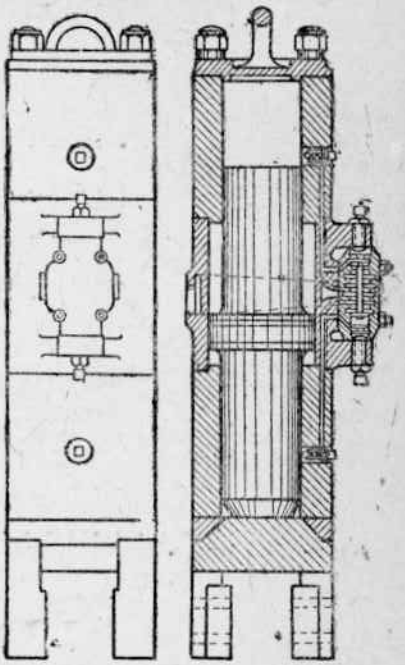
Фиг. 39

что позволяет забивать наклонные сваи в радиусе около 13 *м*. Копёр оборудован трёхбарабанной паровой лебёдкой и двумя отдельными механизмами для перестановки стрел.

Свайные молоты. Свайные молоты отличаются от паровых баб тем, что ударной частью у них является не цилиндр, а поршень, который имеет форму бойка.

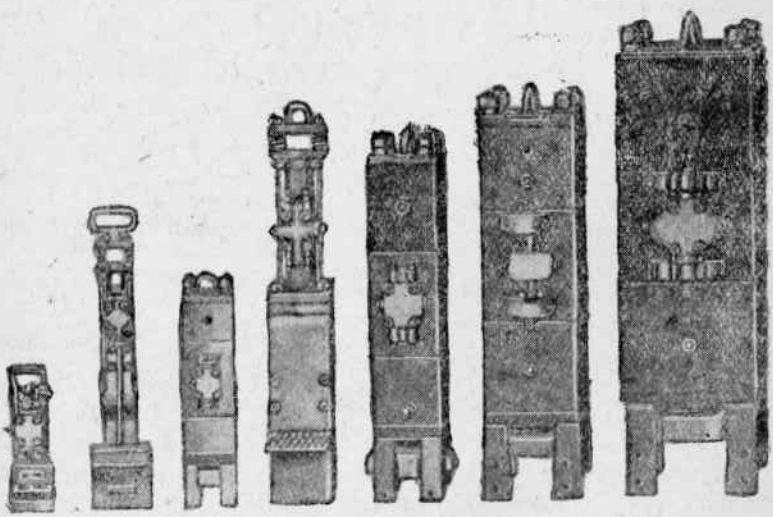
На фиг. 40 изображён молот № 7, изготовляемый заводами СССР. Технико-экономические показатели этого молота приведены в табл. 4.

Молот устанавливается (надевается) на голову сваи и удерживается на свае специальными лапками. Посредством золотникового механизма пар или сжатый воздух направляется то в подпоршневое, то в надпоршневое пространство, вследствие чего боёк то поднимается, то опускается, ударяя по нижней крышке молота. Таким образом, сила удара определяется не только весом бойка, но и величиной давления пара или сжатого воздуха.



Фиг. 40

Вес молотов, изготовляемых заграничными фирмами, колеблется от 50 *кг* до 12 *т*. Внешний вид некоторых из них изображён на фиг. 41.



Фиг. 41

Таблица 4

Технические характеристики свайных молотов двойного действия

Показатели	Измеритель	СССМ-502	СССМ-501	СССМ-708	СССМ-742
Номер молота	—	6	7	9	10
Вес ударной части	*кг*	181	363	680	1 130
Общий вес	»	1 315	2 263	2 963	5 266
Габаритные размеры:					
длина	*мм*	650	700	710	810
ширина	»	380	535	560	660
высота	»	1 521	1 863	2 491	2 689
Диаметр цилиндра	»	247	317	215	254
Ход поршня	»	222	241	406	508
Число ударов в 1 мин.	шт.	275	225	123	105
Энергия одного удара	*кгм*	345	573	906	1 817
Потребная поверхность нагрева котла	$м^2$	25	35	40	52
Давление пара или сжатого воздуха	*ат*	7	7	8	8
Потребное количество свободного воздуха	$м^3/мин$	7,8	11,3	12,7	17
Внутренний диаметр подводящего шланга	*мм*	31	33	38	51
Размер деревянных шпунтов и свай	*см*	15×30	25×35	43	51
Предельная глубина забивки деревянных свай и шпунтов в грунт средней твёрдости	*м*	4,6—6	6—9	9—12	15—21
Размер металлических шпунтов	*см*	30	Свыше 30		
Предельная глубина забивки металлических шпунтов в грунт средней твёрдости	*м*	6—9	9—12	15—18	18—25
Завод-изготовитель	—	Завод им. Сталина, г. Бобруйск	«Рабочий металлист», г. Кострома		

Примечания. 1. Потребная поверхность нагрева паровых котлов исчислена из расчёта съёма пара с 1 $м^2$ в количестве 22 *кг/ч*.

2. Свайные молоты № 6 и 7 применяются для забивки и выдёргивания свай.

3. Свайные молоты № 9 и 10 применяются только для забивки свай и шпунтов. Могут работать под водой.

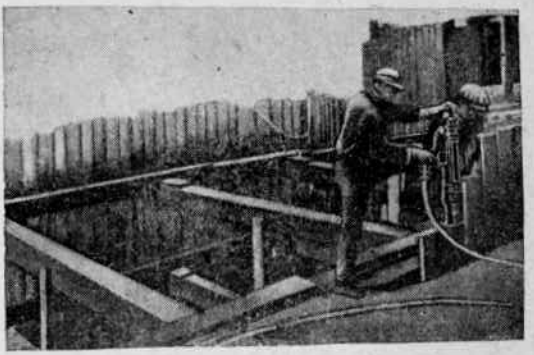
4. Свайный молот № 5 работает только на сжатом воздухе. Имеет приспособление для выдёргивания свай.

Заводами СССР кроме молота № 7 выпускаются молоты № 5, 6, 9 и 10. Технические характеристики некоторых из них приведены в табл. 4.

Лёгкие молоты употребляются для забивки шпунтовых рядов, а тяжёлые — для забивки длинных и тяжёлых свай.

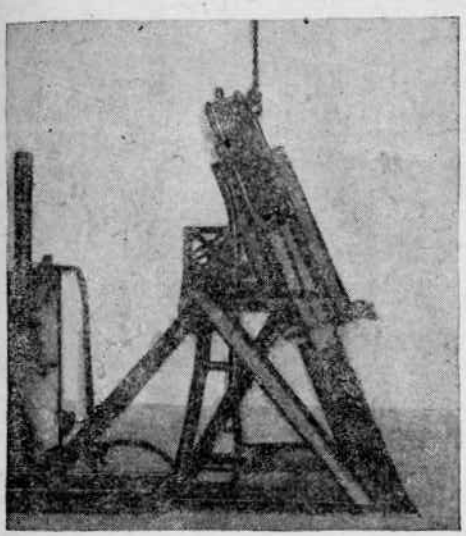
Лёгкие молоты могут устанавливаться на шпунтовую сваю вручную (фиг. 42) без применения копра, так как направление шпунтовой сваи дают направляющие рамы. Для подъёма тяжёлых молотов требуются мощные копры и краны. Свайные молоты вследствие особого

устройства золотниковой коробки, автоматически переключающей впускные и выпускные клапаны, развивают большую частоту ударов, доходящую от 100 до 500 в минуту, причём более лёгкие молоты имеют большее число ударов, чем тяжёлые. Несмотря на малую высоту падения бойка, свайные молоты обладают большой производительностью. При применении сжатого воздуха свайные молоты могут работать под водой. За границей имеются примеры, когда молоты работали на глубине 10 — 12 *м* ниже поверхности воды.



Фиг. 42

Таким образом, свайные молоты являются более совершенным агрегатом для погружения сваи, но устройство их сложнее, а потому они требуют высококвалифицированных рабочих. Что же касается копров для свайных молотов, то их конструкция ничем не отличается от конструкции обычных копров, применяемых как для подвесных, так и для паровых баб.



Фиг. 43

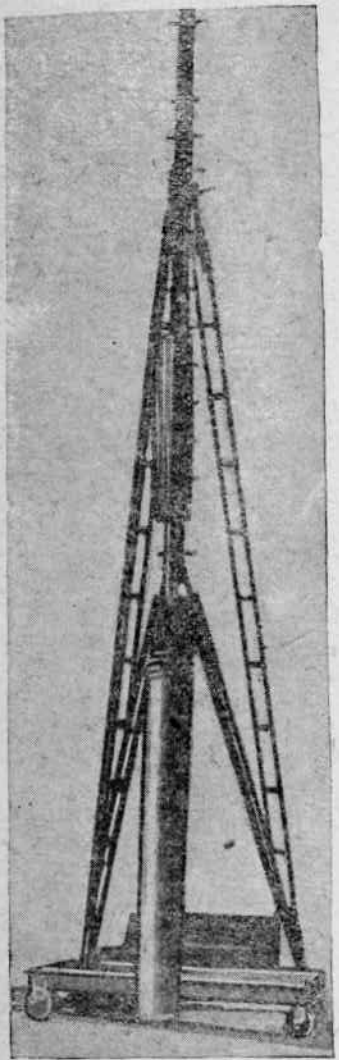
На фиг. 43 изображена оригинальная конструкция станка для погружения наклонных свай. Видно, что станок заменяет наклонные стрелы копра, а молот снимается и устанавливается при помощи крана.

Свайные молоты двойного действия могут применяться не только для забивки, но и для выдёргивания свай.

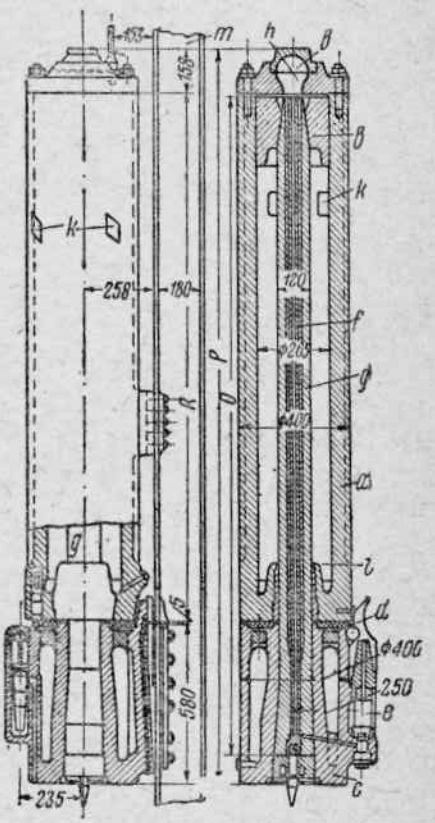
Для выдёргивания свай молот подвешивается в перевёрнутом положении и соединяется со сваей специальным захватным приспособлением для выдёргивания свай, в случае же отсутствия такового — непосредственно стальными тросами.

Быстроходный дизельный копёр. На фиг. 44 и 45 изображён быстроходный дизельный копёр с весом ударной части 1 000 *кг*, выпущенный фирмой Демаг. Он состоит из бабы и станины. Баба состоит из цилиндра *a*, поршня *b*, штока *g* и неподвижного мас-

сива, называемого ударной частью (укреплена на свае). В него заделан поршневой шток. Чтобы запустить копёр, необходимо при помощи моторной лебёдки поднять цилиндр (бабу) *a* на высоту около 1,5 *м*, а затем с этой высоты опустить его, в результате чего воздух, расположенный над поршнем *b*, сильно сжимается. При помощи рычажка *d* пускают в ход топливный насос *e*, который через канал *f*, проходящий через поршневой шток *g* и далее через форсунку *h*, нагнетает топливо в шарообразную камеру сжатия *i*.



Фиг. 44



Фиг. 45

Воспламенившееся под действием сильного сжатия топливо подбрасывает цилиндр (бабу) *a* вверх, причём, после того как поршень *b* открывает щель (окошко) *k*, через последнюю сначала выходят выхлопные газы, а затем засасывается свежий воздух.

Одновременно при подъёме цилиндра сжимается воздух в амортизационном пространстве *l* под поршнем. Сжатый воздух с большой силой (увеличиваемой собственным весом цилиндра) отбрасывает цилиндр вниз.

Таким образом, без ослабления силы удара достигается высокое число ударов — около 85 в минуту.

При падении цилиндра (бабы) засосанный ранее свежий воздух сжимается; при этом вновь происходит впрыск топлива и цикл повторяется.

Станина копра состоит из разборных элементов и устанавливается на тележку, которая имеет нижнюю неподвижную раму на колёсах и верхнюю поворотную часть. На тележке помещается моторная лебёдка.

Кроме фирмы Демаг такие же бабы выпускают фирмы Дельмаг и Менк и Гамброк, но других размеров. В табл. 5 даны характеристики дизельных баб, выпускаемых указанными фирмами.

Таблица 5

Технические характеристики дизельных баб

Название характеристик	Единица измерения	Дельмаг	Менк и Гамброк	Демаг
Общий вес молота	*кг*	950	1 280	2 000
Габаритные размеры	*мм*	2 500×500×690	2 750×700×500	2 600×500×500
Высота падения ударной части .	»	1 470	1 600	1 500
Вес ударной части	*кг*	450	600	1 000
Диаметр цилиндра в ударной части молота	*мм*	160	195	265
Число ударов в минуту	—	55—60	55—60	85

Опыт показывает, что дизельные бабы значительно рентабельнее свайных молотов, так как обладают большей производительностью, имеют меньший вес и расходуют во много раз меньше горючего.

В табл. 6 приведены сравнительные данные результатов испытания дизельного и паро-воздушного молотов.

Из табл. 6 видно, что расход горючего на 1 *пог. м* погружения сваи в дизель-бабах в 20 — 50 раз меньше, чем при забивке их молотами [1].

Скорость погружения свай на ту же самую глубину при забивке дизель-бабами в 2 — 4 раза больше, чем при забивке молотами.

б) Пловучие копры

При постройке опор мостов, а также гидротехнических сооружений удобно пользоваться пловучим копром, представление о котором даёт фиг. 46.

Из фиг. 46 видно, что пловучий копёр представляет собой обыкновенный копёр, установленный на барже или плашкоуте. Он обычно

[1] Табл. 6 заимствована из статьи инж. Б. М. Малютова, «Механизация строительства», № 2, 1941; оттуда же заимствована и табл. 5.

Таблица 6

Тип молота и его основные данные	№ свай	Диаметр сваи в *см* $d_{ср}$	Вес сваи в *кг*	Грунт[1]	Глубина забивки в *м*	Время забивки в минутах	Отказ сваи *e* в *см*	Расход горючего в *г*	
								на сваю	на 1 *пог. м* погружения сваи
Дизель-молот									
G=950 *кг*	1	22	136	Плотный суглинок . .	3,68	15,0	0,07	~200	~54
Q=480 *кг*									
$h_{ср}$=1,4 *м*	2	25	160	То же	3,72	13,0	0,12	~180	~48
$m_{ср}$=56 ударов в 1 мин.	3	23	170	» »	3,67	10,0	0,18	~150	~41
$h_{ср}$=0,95 *м*	4	23	118	Слабый торфяной . . .	5,24	2,3	1,1	~ 40	~8
$m_{ср}$=75 ударов в мин.	5	27	165	То же	5,40	2,6	1,3	~ 45	~8
Паро-воздушный № 5[2] «Унион»	6	19	112	Плотный суглинок . .	3,69	27,0	0,015	4 000	~1 080
G=700 *кг*	7	23	148	То же	1,25	20,0	0,005	3 000	~2 400
I=130 *кгм*	8	23	175	» »	1,04	16,0		2 000	~2 000
$m_{ср}$=240 ударов в 1 мин.	9	23	96	Слабый торфяной . . .	3,96	10,5	0,026	1 500	~380
	10	23	176	То же	4,98	15,0	0,026	2 000	~400

G — общий вес молота в *кг*;
Q — вес ударной части в *кг*;
$h_{ср}$ — средняя высота падения ударной части в *м*;
$m_{ср}$ — среднее число ударов в 1 мин.;
I — энергия удара в *кгм*;
$d_{ср}$ — средний диаметр погружённой части сваи в *см*;
e — погружение сваи от одного удара в *см*.

[1] Грунтовые условия для обоих молотов были совершенно одинаковы.
[2] Молот работал от передвижной компрессорной станции производительностью 4 *м³/мин*.

снабжается паровой бабой или свайным молотом, паровой лебёдкой, котлом или компрессором и прочим оборудованием. Достоинство копров состоит в том, что для их установки и перемещения при забивке свай не требуется устраивать подмости и что после окончания забивки



Фиг. 46

они могут быть легко переброшены на другой объект, причём для этого не требуется разбирать копёр для перевозки и снова собирать его на новом месте, а лишь требуется при помощи парохода отбуксировать его на новый объект.

в) Железнодорожные копры

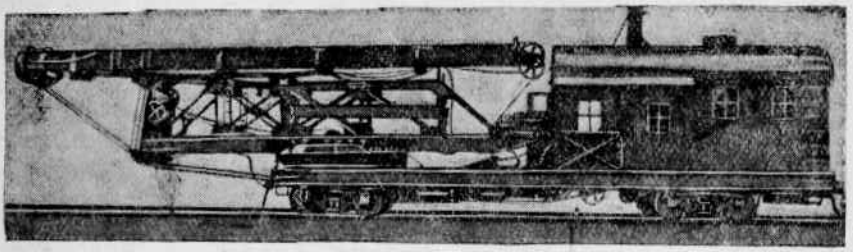
Для ремонта железнодорожных свайных эстакад, а также для сооружения свайных оснований железнодорожных сооружений применяются железнодорожные копры.

Так как железнодорожные копры должны перевозиться по железной дороге в составе поездов и вписываться в габариты, а также забивать сваи на некотором расстоянии от места установки копра как вперёд, так и в сторону от пути, их конструкция существенно отличается от конструкции ранее описанных копров.

На фиг. 47 и 48 изображены железнодорожные копры фирмы Броунхойст. Копёр состоит из железнодорожной платформы, на которой смонтирована специальная металлическая складная конструкция, позволяющая дать значительный консольный вынос вперёд, где и укрепляются металлические стрелы (фиг. 48). Эти копры снабжаются тормозами, а также механизмом для самопередвижения, причём скорость самопередвижения колеблется от 12,9 до 40 *км/ч*. Железнодорожные копры могут поворачиваться лишь на некоторый угол вокруг вертикальной оси или делать полный поворот вокруг своей оси.

Изображённый на фиг. 47 копёр № 3 фирмы Броунхойст может поворачиваться лишь по дуге 80° с угловой скоростью 95°5′. Он

может поднимать бабу и заранее изготовленную железобетонную сваю общим весом 6 350 *кг*. Этот копёр предназначен для работы с паровой бабой, но при желании может применяться и подвесная



Фиг. 47

баба. Копёр снабжён паровой машиной и котлом горизонтального типа диаметром 1,372 *м*, имеющим поверхность нагрева около 75,16 *м*². Копёр может самостоятельно передвигаться со скоростью от 16,1 до 30 *км/ч* и тянуть тендер весом 36 287 *кг* на подъём до 2,5%. Подкосные сваи могут забиваться под наибольшим уклоном 1 : 6, причём в этом случае стрелы устанавливаются наклонно.

Копёр, изображённый на фиг. 48, может поворачиваться по кругу, и им можно забивать сваи как впереди, так и сзади. Он может быть также оборудован как подвесной или паровой бабой, так и свайным молотом и также может самостоятельно передвигаться.



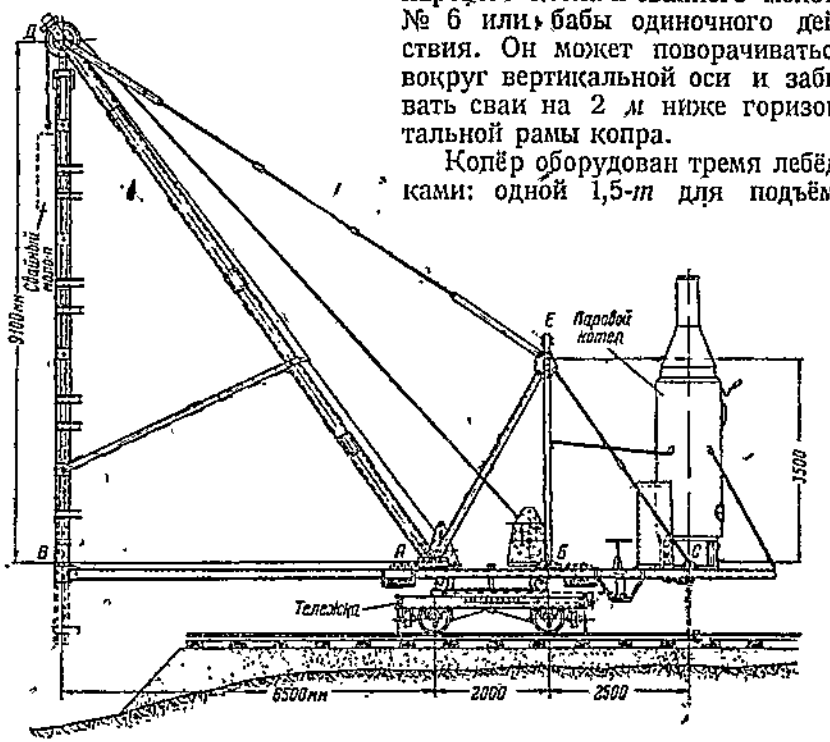
Фиг. 48

Кроме описанных копров при восстановлении мостов, а также при сооружении свайных оснований применяется копёр-треугольник на железнодорожном ходу (фиг. 49). Но этот копёр при перевозке его

с объекта на объект в состав поездов не ставится, а перевозится в разобранном виде.

Копёр-треугольник [1] представляет собой систему металлических треугольников (отсюда его название). Он состоит из двухосной тележки на железнодорожном ходу (нормальной колеи), поворотной горизонтальной рамы, фермы *AE*, *EБ*, *EC*, стрелы с оттяжкой *AD* и *DE*, направляющей для молота *BD*, поворотного механизма рамы копра, оснастки, противовеса для устойчивости копра (балласта), парового котла и свайного молота № 6 или бабы одиночного действия. Он может поворачиваться вокруг вертикальной оси и забивать сваи на 2 *м* ниже горизонтальной рамы копра.

Копёр оборудован тремя лебёдками: одной 1,5-*т* для подъёма



Фиг. 49

молота (у стойки *БЕ*), другой 0,5-*т* для подтаскивания и установки сваи (у узла *А*) и третьей 0,5-*т* для поворота копра вокруг вертикальной оси (укреплена снизу к раме между котлом и стойкой *БЕ*).

Его производительность — от 16 до 24 свай в смену при глубине забивки 6 *м*, причём были случаи большей производительности (6 свай в час). Сборка копра занимает 2 — 3 часа; столько же времени занимает и разборка; погрузка берёт 6 час.; при этом требуется команда от 18 до 24 чел. Для перевозки копра требуются шесть 1,5-*т* грузовиков и один 3-*т* под котёл.

[1] Подробные технические характеристики этого копра имеются в «Справочнике строительных машин» инж. А. К. Никольского, 1941. Трансжелдориздат.

Габарит копра: ширина 2 *м*, длина 11 *м* и высота 10,205 *м*.

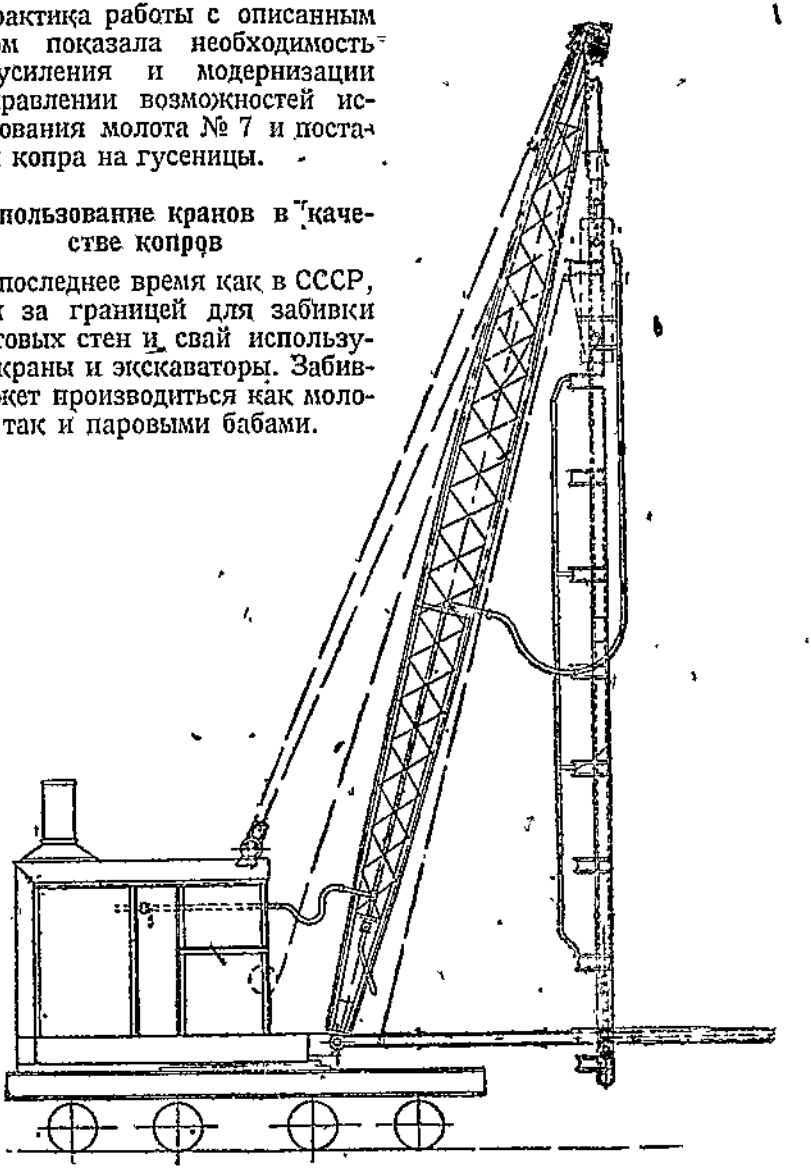
Вес его в полном вооружении — около 14 *т*.

При работе на воде копёр-треугольник устанавливается на пароме из понтонов.

Практика работы с описанным копром показала необходимость его усиления и модернизации в направлении возможностей использования молота № 7 и постановки копра на гусеницы.

г) Использование кранов в качестве копров

В последнее время как в СССР, так и за границей для забивки шпунтовых стен и свай используются краны и экскаваторы. Забивка может производиться как молотами, так и паровыми бабами.



Фиг. 50

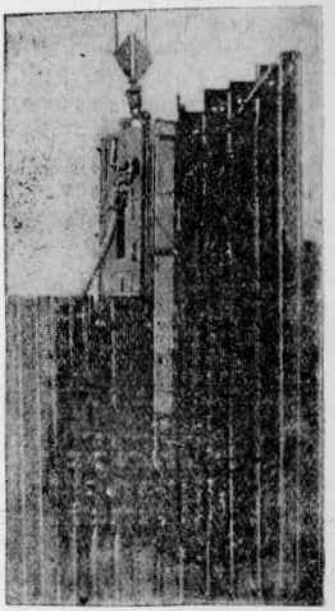
При применении паровых баб краны оборудуются направляющей стрелой (фиг. 50), которая подвешивается на крюк крана. Полная неподвижность стрел обеспечивается распоркой, соединяющей ниж-

нюю часть стрел с поворотной рамой крана. Стрелы служат для направления движения бабы и сваи.

При применении молотов можно обойтись без направляющих стрел, если движение сваи уже направлено тем или иным способом. Для большей устойчивости молота на свае он помещается в особую рамку, прочно прикреплённую к свае. Положение рамки на свае и молота в рамке видно из фиг. 43 и 51.

Технические характеристики кранов и экскаваторов можно найти в «Справочнике строительных машин» инж. А. К. Никольского.

Вообще же следует иметь в виду, что передвижные краны и экскаваторы обладают большим весом, требующим мощных подмостей. Поэтому такого рода машины рационально применять в тех случаях, когда бойка свай ведётся не с подмостей, а с земли.



Фиг. 51

д) Принципы выбора типа сваезабивного оборудования

В условиях железнодорожного строительства при выборе типа сваезабивного оборудования необходимо иметь в виду следующие его показатели: производительность; скорость переброски оборудования с объекта на объект на автомашинах или самоходом; скорость и лёгкость передвижки копра от сваи к свае в процессе работы (манёвренность); вес бабы и всей установки в целом; объём и вид потребляемого топлива; приспособляемость к местным условиям; универсальность.

Производительность сваезабивной установки зависит от применённого на ней оборудования.

Так, молоты двойного действия обладают большей производительностью, чем одиночного, но зато общий вес их больше и, следовательно, для них требуется более мощная лебёдка. Кроме того, они имеют незначительный эффект в работе при забивке тяжёлых свай. Копровая установка, оборудованная многобарабанными лебёдками, обладает большей производительностью, так как позволяет исполнять ряд операций одновременно, но такая лебёдка обладает большим весом.

Характерной чертой железнодорожного строительства является разбросанность объектов вдоль трассы с относительно небольшим объёмом свайных работ.

В этих условиях скорость переброски оборудования с объекта на объект имеет первостепенное значение. При выборе копровой установки надо отдать предпочтение более лёгкой из них сборно-разборного типа. Однако очень лёгким оборудованием трудно забивать длинные сваи в тяжёлых грунтах.

Операция передвижки копра от сваи к свае является наиболее трудоёмкой.

При выборе копра надо отдать предпочтение такому, который обладает большей манёвренностью, т. е. оборудован приспособлениями для перемещения и поворота. Однако такие копры являются более тяжёлыми.

Особо стоит вопрос о кранах. Они обладают большой манёвренностью в пределах радиуса действия стрелы. Поэтому им надо отдать предпочтение в тех случаях, когда свай немного и расположены они кустом, так что кран забьёт их с одной или двух позиций. При большем поле забивки свай преимущества кранов понижаются.

Между весом сваи и весом бабы желательно иметь соотношение, равное 1 : 2 или 1 : 2,5, так как при таком соотношении забивка свай наиболее эффективна. Однако для более тяжёлой бабы требуются более мощные лебёдка и станина копра.

Объём и вид потребляемого топлива являются весьма существенной проблемой в условиях железнодорожного строительства. Надо выбирать такое оборудование, которое способно потреблять местное топливо.

Железнодорожное строительство обычно имеет большую протяжённость и, следовательно, большое разнообразие местных условий. Поэтому при работах надо отдавать предпочтение такому оборудованию, которое без особых затруднений могло бы быть установлено и на понтонах или плашкоутах, и на рельсовый, и на авто-гужевой ход.

Ввиду разбросанности объектов вдоль трассы, большого разнообразия и в то же время малого объёма работ на каждом объекте универсальность машин для железнодорожного строительства имеет актуальное значение, так как позволяет иметь не много, а лишь одну установку, которая при незначительном переоборудовании может выполнять все работы на данном объекте.

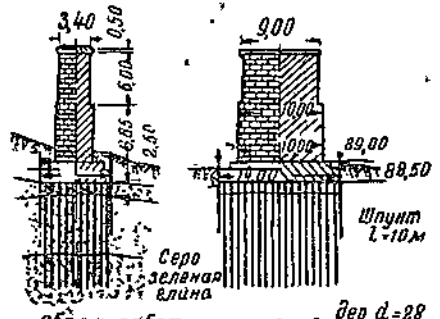
К таким универсальным установкам относятся краны.

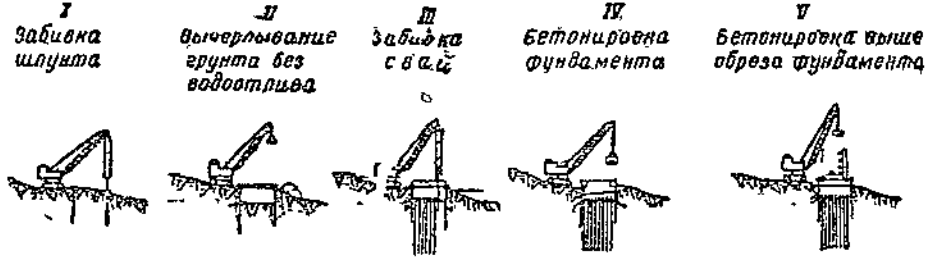
Краны применяются для забивки шпунтовых стенок и свай, а также, как это видно из фиг. 52, при их помощи производятся вычерпывание грунта грейфером, укладка бетона и устройство опоры. Если кран имеет гусеничный ход, то он обладает значительно большей манёвренностью, чем копры.

В тех случаях, когда в одном каком-либо пункте предстоит забить много свай (постройка элеватора, холодильника, складов, набережных и т. д.), целесообразнее использовать специальные копровые установки, оборудованные мощными молотами, многобарабанными лебёдками, обладающие большой манёвренностью и т. д.

В зависимости от местных условий, объёма предстоящих работ и наличного оборудования следует составлять для данного строительства ряд вариантов организации производства работ с различными агрегатами и на основании сравнения вариантов выбрать наилучшее решение.

Однако всё же следует иметь в виду, что дизельный быстроходный копёр по всем показателям из всех сваезабивных агрегатов оказывается наилучшим, а особенно для скоростного железнодорожного строи-





Объем работ

NN п/п	наименование работ	количество
1	Бетонн. кладки	870м³
2	Свай	150шт
3	Забивка шпунта	60пм
4	Выемка грунта без водоотлива	560м³
5	Литой облицовки площадь	340м²
	вес	51,0т
	Всего номеров	10шт
	" камней	650 "
	Вес одного камня	81кг

Свай $\frac{\text{дер } d=28}{\text{ж.б } 30\times30}$ 150шт

Длина $l=12{,}50$м

График сооружения опоры

NN п/п	Наименование операций	Потр. чел-час	Дни работы
1	Забивка шпунта с заготовкой шпунта и свай	1740	
2	Вычерпывание грунта без водоотлива	480	
3	Забивка свай	1200	
4	Бетонирование конст. рукт. плиты	500	
5	Бетонирование фундамента	880	
6	Кладка выше обреза фундамента	1200	
	Итого	6000чел.	итого сооружен. опоры 22 дня
	Всего необходимо рабсилы	45	человек (работа в три смены)

Фиг. 52

тельства. Его существенный недостаток состоит в том, что он работает на жидком топливе. Но есть основание полагать, что здесь также возможно применение газогенераторов.

е) Организация работ по забивке свай на объекте

План проведения свайных работ составляется на основе рабочих чертежей свайной конструкции в соответствии с местными условиями и наличием оборудования, энергии, рабочей силы и материалов.

План организации свайных работ состоит из проектов вспомогательных сооружений (подмостей, обстройки понтонов для пловучих копров и пр.) и проектов расположения оборудования, материалов, вспомогательных стройплощадок, механизмов (котлов, компрессоров, электростанции, вспомогательных лебёдок, кранов, мест для складов лесоматериала, готовых свай, площадки для заготовки свай, расположение фонарей для освещения и т. д.).

В плане указываются: способы транспортировки свай к копру, способы передвижки копра, последовательность забивки свай и календарный график выполнения работы.

Работа по забивке свай разделяется на два цикла: цикл вспомогательных работ, выполняемых подсобными рабочими, и цикл основных работ, выполняемых копровой бригадой.

Цикл вспомогательных работ состоит из следующих операций: разметки сваи, насадки бугеля, насадки башмака (заострение делается при изготовлении сваи; иногда там же делается и насадка башмака); транспортировки сваи к копру; разбивки расположения свай; устройства подмостей и путей, по которым будет двигаться копёр.

Разметка сваи производится, начиная от острия. Сперва отмечают лишь целые метры, а затем по мере приближения к голове разметка ведётся через 50, 20 и, наконец, через 10 и 5 *см*.

Разметка делается для того, чтобы в любой момент можно было установить, на какую длину свая уже погружена в грунт и на какую глубину она погружается от одного удара или нескольких ударов в данный момент.

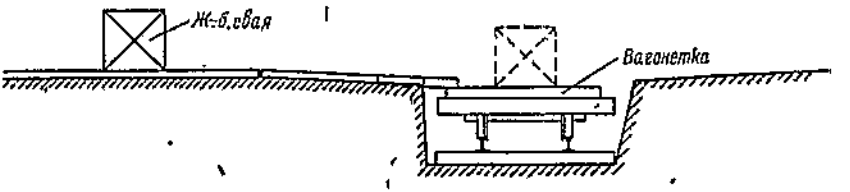
Транспортировка свай к копру осуществляется самыми различными способами в зависимости от материала свай и местных условий. Так, например, деревянные сваи к пловучему копру транспортируются наплаву; таким же способом доставляются сваи к копрам, работающим по забивке свай под набережные, мостовые устои, быки, опоры деревянных мостов, эстакад и подмостей.

Железобетонные сваи транспортируются по специальным подмостям на парных вагонетках. Железобетонная свая обычно имеет значительный вес, а потому нагрузка её представляет некоторые трудности. На фиг. 53 изображён способ нагрузки железобетонной сваи длиной 15 *м*.

Двое рабочих ломиками сталкивают сваю на помост, состоящий из двух наклонно уложенных брусьев, причём их поверхность гладко остругана и смазана. Свая по этим брусьям легко сползает к вагонеткам, стоящим на узкоколейном пути в специальной выемке. В некоторых случаях для нагрузки свай используются краны и лебёдки.

Разбивка расположения свай производится теми же методами, что и разбивка обыкновенных фундаментов.

Устройство подмостей и путей, по которым будет двигаться копёр, является самой важной частью цикла вспомогательных работ. В простейшем виде оно сводится к укладке вдоль фронта бойки путей, по которым двигался бы копёр.



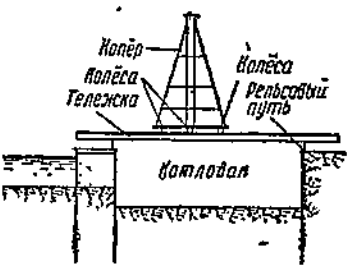
Фиг. 53

При узких котлованах спускать копёр в котлован нецелесообразно, а потому по верху делают настил, по которому и движется копёр.

Интересный способ перемещения копра был применён при забивке свай под левобережную опору Володарского моста в Ленинграде. По перемычкам были уложены рельсовые пути; на них была поставлена тележка, а на тележку копёр, причём вдоль тележки копёр также двигался по рельсовому пути, уложенному на тележке. Никаких подмостей больше не потребовалось. Копёр легко и быстро мог быть установлен над любой сваей в любом месте котлована.

Такое устройство значительно повышает производительность копра. Схема подобного устройства изображена на фиг. 54.

При небольших количествах забивных свай устройство рельсового пути может оказаться невыгодным. В этом случае устраиваются подмости из брусьев или брёвен, уложенных вдоль или поперёк котлована, затем укладываются два ряда перпендикулярных друг другу строганых деревянных круглых катков, при помощи которых копёр перемещается в ту или иную сторону.



Фиг. 54

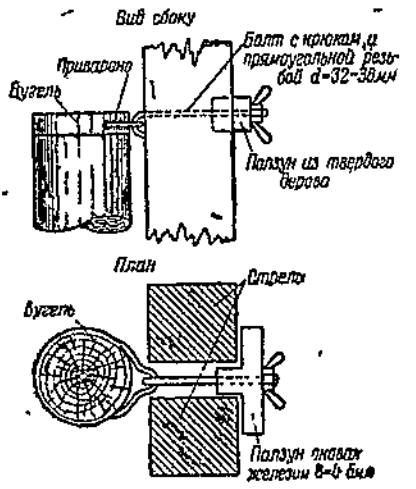
При забивке шпунтовых рядов перемычек речных опор мостов целесообразно пользоваться плавучим копром или зимним временем для забивки свай со льда; в противном случае приходится сооружать дорогостоящие подмости.

Конструкции подмостей весьма разнообразны. Они могут быть устроены на козлах или на сваях.

Забивка свай под подмости производится или ручной бабой или лёгкими копровыми установками, оборудованными лёгкими молотами или лёгкими дизель-бабами.

Цикл основных работ, т. е. работ, выполняемых копровой бригадой, состоит из следующих операций: подтаскивания сваи к копру;

подъёма; постановки и укрепления её в стрелы; надевания оголовника; забивки сваи; постановки подбабка, если нет выдвижных стрел; продолжения забивки сваи с подбабком; снятия и относки подбабка; снятия наголовника или бугеля; передвижки копра.

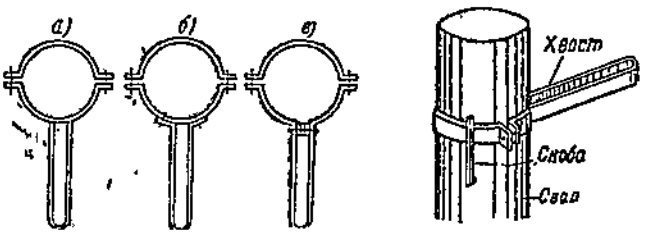


Фиг. 55

При разработке плана организации цикла основных работ нужно иметь в виду, что наиболее трудоёмкими операциями являются подъём, установка и укрепление сваи к стрелам копра и передвижка копра.

В некоторых случаях эти две операции отнимают до 70% времени, идущего на полный цикл. Эти операции должны быть тщательно продуманы и максимально механизированы.

Укрепление сваи к стрелам копра может быть произведено при помощи устройств, изображённых на фиг. 55 и 56. Устройство, изображённое на фиг. 55, состоит из бугеля с приваренным к нему ушком, болта с крюком и с винтовой нарезкой на другом конце, ползуна и баранковой гайки. Устройство, изображённое на фиг. 56, состоит из металлического хомута, обхватывающего сваю, с приваренным к нему или приклёпанным хвостом, который пропускается между направляющими и закрепляется за них чекой с широкой головкой. В хомут заводится свая и замыкается болтами. Описанными устройствами



Фиг. 56

свая укрепляется к стрелам в двух точках: вверху на уровне бугеля и по середине сваи. Передвижка копра осуществляется посредством специальной лебёдки и троса. Если специальной лебёдкой копёр не оборудован, то пользуются тем же тросом, к какому подвешена баба.

При забивке сращиваемых свай после передвижки копра на новое место головы ранее забитых свай соответственно обрабатываются специальной бригадой плотников, а после этого копёр возвращается

назад для забивки нарощенных свай. При этом перечень операций остаётся тот же, что и при забивке.

Следует для увеличения производительности свайной бойки стремиться к: чёткой организации работ в целом; чёткому распределению обязанностей между рабочими копровой бригады; применению выдвижных стрел вместо подбабка; постановке копров на тележки на рельсовом ходу; увеличению числа барабанов и катушек у лебёдок, а также увеличению диаметра и длины барабанов; удлинению тросов и канатов и обделке их концов (если это требуется) прочными петлями и крюками; механизации всех операций, т. е. максимальному использованию энергии машин; постановке осей блоков в буксу; применению вместо пара сжатого воздуха; выбору такой бабы, вес которой превышал бы вес сваи примерно в 1,5 — 2 раза.

Копровая бригада обыкновенного механического копра состоит из 3 — 4 чел.: закопёрщика, моториста и рабочих. Необходимы чёткое распределение обязанностей, слаженность в работе и быстрое исполнение команды закопёрщика. Руководящая работа у копра падаёт на закопёрщика. Он следит за передвижкой и поворотами копра, установкой, правильным погружением сваи в грунт во время забивки, производит, если нужно, правку сваи и т. д. Мотористследит за работой мотора и лебёдок. Один из рабочих производит подтаскивание сваи к копру, подготовляет её к установке в стрелы, производит подтаскивание подбабка и подготовляет его к установке.

Другой рабочий в момент бойки управляет посредством верёвки работой бабы, если забивка производится с отцепным устройством, а в перерывах помогает закопёрщику.

При паровом копре бригада состоит из закопёрщика, кочегара и двух рабочих. Распределение обязанностей рабочих здесь такое: один управляет посредством верёвки работой бабы, а другой вверху следит за паропроводящими шлангами и за работой кулисного механизма бабы.

В последнее время в СССР и за границей применяют скоростные методы работ по возведению свайных оснований и сооружений.

Ниже вкратце описываются два примера, рассмотрев которые, можно составить представление о сущности упомянутых методов.

Первый пример описан инж. К. В. Татариновым. Через одну из рек глубиной 4 *м* строился деревянный балочный мост под железную дорогу длиной около 100 *м*.

Вначале сбоку параллельно оси моста возводились лёгкие свайные подмости со скоростью 4 — 5 *пог. м/ч*, причём сваи забивались лёгким батарейным копром с двумя стрелами. Схема копра изображена на фиг. 57. Видно, что две лёгкие подвесные бабы поднимались фрикционными электролебёдками и забивали сваи впереди по ходу работ на расстоянии 2 — 3 *м* от ранее забитых. На забитые сваи укладывались двутавровые балки, и копёр перемещался вперёд и снова забивал новую пару свай; далее процесс повторялся.

Вслед по готовым подмостям двигался копёр-треугольник, который забивал основные сваи.

Такая схема организации работ обеспечила требуемую скорость возведения моста.

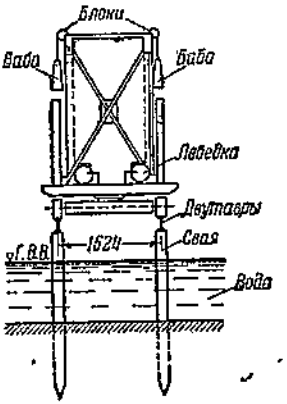
Второй пример взят из заграничной практики[1]. Мол для причала

[1] «Concrete and Constructional Engineering», April, 1940, Vol. XXXV, № 4, статья A. M. Robertson «Скоростное строительство на сваях».

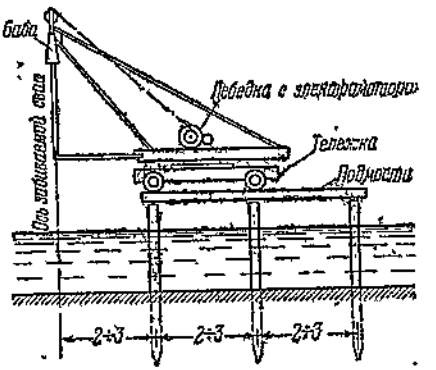
кораблей водоизмещением 4 000 *т*, состоящий из наклонных железобетонных свай, перекрытых железобетонной плитой, возводится без подмостей.

Требовалось следующее оборудование: деррик-кран для подвозки свай к копру, копёр с шестью неподвижными стрелами (четыре для наклонных железобетонных свай и две для деревянных защитных свай), компрессор, котёл и молот.

Вдоль по забитым сваям деррик-краном укладывались заранее заготовленные железобетонные связи, причём стык их на сваях связывается бетонным блоком, бетонируемым на месте. Благодаря применению быстро



Фиг. 57



Фиг. 58

схватывающегося цемента уже через 24 часа оказывается возможным пропускать вперёд сначала копёр, а затем кран для забивки следующего ряда свай и укладки новых связей.

Одновременно к сваям и к уложенным по ним железобетонным связям подвешивается опалубка, и вслед за забивкой свай ведётся бетонирование плиты.

Таким способом мол длиной 133 *м* можно построить за 10 рабочих недель.

§ 5. ФИЗИЧЕСКИЕ ЯВЛЕНИЯ, ПРОИСХОДЯЩИЕ В ГРУНТЕ ПРИ ЗАБИВКЕ СВАЙ

Во время забивки сваи в грунт в последнем происходит ряд явлений, с которыми необходимо ознакомиться, для того чтобы сознательно подойти к выбору как метода погружения и порядка производства работ, так и метода расчёта свай и свайных оснований.

Выпирание грунта. Свая, погружаясь в грунт, выжимает его в стороны, и так как сопротивление выпиранию грунта в стороны значительно больше сопротивления выпиранию вверх, то, естественно, грунт выпирается вверх.

При забивке первого ряда свай выпирание грунта происходит более или менее симметрично. Наибольшая высота пучения находится на оси ряда свай и равна в некоторых случаях 10 — 40 *см*.

При последовательно рядовой бойке свай, т. е. когда сперва забивается первый ряд, затем второй, затем третий (соседний со вторым) и т. д., выпирание грунта оказывается нарастающим по ходу бойки, и вследствие этого профиль выпертого грунта оказывается

односторонне приподнятым. Иными словами, грунт отжимается главным образом вперёд по ходу бойки, вследствие чего выпирание происходит неравномерно. Объясняется это тем, что ранее забитый ряд оказывает большое сопротивление выпиранию грунта в его сторону.

Выпирание грунта происходит главным образом с полевой стороны свай. Что же касается межсвайного пространства, то здесь выпирание невелико и наблюдается непосредственно возле забиваемого ряда свай. Грунт между ранее забитыми рядами свай при бойке последующих рядов почти не выпирает.

Уплотнение грунта и причины, его обусловливающие. Однако не весь грунт выпирается сваями, часть его уплотняется. В самом деле, если измерить объём выпертого грунта $V_{гр}$ и объём погружённых свай $V_{св}$, то окажется, что их отношение

$$k = \frac{V_{гр}}{V_{св}},$$

называемое коэфициентом выпирания, всегда будет меньше единицы. Опыт показывает, что k колеблется от 0 до 0,7 в зависимости от целого ряда факторов, а именно: от первоначальной и минимально возможной пористости грунта, степени его водопроницаемости, способности грунта уплотняться при встряске, степени густоты забиваемых свай, т. е. от количества или, правильнее, объёма погружаемых в грунт свай на единицу площади котлована.

Рассмотрим отмеченные факторы более подробно.

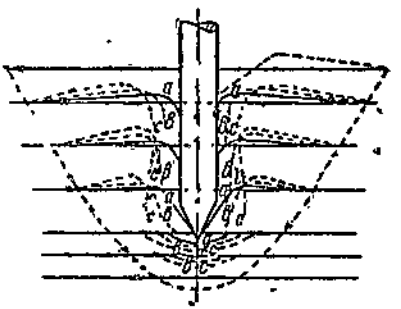
Как известно, уплотнить грунт так, чтобы в нём не было пор, нельзя; какой-то минимум пор должен существовать даже в сильно уплотнённом грунте. Если объём свай $V_{св}$ будет больше разницы между объёмом пор V_0, имеющимся в грунте до забивки свай, и минимально возможным объёмом пор V_m, получившимся в результате бойки свай в зависимости от развиваемого в грунте давления (т. е. при соблюдении условия $V_{св} > V_0 - V_m$), то явление выпирания будет иметь место. Из сказанного вытекает, что самый факт выпирания указывает на достижение той предельной уплотнённости грунта, которой можно достигнуть в данных условиях применением забивных свай.

Если поры грунта полностью заполнены водой, то уплотнение предполагает уменьшение влажности, т. е. вытеснение воды, находящейся в порах. Известно, что скорость движения воды в грунтах зависит от величины пор и для мелкозернистых грунтов ничтожно мала. Отсюда следует, что процесс сжатия глины есть процесс, требующий значительного времени, измеряемого годами. Сжатие же грунта в момент бойки свай продолжается весьма короткое время. Следовательно, отжать воду из глины в том объёме, который необходим для предельного уплотнения, оказывается невозможным, вследствие чего в малопроницаемых грунтах, какими являются глины, при бойке свай получается значительная величина выпирания грунта.

Из сказанного следует, что в малопроницаемых грунтах эффект уплотнения грунта будет тем больше, чем больше время погружения сваи в грунт.

Во время производства бойки свай создаётся встряска грунта, отчего твёрдые частицы грунта, занимавшие случайное малоустойчивое положение, под влиянием сил инерции сдвинутся или перевернутся и займут более устойчивое положение. Вследствие этого произойдёт уменьшение пористости. Наибольший эффект уплотнения встряской наблюдается в малосвязных песчаных грунтах. При забивке свай для береговых опор Володарского моста в Ленинграде наблюдалось в котловане следующее явление: грунт в непосредственной близости фронта бойки выпирался, а вдали оседал. Величина осадки доходила до 15 *см*. Несомненно, что эффект уплотнения от утряски зависит от типа снаряда, которым забивается свая. Установлено, что наилучшее уплотнение получается при снарядах, имеющих наибольший вес и делающих большое число ударов в единицу времени, т. е. при свайных молотах, которые и рекомендуется применять для забивки свай в малосвязные грунты.

Явление засасывания свай. В мелкопесчаных, илистых и слабоглинистых грунтах наблюдается явление засасывания свай. Оно выражается в том, что величина погружения свай от одного удара уменьшается в несколько раз после некоторого перерыва процесса бойки (так называемый отдых свай).



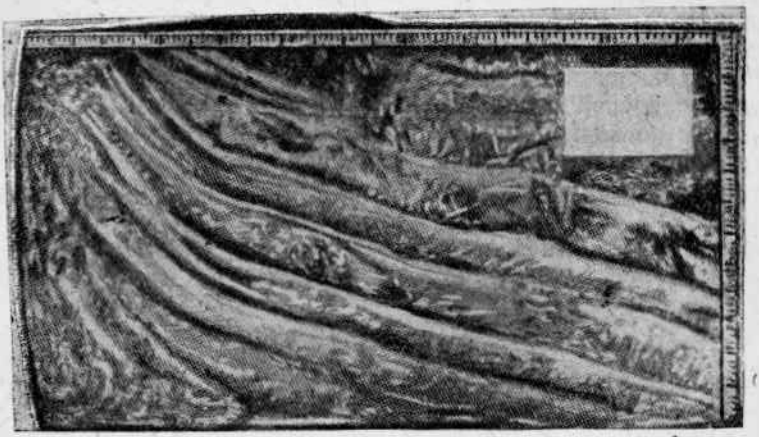
Фиг. 59

Это явление объясняется двумя причинами. Во-первых, при бойке свай происходит выжимание грунтовой воды в пространстве между грунтом и поверхностью сваи, вследствие чего создаётся как бы смазка боковой поверхности, и силы трения между грунтом и сваей уменьшаются до нуля; после прекращения бойки водяная оболочка исчезает, рассасывается и силы трения приобретают значительную величину. Во-вторых, после прекращения бойки под влиянием силы тяжести и внутренних, вызванных бойкой, напряжений взвешенные током выдавленные из пор грунтовой воды твёрдые частицы успокаиваются, происходит консолидация грунта, вследствие чего грунт приобретает новую структуру, становится менее сжимаемым и более прочным. В результате совокупного действия обеих причин наступает уменьшение величин погружения сваи от одного удара после отдыха; поэтому рекомендуется при расчёте свай учитывать сопротивление их после отдыха.

Характер деформации грунта вокруг свай и в межсвайном пространстве. Ясное представление о характере деформации грунта вокруг сваи дают опыты Гейса (фиг. 59), забивавшего модельные свайки длиной 1 *м* и диаметром 6,8 *см* в искусственно прослоенный песок, помещённый в стеклянный ящик. До забивки свай искусственно заложенные слои краски имели горизонтальное положение. После забивки те же слои приняли положение, изображённое на фиг. 59. Свая, погружаясь, увлекала грунт

за собой вниз; в то же время, вытесняя грунт, она выпирала его в стороны и вверх, вследствие чего слои оказались приподнятыми.

На фиг. 60 изображена фотография [1] деформированного грунта возле свай, забитых в ленточные глины, подтверждающая выводы Гейса. На фиг. 61 дана фотография деформированного грунта между



Фиг. 60

сваями. Здесь грунт последующей бойкой уплотнён, но неравномерно, а именно: у сваи больше, а посредине меньше. Лабораторные исследования грунта, расположенного у забитой сваи и между сваями, показывают, что в результате забивки наблюдается, как правило, улучшение строительных свойств грунта, т. е. грунт становится более



Фиг. 61

плотным, менее сжимаемым и более прочным, причём наибольший эффект наблюдается в песчаных грунтах и наименьший — в глинистых.

Зоны деформации. Вокруг забивной сваи образуются следующие четыре зоны деформированного грунта.

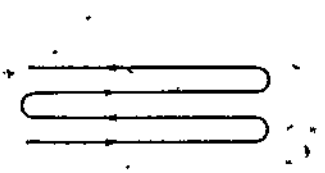
Первая зона толщиной 0,2 — 1,0 *см* может быть названа рубашкой, или обмазкой. Она плотно облегает сваю кольцом, легко

[1] По опытам 1934 г., произведённым инж. С. Я. Боженковым и инж. А. А. Бирюковым.

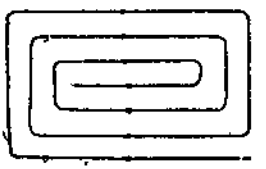
отделяется от остальной массы грунта и очень трудно разрывается; составлена из вышележащих пробитых сваей и приставших к свае грунтов и поэтому обычно резко отличается от остальной массы грунта по цвету. Рубашка обволакивает не только цилиндрическую часть сваи, но и заострение.

Вторая зона расположена концентрически с первой и имеет толщину до 20 *см*, а иногда и больше, доходя до 80 *см*. Ленты в этой зоне имеют выпуклость вверх (фиг. 60). Структура (первоначальная) грунта сохраняется на грани третьей зоны и совершенно теряется на грани с первой зоной. Грунт этой зоны уплотнён, о чём можно судить как по влажности, так и по объёмному весу.

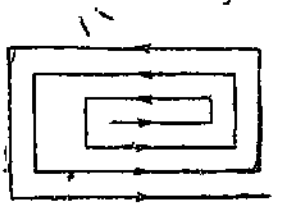
Третья зона начинается сейчас же за второй и кончается на расстоянии примерно до 160 *см* от второй зоны. Ленты имеют выпуклость вниз. Структура по виду сохранена, но плотность грунта по лабораторным исследованиям наименьшая — меньше, чем даже в четвёртой, мало нарушенной зоне. Здесь ленты имеют наибольшую



Фиг. 62



Фиг. 63



Фиг. 64

толщину; влажность также наибольшая; объёмный вес наименьший. Повидимому, третья зона — зона растянутого грунта и наибольшей влажности.

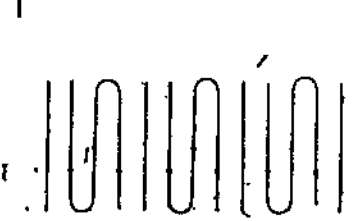
Четвёртая зона — переходная зона — очень мало нарушена и распространяется на расстоянии до 5 — 12 *м* (в зависимости от глубины погружения и водопроницаемости грунта) от центра сваи, плавно сливаясь с общей массой ненарушенного грунта.

Под откопанными сваями, т. е. под их остриём, обнаружен уплотнённый грунт, но толщина уплотнённого слоя невелика — примерно 50 *см* от конца сваи.

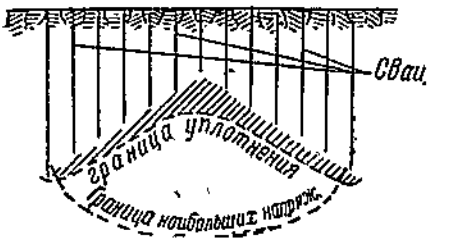
В межсвайном пространстве при обычно применяемых на практике расстояниях между сваями наблюдаются лишь две первые зоны; очень густое размещение свай вызывает разрушение грунта от чрезмерного давления, вследствие чего наблюдаются местные сдвиги грунта и трещинки.

Влияние порядка бойки на деформацию грунта и глубину погружения свай. Практически возможны следующие схемы порядка бойки свай: 1) сваи забиваются последовательно один ряд за другим, начиная с первого и кончая последними (фиг. 62); 2) сваи забиваются, начиная с периметра и кончая серединой (фиг. 63); 3) сваи забиваются, начиная с середины и кончая периметром (фиг. 64); 4) сперва забивается несколько рядов свай на значительном расстоянии друг от друга, а затем образовавшиеся ячейки забиваются сваями (секционный порядок, фиг. 65).

Деформация грунта при последовательно рядовом порядке неравномерна, что указывает на нецелесообразность этого способа, так как возможна неравномерная деформация сооружения. В том случае, когда бойку свай начинают с периметра, грунт концентрическими рядами всё более и более уплотняется и, наконец, уплотняется и напрягается настолько, что сваи в центре основания погружаются лишь на незначительную глубину. В результате сваи оказываются погружёнными на неравную глубину, и уровень нижних концов принимает седлообразное очертание (фиг. 66). На практике этот способ очень часто применяют с целью как можно большего уплотнения грунта. В известной мере это достигается, но нужно иметь в виду, что уплотнить грунт можно лишь до известного предела, что при этом порядке бойки грунт в центре основания очень перенапряжён и что зона уплотнения под сваями имеет незначительную толщину. Между тем наибольшие действующие напряжения в грунте, как увидим далее, возникают в центре основания и ниже уровня острия свай. Поэтому



Фиг. 65



Фиг. 66

целесообразность такого порядка бойки может быть признана лишь в очень рыхлых грунтах, где нижние концы свай принимают не седлообразное, а нормальное очертание.

Третий и четвёртый порядок бойки свай не имеют недостатков первого и второго порядков, и их рекомендуется чаще применять.

§ 6. ПОДМЫВНЫЕ СВАИ

В тех случаях, когда погружение свай в грунт забивкой оказывается невозможным вследствие большого сопротивления грунта прониканию сваи, а также для ускорения погружения свай в грунт рекомендуется применять струю воды.

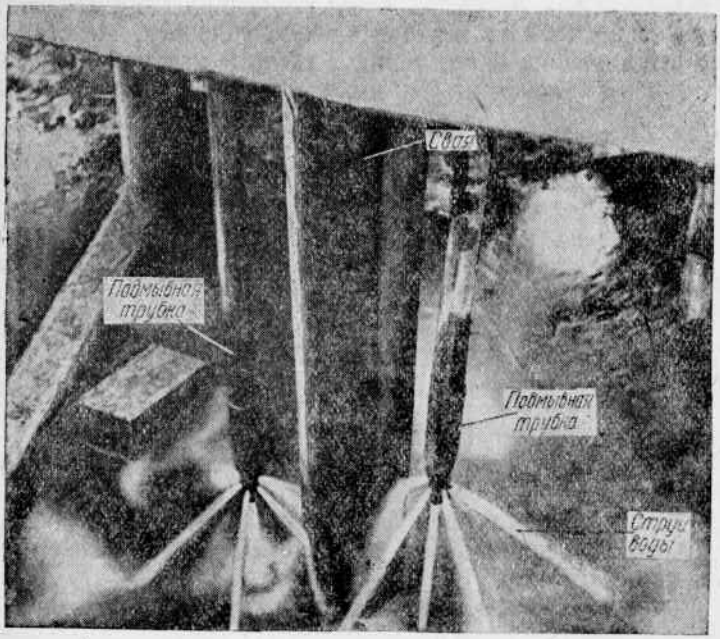
Примеры погружения свай струёй воды за границей и у нас показывают, что производительность погружения по сравнению с забивкой возрастает в несколько раз. Так, при забивке деревянных свай длиной 12 *м*, толщиной 0,40 *м* под устой Бруклинского моста удавалось забивать сваи без повреждений их стержня в глину с валунами на глубину всего лишь 3,5 *м*. Применение струи воды обеспечило быстрое погружение свай на проектную глубину 12 *м*. Струя воды разжижила глину и смещала камни, препятствовавшие погружению свай.

При погружении деревянных свай под опоры мостов на постройке б. Орловско-Витебской ж. д. сваи длиной 9 *м* машинным копром забивались по одной в день. Применение струи воды сократило время

погружения свай длиной 8 *м* на всю длину до 32 мин., из которых 7 мин. требовалось на погружение подмывом, а остальные 25 мин. — для добивки.

За границей были произведены специальные опыты по погружению свай струёй воды и забивкой. В первом случае требовалось 450 ударов бабы весом 4 *т* с высотой падения 1,2 *м*. Во втором случае требовалось вместе с добивкой 90 — 160 ударов.

В последнее десятилетие погружение свай струёй воды применялось при постройке мостов через Волгу у Горького, через Оку у Каширы, через Днепр у Канева, а также на Днепрострое, на Автозаводе в г. Горьком и других строительствах СССР.

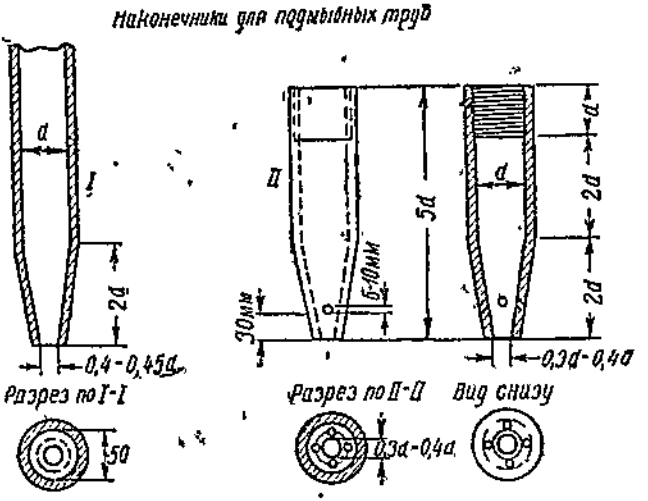


Фиг. 67

Сущность способа погружения свай струёй воды состоит в том, что к острию и боковой поверхности сваи через трубки под напором (от 2 до 12 *ат*) подводится вода, которая размывает грунт, взвешивает твёрдые частицы грунта и выносит их на поверхность котлована. Вода здесь теряет свою скорость, и твёрдые частицы грунта оседают на дно котлована. Таким образом, процесс размыва грунта состоит в нарушении структуры грунта, во взвешивании твёрдых частиц и выносе их на дневную поверхность, т. е. на поверхность дна котлована.

Погружение свай подмывом заключается в следующем. Две подмывные трубки, подвешенные тросом к блоку, укреплённому к шапочному брусу, располагаются симметрично боковой поверхности

сваи (фиг. 67). Струя воды размывает грунт, взвешивает и выносит его на дневную поверхность; свая же от собственного веса или от лёгких ударов бабы или молота, будучи освобождена от бокового трения грунта, легко погружается. Глубина погружения сваи струёй



Фиг. 68

воды не должна доводиться до проектной глубины на 1 *м*, после чего подмыв прекращают, подмывные трубки вытаскивают, а сваю добивают бабой или молотом до проектной глубины.

Подмывные трубки не должны быть связаны со сваей, а должны быть свободными. Во избежание засасывания трубок рабочие то поднимают их вверх, то вновь погружают, т. е. создают ритмичные движения, при этом каждый раз углубляя положение сопл. Сопла труб должны быть всегда ниже острия свай. Для того чтобы в любой момент узнать положение сопла относительно нижнего конца сваи, подмывные трубки, а также и свая размечаются, начиная снизу. Диаметр подмывных труб выбирается в пределах от 37 до 63 *мм*.

Таблица 7

Ориентировочные величины напора в подмывных трубах при погружении свай подмывом

Наименование грунтов	Напор в *кг/см*²
Растительные грунты, мелкие пески	2,5—5
Пески средней крупности, лёсс	5—7
Пески крупные, гравелистые грунты	7—12
Крупная слежавшаяся галька	12—15
Глины слабые и средней плотности	4—7
Плотные глины	7—12
Твёрдые глины	12—15

Оборудование для подмыва состоит из насосов, двигателей, труб и наконечников. На фиг. 68 изображены типы применяемых наконечников.

Расход воды для подмыва составляет от 300 до 2 000 *л/мин* (в зависимости от напора и диаметра труб) и требует надёжного источника воды.

В табл. 7 и 8 приведены данные, рекомендуемые НКПС для предварительного проектирования подмывной установки.

Таблица 8

Ориентировочные данные расхода воды при погружении свай подмывом

Наименование грунта	Расход воды в *л/мин*
Глинистые грунты, мелкий мокрый песок	300—600
Пески средние и крупные	600—1 000
Гравелистые грунты со включением камня	1 000—2 000

В качестве мощного передвижного агрегата могут быть рекомендованы к употреблению изготовляемые в СССР пожарные мотопомпы с ротационными коловоротными насосами (завод «Прометь», Ленинград) со следующими показателями (табл. 9).

Таблица 9

Тип насоса	Диаметр патрубка в *мм*		Производительность в *л/мин*	Напор в *м*	Мощность в *ЛС*
	всасывающий	нагнетательный			
С	88	78	900	80	29
Д	96	78	1 200	80	42

Несмотря на большую производительность погружения свай в грунт струёй воды по сравнению с забивкой и широкое применение этого метода за границей, у нас в СССР он применяется ещё очень мало. Объясняется это двумя причинами: опасением, что струя воды, разрушая грунт, уменьшает сопротивление сваи, т. е. уменьшает несущую способность сваи; отсутствием хорошего качества аппаратуры и относительно малым опытом в деле погружения свай подмывом.

В Научно-исследовательском институте транспортного строительства НКПС в 1933 — 1934 гг. инж. С. Я. Боженковым были произведены опытные работы, в результате которых выяснилось, что несущая способность подмывных свай, погружённых в песчаные грунты, не отличается от несущей способности забивных свай, если после применения струи воды применяется добивка. Объясняется это тем, что песчаные грунты способны быстро уплотняться от встряски, причём при добивке свай на 1 *м* получаются вполне достаточная встряска и достаточное уплотнение грунта. Судить о степени уплотнения грунта можно по объёму погружённых свай $V_{св}$ и объёму вынесенного струёй воды грунта $V_{гр}$, причём последний может быть определён по разностям отметок дна котлована до и после погружения свай. Для пояснения приведём один пример.

Под одним из устоев Волжского моста у г. Горького были погружены струёй воды железобетонные сваи. После погружения свай струёй они были добиты молотом № 7.

При подсчёте оказалось, что $V_{гр} = 63{,}2\ м^3$ и $V_{св} = 79{,}4\ м^3$.

Отношение

$$\frac{V_{гр}}{V_{св}} = \frac{63{,}2}{79{,}4} = 0.8.$$

Следовательно, в данном случае имеется уплотнение грунта. Оно получилось в результате добивки свай, так как при добивке песчаный грунт уплотнился от встряски.

Добивка свай существенно необходима и должна обязательно производиться: она уплотнит грунт.

Для сравнения несущей способности свай на той же строительной площадке были испытаны статической нагрузкой как забивные, так и подмывные сваи. Испытания показали, что если после погружения сваи струёй воды она будет добита на глубину около 1 *м*, то различие в несущей способности между подмывной и забивной сваями не имеется. Таким образом, опасения, что подмывные сваи имеют меньшую несущую способность для песчаных грунтов, неосновательны. Что касается глинистых грунтов, то опыты с ними были поставлены в ограниченном количестве, вследствие чего их следовало бы расширить и уже после этого дать определённое заключение для этих грунтов. Если же сваи своими нижними концами должны опираться на твёрдый грунт, а забивка их до этого твёрдого грунта затруднительна, то в этом случае применение струи не вызывает сомнений независимо от рода проходимого сваями грунта.

Глава III

НАБИВНЫЕ И КОМБИНИРОВАННЫЕ СВАИ

§ 7. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Существенным недостатком железобетонных свай является и значительный вес и то, что для транспортировки их, а также для погружения в грунт требуется мощное оборудование. Так, для забивки железобетонных свай сечением 60 × 60 *см* и длиной 35 *м* строители Манильского порта применяли бабы весом 13,5 *т* и длиной 5,2 *м*. Для забивки железобетонных свай длиной 22 *м* и сечением 45 × 45 *см* строители Ленинградского порта применили бабу весом 9 *т*. Железобетонные сваи под набережную Мадрасского порта имели длину 27,5 *м* при сечении 63 × 63 *см*. Вес их достигал 28 *т*.

Эти сваи оказалось невозможным забить самыми тяжёлыми бабами, и каждая из них погружалась посредством двенадцати одновременно действующих подмывных струй.

Набивные сваи при одной и той же глубине погружения в грунт требуют для своего изготовления более простого и лёгкого оборудования, чем железобетонные забивные.

Сущность набивных свай состоит в том, что в грунте на месте расположения сооружения образуют скважину, в которую иногда

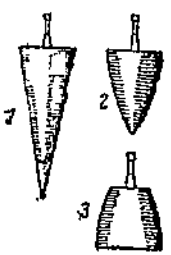
опускают арматуру, а затем скважину заполняют бетоном. В результате получается бетонный, когда арматуры не опускали, или железобетонный стержень, погружённый в грунт. Многочисленные типы набивных свай различаются между собой по способу изготовления скважины в грунте и по способу заполнения её бетоном. Изготовление скважины в грунте может быть произведено самыми различными способами, а именно: последовательным уплотнением и раздвиганием грунта в стороны специальной бабой, падающей с некоторой высоты; бурением с одновременным укреплением образованной скважины обсадными трубами; забивкой в грунт специальной оболочки или обсадных труб; погружением в грунт специальной оболочки или обсадных труб струёй воды; при этом может быть применён подмыв внутренний, последовательный или параллельный.

Заполнение скважины бетоном может быть произведено как с применением, так и без применения сжатого воздуха.

В зависимости от комбинации способов образования скважины и методов заполнения её бетоном набивные сваи носят то или иное название по имени их изобретателя или фирмы, изготовляющей их. Ниже рассмотрены некоторые из них.

§ 8. СВАИ «КОМПРЕССОЛЬ»

Способ образования скважины последовательным уплотнением и раздвиганием грунта в стороны специальной бабой, падающей с некоторой высоты, применяется в сваях, носящих название «Компрессоль». Для образования скважины применяются бабы, изображённые на фиг. 69. Вес баб доходит до 1,5—2 *т*, а диаметр — до 85 *см*. Баба при своём падении углубляется в грунт, уплотняя его и раздвигая в стороны. Рядом последовательных ударов удаётся ввести её в грунт на значительную глубину, доходящую до 15 *м*. Углубление считается законченным, если плоская баба от 5 ударов при высоте падения с 10 *м* углубляется на 3—5 *см*. Разумеется, описанный способ изготовления скважины применим лишь в связных, не насыщенных водой, грунтах. Грунт, насыщенный водой, от ударов бабы разжижается, и скважина заплывает жидким грунтом. Изготовленная скважина заполняется бетоном или песком и гравием. Заполнение производится порциями с последующим трамбованием каждой порции бабой с плоским дном, вследствие чего достигается значительное уширение сваи. При диаметре бабы в 85 *см* наибольшая ширина сваи была достигнута в 150 *см*.



Фиг. 69

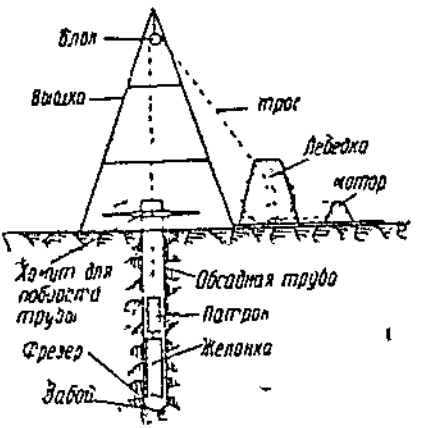
На сваях «Компрессоль» построен мост «Возрождение» через р. Тибр (Италия), мост через р. Самбр у Мобежа, вокзал в Плохингене (Вюртемберг), здание министерства юстиции в Париже и другие сооружения.

Описанный тип свай не получил широкого распространения из-за невозможности гарантировать бетон хорошего качества, из-за попадания грунта в толщу бетона и из-за невозможности образовать скважину в любых условиях.

§ 9. СВАИ СТРАУСА

Способ образования скважины посредством бурения с одновременным укреплением скважины обсадными трубами применим в любых грунтовых условиях. Образование скважины в грунте посредством бурения, вообще говоря, известно строителям давно. Но для набивных свай этот способ был применён впервые Страусом в 1899 г.

Для образования скважины применяются обыкновенный буровой инструмент, т. е. ложки, желонки, змеевики и прочие напарья, а самый процесс образования скважины ничем не отличается от процесса образования скважины при обычных буровых работах. Основным недостатком этого способа является его большая трудоёмкость, в результате чего на образование скважин затрачивается до 80% всего времени, необходимого для изготовления сваи, а стоимость составляет до 70% от полной стоимости сваи. Объясняется это слабой механизацией процесса бурения. По существу оно исполняется вручную. Поэтому в настоящий момент всё внимание строителей устремлено на механизацию процесса буровых работ. Некоторые достижения в этом направлении уже имеются. Так, например, при прохождении скважиной песчаных, супесчаных и даже глинистых грунтов значительное ускорение процесса производства работ даёт применение фрикционной электролебёдки и желонки с патроном. Последний подвешивается для увеличения веса и силы удара желонки о грунт при её падении.



Фиг. 70

Общая схема установки изображена на фиг. 70. Она состоит из: трёх- или четырёхногой вышки, легко передвигаемой с места на место вручную посредством ломиков; фрикционной лебёдки с мотором, которые установлены на общей станине-раме, изготовленной из брусьев; троса, патрона, желонки, обсадных труб, представляющих свинченные друг с другом звенья длиной 2 — 6 *м*, и другого бурового инструмента (хомуты, ключи и т. д.). Нижний конец обсадной трубы усиливается специальной насадкой (зубцы), называемой фрезером. Фрезер имеет назначение разрыхлять грунт при повороте трубы.

Достоинства бурового способа опускания обсадных труб следующие: отсутствуют сотрясения, которые могли бы повредить окружающие сооружения (последним недостатком обладают все забивные сваи, где удары бабы создают вибрацию грунта); возможно опускание обсадных труб в существующих зданиях при небольшой высоте помещений, так как здесь не требуется копёр большой высоты; глубина погружения обсадных труб не ограничивается; не требуется дорогого и сложного оборудования; в результате бурения получается достаточно точная картина расположения пластов грунта.

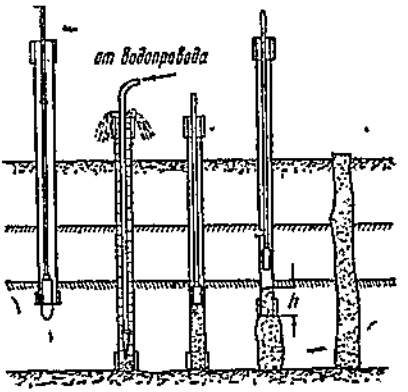
После окончания изготовления скважин дальнейший процесс может протекать различно в зависимости от метода укладки бетона. На фиг. 71 изображён процесс изготовления свай системы Страуса. Скважина после изготовления промывается, из неё удаляется грязь, а затем начинается укладка бетона. Укладка бетона производится при помощи особой бетоньерки с открывающимся дном. Бетоньерка, наполненная бетоном, опускается в скважину, где и разгружается посредством открытия дна. После заполнения скважины бетоном на некоторую высоту его трамбуют посредством особой трамбовки и одновременно несколько приподнимают трубу, вытаскивая её. Под влиянием силы трамбования бетон раздаётся в стороны, утолщая сваю и уплотняя грунт. Труба должна быть приподнята настолько, чтобы в ней оставался столб бетона (пробка) некоторой высоты h. Высота пробки h должна быть не менее 1,0 — 1,2 *м*. Если низ обсадной трубы окажется выше верха бетона, то между бетоном и низом трубы образуется щель, в которую устремляется грунт или грязная вода, вследствие чего свая получится слоёной, т. е. недоброкачественной. После окончания трамбования скважина снова заполняется бетоном и снова производится трамбовка с одновременным вытаскиванием труб. В конечном итоге получается свая с весьма неровной боковой поверхностью. В последнее время применяют не жёсткий, а литой бетон. В этом случае трамбование не применяется. Для того чтобы боковое давление грунта не превысило бокового давления со стороны бетона, скважина заполняется литым бетоном сразу на полную глубину. Трубы при их вытаскивании подвергаются систематической встряске или посредством ударов кувалды по их боковой поверхности или посредством работы вибратора, укреплённого на трубе. Одновременно труба вращается вокруг вертикальной оси. Под влиянием силы собственной тяжести, а также под влиянием вибрации бетон плавно опускается вниз. В местах с боковым давлением, несколько бо́льшим давления окружающего грунта, он раздаётся в стороны, образуя небольшие утолщения там, где оказался грунт с наименьшим сопротивлением боковому давлению.

Для восприятия растягивающих и скалывающих напряжений, возникающих в свае вследствие её несимметричности (т. е. несовпадения центра нагрузки с центром сечения), а также вследствие возможного отклонения её оси от направления действующей силы, она армируется. Арматура может быть расположена как по всей длине сваи, так и лишь на части её длины, начиная от головы (фиг. 72). С этой целью заранее изготовленный каркас из железных стержней опускают в обсадную трубу ещё до заполнения бетоном той части скважины, где по проекту располагается арматура, а затем скважина вместе с арматурой заполняется бетоном.

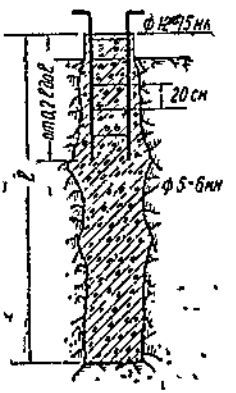
При наличии в скважине грунтовой воды сперва погружают в трубу мешок с бетоном, затем забивают этим мешком забой и по отвердении бетона удаляют из скважины воду, после чего начинают укладку бетона изложенным выше способом. При сильном напоре мешки с бетоном не избавляют от воды. Бетонирование же под водой хотя и возможно, но качество подводного бетона, как известно, значительно ниже бетона, уложенного насухо. Сваи системы Страуса нашли бо-

лее широкое применение, чем сваи «Компрессоль», но при наличии большого притока грунтовой воды применение их нецелесообразно, так как качество бетонного стержня, как установлено неоднократными раскопками, не отвечает техническим требованиям.

В таких случаях целесообразно применять или сжатый воздух, посредством которого удаляется вода из скважины и бетон уплотняется (т. е. прессуется), или предварительно опускать остающуюся в грунте оболочку, закрытую снизу. Сваи, изготовленные с приме-



Фиг. 71



Фиг. 72

нением сжатого воздуха, получили название п н е в м о с в а й, а изготовленные с применением остающейся в грунте оболочки — с в а й с о б о л о ч к о й.

§ 10. ПНЕВМОСВАИ

Сжатый воздух при изготовлении набивных свай впервые был применён инж. Шейнах в Киеве вскоре после появления свай инж. Страуса. Далее в этом же направлении были предложены сваи Михаэлис-Маста, Грюна и Бильфингера, Фишера, Вольфсгольца и др. Здесь описаны лишь пневмосваи ЦИС НКПС и ВИОС, предложенные инж. С. Я. Боженковым и А. А. Гузеевым и применённые на ряде строек СССР Мостотрестом НКПС, Главстройпромом НКТП и др.

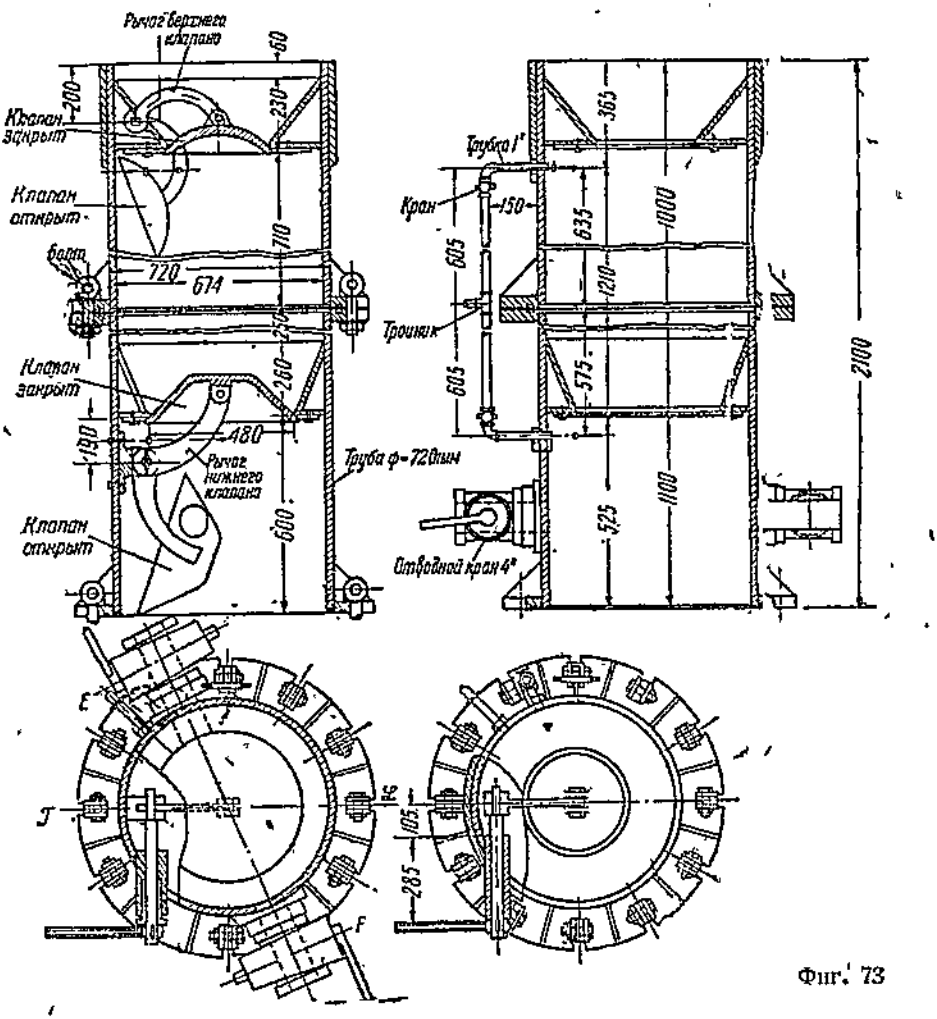
После погружения обсадной трубы в грунт к её верху присоединяется шлюзок (фиг. 73 и 74).

Шлюзок состоит из двух обрезков трубы, оборудованных клапанами и кранами и соединённых между собой при помощи приваренных фланцев и болтов.

Шлюзок может быть использован как одноклапанный, так и двухклапанный.

В первом случае к обсадной трубе присоединяется только нижняя секция шлюзка (фиг. 74а), затем через впускной кран при закрытом клапане впускается в трубу сжатый воздух, и находящаяся в скважине вода удаляется через забой и сифонную трубу (специально установленную для этой цели). После удаления воды сжатый воздух

выпускается из скважины, одновременно открывается клапан, и скважина загружается литым бетоном. Затем клапан закрывается и вновь выпускается сжатый воздух. Бетон под влиянием давления сжатого воздуха раздвигается в стороны, утолщая сваю и уплотняя грунт. После подъёма труб на некоторую высоту (причём высота

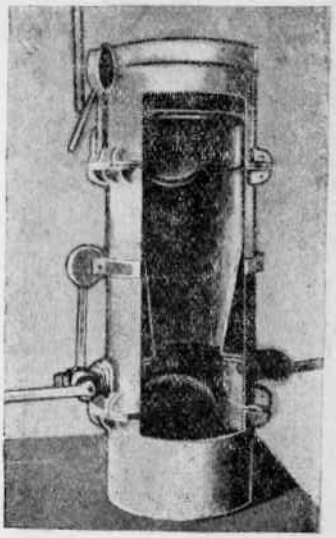


Фиг. 73

подъёма должна быть такой, чтобы в трубе обязательно оставалась пробка из бетона высотой h) сжатый воздух снова выпускается из скважины, клапан открывается и труба загружается новой порцией бетона. Таким образом, одноклапанный шлюзок является «действующим периодически».

Двухклапанный, наоборот, действует непрерывно. При двухклапанном шлюзке нет надобности выпускать воздух из трубы, так как

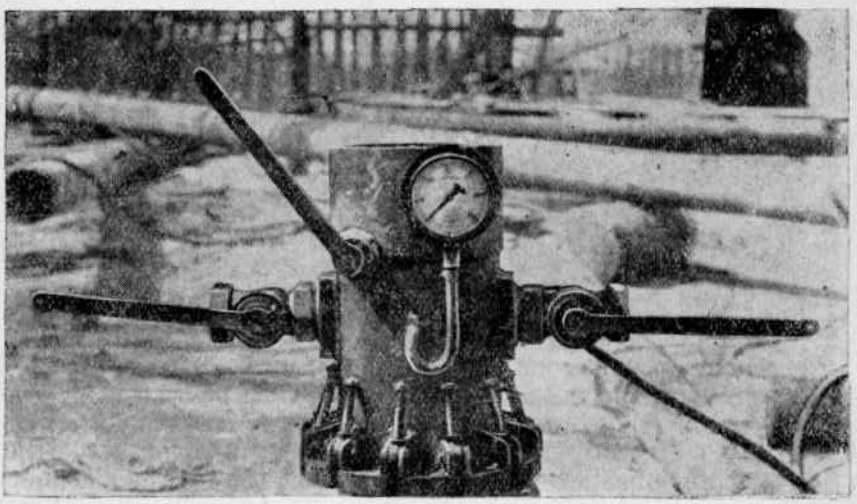
в тот момент, когда загрузка бетона производится через верхний клапан, нижний клапан закрыт. Затем, когда пространство между верхним и нижним клапанами будет заполнено бетоном, закрывается верхний клапан, а нижний открывается, и бетон проваливается в скважину; затем нижний клапан закрывается, а верхний открывается, и загружается новая порция бетона и т. д. Общий вид заполнения скважины бетоном изображён на фиг. 75. Из изложенного видно, что при помощи сжатого воздуха не только удаляется вода из скважины, но при этом самый бетон прессуется и раздвигается в стороны, уплотняя грунт. В результате объём сваи получается значительно больше объёма трубы, о чём можно судить по объёму израсходованного бетона.



Фиг. 74

Подсчёты показывают, что в слабых грунтах объём уложенного бетона примерно вдвое больше объёма трубы.

Центрльаным научно-исследовательским институтом пути и строительства НКПС были раскопаны опытные пневмосваи, а грунты вокруг них подверглись лабораторным исследованиям. Из опытов выяснилось,

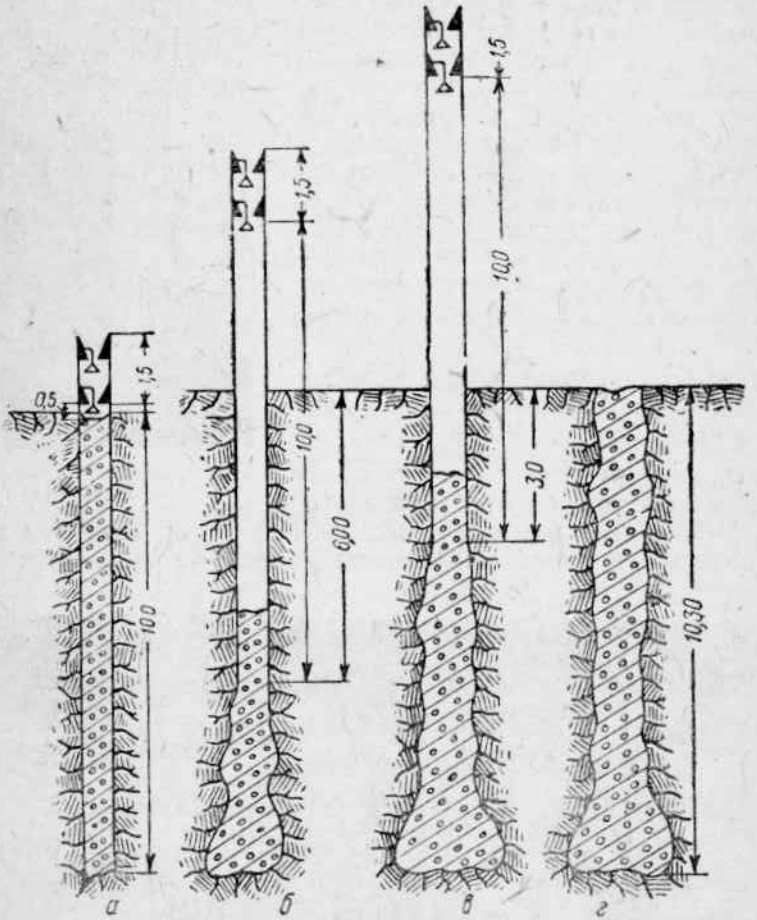


Фиг. 74а

что стержни сваи имеют значительные уширения (фиг. 76), особенно в тех слоях, где расположены слои слабого грунта, а грунт

вокруг свай оказывается более плотным, причём зона уплотнённого грунта равна примерно внутреннему радиусу обсадной трубы.

У раскопанных свай Страуса наблюдались меньшие уширения ствола и меньшая зона уплотнения грунта (примерно в два раза). Перед заполнением скважины бетоном требуется произвести зачистку забоя скважины.



Фиг. 75

В забое скважины, как показывает опыт, грунт обязательно нарушен. Он нарушается как буровым инструментом, так и фильтрующей в скважину грунтовой водой. Зачистить скважину настолько, чтобы дойти до ненарушенного грунта, удаётся лишь при твёрдых грунтах; обычно же это не удаётся. При массовом изготовлении свай проконтролировать качество зачистки забоя техническому надзору очень трудно: это требует много времени. Кроме того, самая зачистка также отнимает много времени. Поэтому целесообразно после окончания погружения трубы в забой скважины забивать короткую деревянную или железобетонную свайку длиной 1,0 — 1,5 *м*

с диаметром несколько меньшим, чем внутренний диаметр обсадной трубы. Забивка этой свайки не вызывает затруднений и производится желонкой, заполненной для увеличения её тяжести песком и арматурным железом. После забивки свайки труба промывается, затем присоединяется шлюзок, удаляется вода и начинается укладка бетона с последующим подъёмом обсадных труб. В этом случае бетон укладывается не в ослабленный в забое грунт, а на достаточно прочно заколоченную свайку, которая имеет надлежащий контакт с ненарушенным грунтом.



Фиг. 76

Пневмосваи могут быть армированы как частично, так и на полную глубину. Несмотря на недавнее появление этих свай, они нашли применение как в железнодорожном строительстве при сооружении опор мостов, так и в других видах строительства (набережные, промышленные здания и пр.).

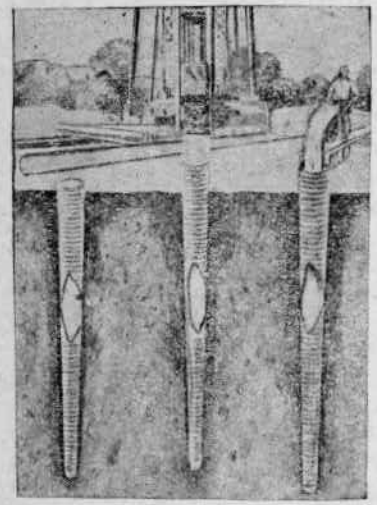
Отрицательными сторонами пневмосваи являются медленность производства работ и необходимость тщательного контроля за качеством бетона, процессом его укладки и выпрессовки, а также за работами по извлечению труб. Неумелая организация работ, медленное бетонирование, вследствие чего бетон схватывается, а также отсутствие надлежащего контроля за вытаскиванием труб могут давать брак этих свай. Кроме этого, для изготовления пневмосвай требуется пневматическое оборудование (компрессор, воздухосборники, воздухопроводы).

§ 11. СВАИ РАЙМОНДА

Надёжной защитой бетона от грунтовой воды в момент его укладки является остающаяся оболочка в грунте. Типичными представителями этих свай являются конические сваи Раймонда (США), процесс изготовления которых показан на фиг. 77.

Оболочка состоит из волнистого листового железа толщиной 1,0 — 1,5 *мм*, причём жёсткость оболочки обеспечивается закатанной стальной проволокой в виде спирали, помещаемой в канавках оболочки. Оболочка забивается в грунт при помощи стального сердечника, состоящего из полого конуса, разрезанного в продольном направлении на два-три сектора, и из стального стержня, входящего внутрь полого конуса и связанного с ним шарнирными распорками. От ударов бабы стержень расклинивает полный конус сердечника и сильно прижимает его к стенкам оболочки сваи. При выдёргивании вверх стержень открывает конус сердечника от оболочки и вытяги-

вает его за собой. Коническая форма оболочки принята для облегчения выдёргивания сердечника. На фиг. 77 показан ряд последовательных этапов производства свай: забивка оболочки, удаление сердечника и укладка бетона. Сваи Раймонда принято относить к разряду набивных свай, но, как видно из описания, их следовало бы относить к забивным металлическим сваям, так как отличие их от металлических состоит лишь в особой конструкции металлической оболочки.



Фиг. 77

Недостатки свай Раймонда состоят в необходимости иметь копро-



Фиг.78



Фиг. 79

вое оборудование и специальное оборудование (оболочки, сердечники).

Кроме того, при забивке оболочки в грунте возникают вибрации, что не позволяет забивать эти сваи в непосредственной близости к существующим сооружениям.

§ 12. НАБИВНЫЕ СВАИ С ЗАБИВАЕМОЙ И В ПОСЛЕДУЮЩЕМ ИЗВЛЕКАЕМОЙ ИЗ ГРУНТА ОБОЛОЧКОЙ

Этот вид свай был предложен в США инж. Чеменом и впервые был осуществлён фирмой «Симплекс» в 1903 г. Затем появились сходные по идее со сваями «Симплекс» сваи «Франкиньоль» и сваи «Харлей Эббот».

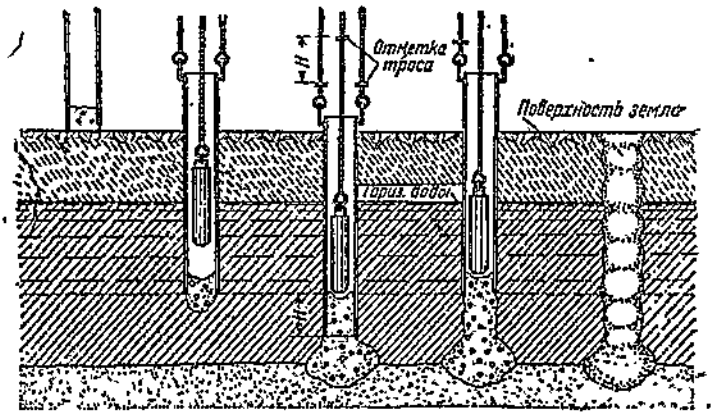
Отличительной особенностью этих свай является погружение в грунт забивкой закрытой снизу обсадной трубы, в заполнении её затем бетоном, а если требуется, то и арматурой с одновременным извлечением обсадной трубы из грунта.

Описание этих свай здесь не приводится; идея их иногда используется на практике, т. е. обсадная труба закрывается снизу пробкой (фиг. 78 и 79), а внутрь трубы вставляется деревянный подбабок, по которому затем наносятся удары бабой. Так как пробка имеет больший диаметр, чем обсадная труба, то последняя погружается

в грунт от собственного веса или лишь от лёгких ударов, не деформирующих трубу.

После погружения трубы её заполняют бетоном, а самая труба постепенно вытаскивается. Заполнение скважины может быть произведено как с применением, так и без применения сжатого воздуха.

Достоинство набивных свай, изготовляемых с закрытой снизу оболочкой, извлекаемой из грунта, состоит в том, что они уплотняют грунт, вследствие чего несущая способность их несколько выше несущей способности буровых свай. Недостаток их состоит в том, что забитые трубы труднее выдернуть, а в некоторых случаях выдернуть не удавалось совсем. Применение струи воды могло бы парализовать указанный недостаток. Погружение труб струёй воды производится так же, как и деревянных или железобетонных свай. Чтобы грунт не попадал внутрь трубы, нижний конец её закрывается пробкой.



Фиг. 80

Струя воды может быть применена для размыва грунта внутри трубы, если труба погружена в грунт забивкой, причём нижний конец её не был закрыт снизу. В этом случае после окончания размыва и удаления грунта из трубы необходимо погрузить далее трубы буровым способом на глубину не менее 1 *м* и затем произвести зачистку забоя скважины.

§ 13. СВАИ СИСТЕМЫ ФРАНКИ

В последние годы за границей получили широкое распространение сваи системы Франки. Последовательный процесс их изготовления изображён на фиг. 80. Труба, установленная на поверхность грунта, заполняется на высоту около 1 *м* жёстким (очень сухим) бетоном. Затем тяжёлой трамбовкой наносят удары по бетону; он заклинивается в трубе и образует пробку. Трения между бетоном и трубой достаточно для того, чтобы последующими ударами пробка вместе с трубой внедрялась в грунт.

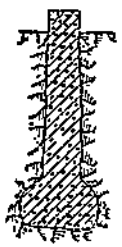
Когда достигнута требуемая глубина, дальнейшее погружение трубы предотвращается путём подвешивания её на раме свайного

молота, но забивка продолжается, вследствие чего пробка из трубы выбивается вниз.

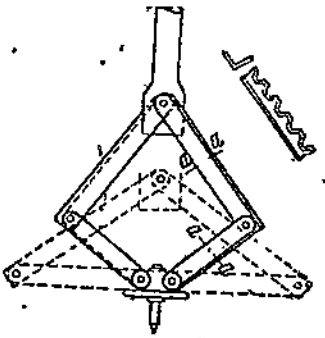
Далее начинают заполнять трубу бетоном с постепенным извлечением трубы вверх, причём бетон трамбуется той же трамбовкой. В результате получается свая с неровной поверхностью и со значительно уплотнённым вокруг неё грунтом.

§ 14. СВАИ С УШИРЕННОЙ ПЯТОЙ

Для повышения несущей способности некоторые инженеры нижнему концу набивной сваи придают уширяющееся книзу очертание (фиг. 81). С этой целью тем или иным способом в забое скважины делают соответственное уширение в грунте, а затем скважину заполняют бетоном.



Фиг. 81

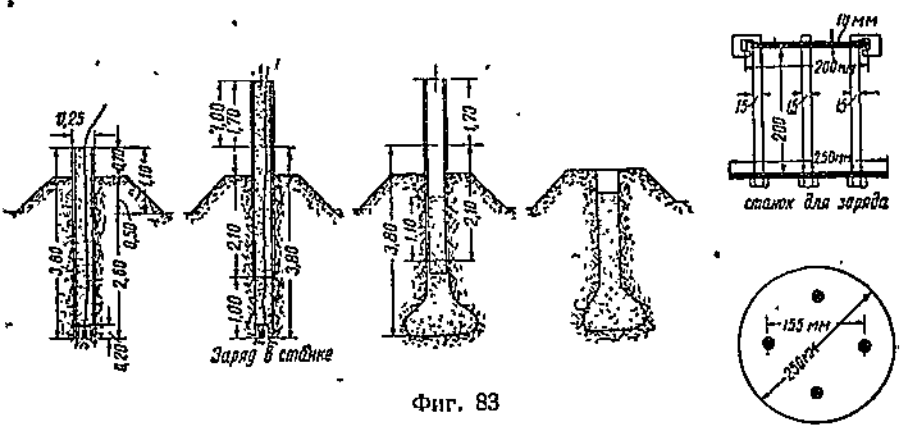


Фиг. 82

Простейший способ уширения нижнего конца сваи состоит в том, что в скважину опускают особый раздвигающийся фрезер. Он состоит из кусков углового железа, шарнирно соединённых между собой. При надавливании штанги фрезер развигается и при своём вращении вокруг вертикальной оси вырезает уширение (фиг. 82).

Если грунт в забое имеет значительную подвижность, то изготовленное уширение будет заваливаться грунтом.

В этих случаях уширение делают посредством взрыва. Среди свай, изготовляемых по этому способу, пользуются известностью сваи Вильгельми.



Фиг. 83

В пробуренную скважину в особом станке закладывают заряд взрывчатого вещества, затем укладывают бетон и поднимают обсадную трубу на высоту около 1 *м*. Включением электрического тока взрывают заряд. Образовавшаяся после взрыва полость автоматически заполняется бетоном из обсадной трубы, создавая тем самым уширение основания (фиг. 83).

§ 15. ВЫВОДЫ ПО ПРИМЕНЕНИЮ НАБИВНЫХ СВАЙ

Набивные сваи ещё не нашли широкого применения на практике. Их применяют в большинстве случаев при усилении и переустройстве фундаментов или при сооружении новых зданий вблизи существующих, т. е. тогда, когда нельзя применять забивку из опасения повредить смежные здания или по причине большой глубины и необходимости иметь мощное оборудование.

Причины малого распространения набивных свай в основном сводятся к следующему: они значительно дороже забивных (в два-три раза); требуют значительно большего времени для их изготовления, чем забивные (в три-пять раз); требуют тщательного технического надзора за их изготовлением, точной фиксации времени всех операций по заполнению скважины бетоном, в противном случае сваи будут недоброкачественными. Если свая только что изготовлена и рядом с ней делается буровая скважина, возможен обвал грунта и бетона в изготовляемую скважину. Расстояние между сваями a, при котором не может быть описанного явления, зависит от целого ряда факторов, как то: степени подвижности грунтов, консистенции и быстроты схватывания бетона и др. Опыт показывает, что в обычных грунтовых условиях при средней подвижности грунта и нормальном цементе для свай из литого бетона расстояние a должно быть не менее 2 $м$. Если сваи должны быть погружены чаще, то приходится некоторые из них пропускать и приготовлять после затвердения бетона соседних свай.

Если обсадная труба забивается рядом с только что изготовленной свежей сваей, то возможно искривление сваи выпиранием грунта. Расстояние a также должно быть не менее 2 — 3 $м$, причём забивка более ближних свай возможна после затвердения бетона. При подъёме обсадных труб возможно заклинивание бетона в трубе, вследствие чего неизбежен разрыв ствола сваи. Поэтому необходимо самое тщательное наблюдение за процессом вытаскивания труб и осадкой бетона в трубе.

§ 16. КОМБИНИРОВАННЫЕ, ИЛИ СМЕШАННЫЕ, СВАИ

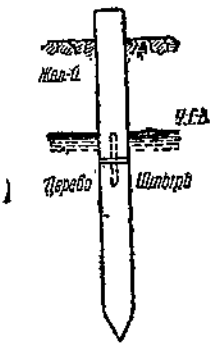
Ввиду сравнительной дороговизны железобетонных и набивных свай по сравнению с деревянными, а также при наличии агрессивных вод, вредно действующих на бетон, в целом ряде случаев оказывается целесообразным применять комбинированные (смешанные) сваи. Впервые они были применены Мебусом в 1902 г. Комбинированная свая состоит из следующих трёх частей: нижней и верхней частей и стыкового устройства.

Нижняя часть представляет собой деревянную сваю. Она погружается в грунт так, что верх её должен быть всегда ниже уровня грунтовой воды. Верхняя часть состоит из бетона или железобетона.

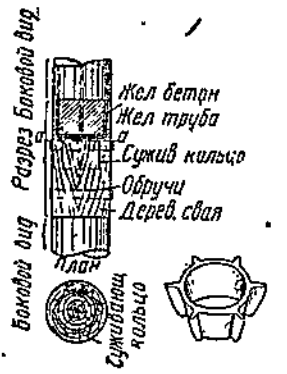
Комбинированные сваи различаются по конструкции своей верхней части и конструкции стыкового устройства. По конструкции верхней части комбинированная свая может быть трёх видов.

Первый вид комбинированных свай — железобетонный стержень, присоединяемый к деревянной свае. На фиг. 84 изображена

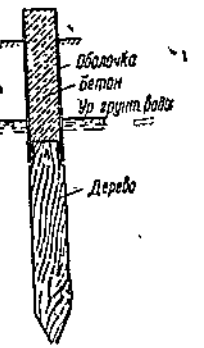
комбинированная свая, применённая при устройстве одного из складов в Ленинградском торговом порту. Она состоит из деревянной сваи, которая погружалась в грунт обычным способом, т. е. забивкой. Когда уровень её головы сравнивался с поверхностью земли, на нее устанавливался железобетонный подбабок квадратного сечения с заделанным штырём в нижнем его торце. Штырь входил в заранее просверленное отверстие в деревянной свае, после чего продолжалась забивка сваи, но удары наносились уже не по деревянной, а по железобетонной свае или, вернее, по наголовнику железобетонной сваи. Деревянная часть имела длину 6 *м*, а железобетонная — 4 *м*. Недостатком описанной сваи является шарнирное соединение в стыке, вслед-



Фиг. 84



Фиг. 85



Фиг. 86

ствие чего нижняя часть сваи при дальнейшей забивке может отклониться от вертикального положения и ось сваи окажется не прямой, а ломаной линией.

На фиг. 85 изображён стык между железобетонной и деревянной сваями системы Геймбаха. Нижний конец железобетонной сваи оканчивается железной трубой, которая свободно надевается на деревянную сваю. К торцу железобетонной сваи прикреплено клиновидное кольцо, которое с силой вдавливается в деревянную сваю, вследствие чего последняя раздаётся в стороны и прижимается к железной трубе. Чтобы труба не лопнула, она усилена обручами. Описанный стык способен воспринимать изгибающие, а также растягивающие усилия.

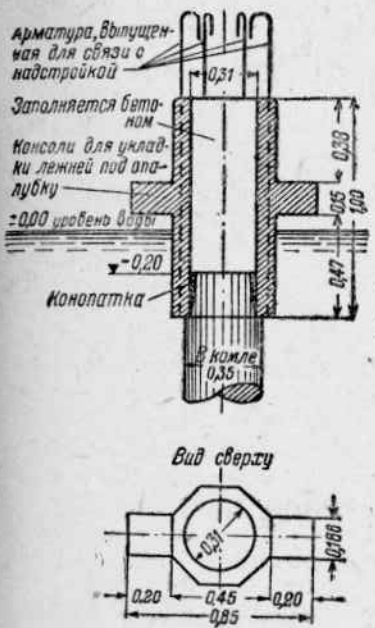
Второй вид комбинированных свай изображён на фиг. 86. Сваи этого вида представляют собой деревянной стержень и оболочку, заполненную бетоном. Оболочка может быть как металлической, так и железобетонной.

На фиг. 87 изображена конструкция железобетонной оболочки, применяемой в некоторых портах СССР. При малой длине железобетонная оболочка превращается в своего рода оголовник, надеваемый на забитую деревянную сваю.

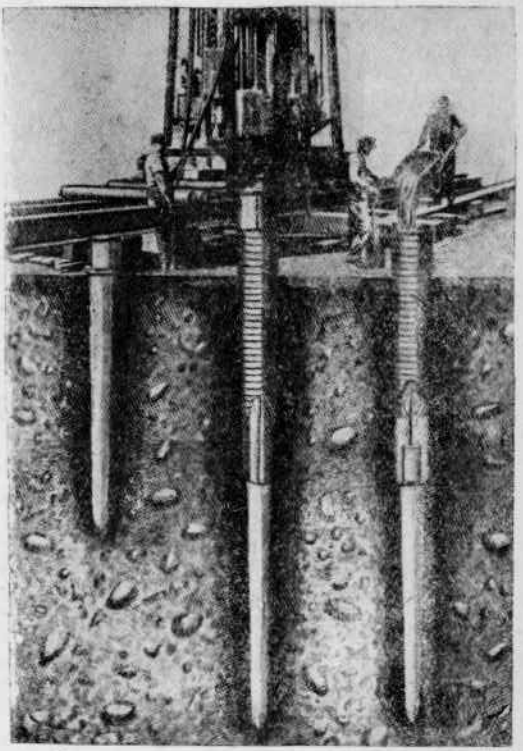
На фиг. 88 изображена свая системы Раймонда в комбинации с деревянной. Эта свая получила название «Композит». Процесс изготовления её виден на фиг. 88. Сперва забивается деревянная свая, за-

тем наставляется оболочка, а в оболочку вставляется особой конструкции сердечник, по которому наносятся дальнейшие удары. После погружения деревянной сваи и оболочки на проектную глубину сердечник вынимается, а оболочка заполняется бетоном. На фиг. 89 показана деталь стыка сваи «Композит».

При постройке новых цехов одного завода в Донбассе применялись смешанные сваи описываемого вида. Сперва забивалась деревянная свая, затем наставлялась железная оболочка, которая пришивалась гвоздями к свае. Далее внутрь оболочки вставлялся сердечник в виде бревна, и бойка продолжалась, причём удары наносились по бревну. Затем по окончании погружения сердечник удалялся, а оболочка заполнялась бетоном. Стыковое устройство отсутствует, что является слабым местом этих свай.



Фиг. 87



Фиг. 88

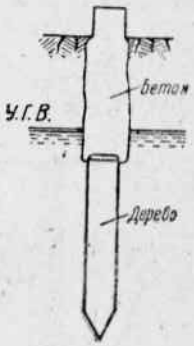
Третий вид комбинированных свай изображён на фиг. 90. В этом случае на нижнюю деревянную часть установлена набивная бетонная свая. Такие сваи были применены на одном из строительств в Ленинграде. Изготовлялись эти сваи следующим образом. Сперва была погружена обсадная труба; затем внутрь трубы при помощи сердечника была забита деревянная свая. После погружения деревянных свай и промывки обсадных труб последние заполнялись бетоном

с одновременным вытаскиванием их вверх. Верх набивной сваи армировался.

Как видно из описания, как конструкции, так и приёмы устройства комбинированных свай самые разнообразные. Основным недостатком этих свай является слабость стыка, вследствие чего сваи не способны воспринимать ни растягивающих, ни изгибающих усилий.



Фиг. 89



Фиг. 90

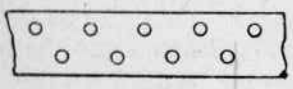
Поэтому такие сваи могут быть допущены в сооружениях, воспринимающих лишь вертикальную нагрузку.

Глава IV

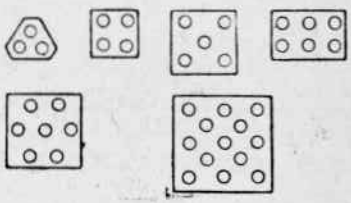
КОНСТРУКЦИЯ СВАЙНЫХ ОСНОВАНИЙ

§ 17. РАЗМЕЩЕНИЕ СВАЙ В ПЛАНЕ

Сваи под сооружением могут быть размещены по одному из чертежей, изображённых на фиг. 91 — 94, что зависит от очертания фун-



Фиг. 91

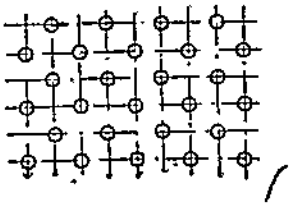


Фиг. 92

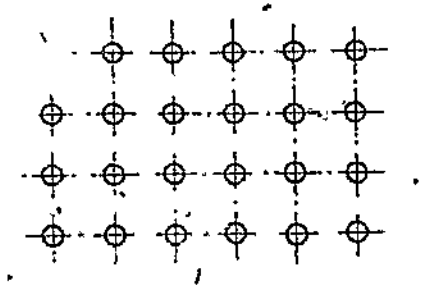
дамента сооружения в плане (стена — фиг. 91, колонна — фиг. 92, сплошные плиты — фиг. 93 и 94), качества грунтов, в которые погружены сваи, величины и места приложения нагрузки.

Расположение свай, изображённое на фиг. 94, называется рядовым, а изображённое на фиг. 93 — шахматным. Шахматное располо-

жение свай предпочтительнее рядового, так как при нём давление, передаваемое от свай грунту, распределено более равномерно по площади основания. Однако если нижние концы свай опираются на твёрдый грунт (скала, конгломерат и т. п.), то шахматное расположение никаких преимуществ перед рядовым не имеет.



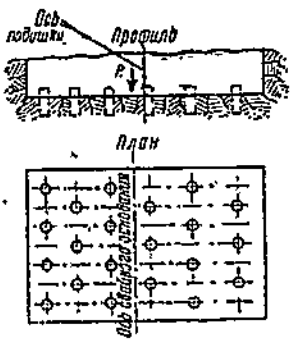
Фиг. 93



Фиг. 94

Если равнодействующая всех сил в основании приложена не в центре площади, то сваи располагаются неравномерно, они располагаются более сгущённо там, где действуют большие усилия (фиг. 95). Рекомендуется располагать сваи так, чтобы центр тяжести площади поперечных сечений свай совпадал с центром нагрузки, т. е. с точкой приложения равнодействующей всех сил.

Расстояние между сваями должно быть в пределах 3,0 — 3,5 d, где d — диаметр сваи. Мотивируется это тем обстоятельством, что в большинстве случаев при указанном расстоянии достигается предел уплотнения грунта. Более густое размещение не улучшает строительных качеств грунта, но приводит к чрезмерной забивке свай, вследствие чего как ствол сваи, так и грунт разрушаются.



Фиг. 95

§ 18. РОСТВЕРКИ НА СВАЯХ

После окончания погружения свай их головы соответственно обрабатываются и покрываются ростверком.

Ростверки могут быть низкими и высокими. Низким ростверком называется такой, который своей площадью непосредственно соприкасается с грунтом, а высокий возвышается на некоторую высоту над поверхностью.

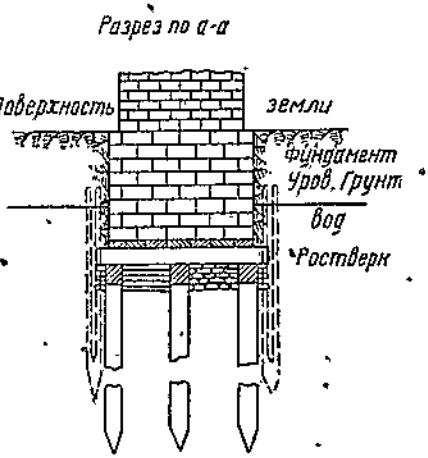
Ростверки делаются деревянные, бетонные и железобетонные.

Деревянные ростверки устраиваются только при деревянных сваях, причём в последнее время почти не применяются, уступив своё место бетонным и железобетонным.

Низкий свайный ростверк. Деревянный низкий ростверк состоит из насадок, поставленных на потайные шипы, на-

рубленные в головах свай, и перпендикулярных им брусьях и досках (фиг. 96). Иногда вместо брусьев применяют схватки.

Каждый брус кроме названных потайных шипов укладывается ещё на два сквозных. Их назначение — удерживать брусья от всплывания в случае затопления котлована водой. В сквозной шип вбивается клин, который трением своим удерживает брус.

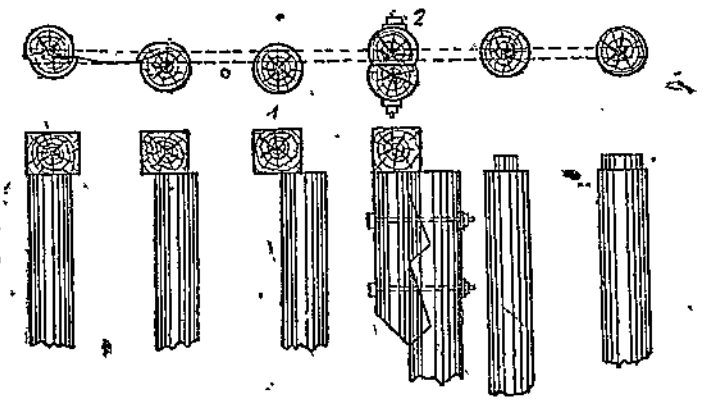


Фиг. 96

Таким образом, система насадок и брусьев или схваток связывает все сваи в единое сооружение, образуя клетки, которые заполняются щебнем или гравием. Поверх насадок из досок делается настил, на котором устраивается фундамент (фиг. 96).

Деревянные ростверки имеют ряд недостатков.

Оси свай того или иного ряда должны находиться в одной плоскости, так как в противном случае насадка будет опираться не на все сваи, а самая нагрузка от фундамента на некоторые сваи будет приложена эксцентрично. На фиг. 97 изображено устройство *2*, применяемое в случае значительного отклонения свай в сторону от насадки. На той же фиг. 97 цифрой *1* показана свая, где насадка захватывает лишь край головы сваи. На таких сваях шип не нару-

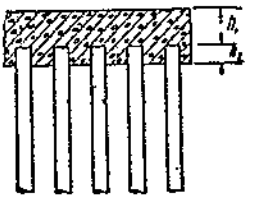


Фиг. 97

бается. Это устройство состоит из подставки, соответственно врубленной и сболченной с головой сваи. Нагрузка от фундамента будет приложена в виде силы, расположенной в центре насадки, и, следовательно, свая будет испытывать напряжение не только от сжатия, но и от изгибающего момента, что значительно повысит величину дей-

ствующего напряжения в сечении сваи. Деревянный ростверк должен быть расположен ниже самого низкого уровня грунтовых вод, в противном случае он сгниёт. Для изготовления ростверка требуются высококвалифицированные плотники, а самый объём плотничных работ значителен.

Всех этих недостатков не имеют бетонные или железобетонные ростверки, представляющие собой подушку толщиной не менее 50 *см*, что зависит от требуемой жёсткости ростверка. Бетонный ростверк применяется как при деревянных, так и при бетонных и железобетонных сваях. Схема бетонного ростверка изображена на фиг. 98. Глубина заделки голов деревянных свай, работающих на сжатие, должна быть не менее 2 d[1], где d — диаметр сваи.


Фиг. 98

Глубина заделки голов деревянных свай, работающих на выдёргивание, значительно больше, чем свай, работающих на сжатие; при этом голова сваи специально обрабатывается в виде ласточкина хвоста, а бетон ростверка во избежание его раскалывания армируется вокруг головы сваи спиралью (фиг. 99).

Толщина бетонного ростверка, лежащего над сваями (фиг. 98), при работе свай на сжатие рассчитывается на срез головками свай, т. е.

$$h_1 > \frac{P}{\pi d \tau}, \qquad (3)$$

где h_1 — толщина бетонного ростверка над головой свай;
d — диаметр сваи;
P — нагрузка на сваю;
τ — допускаемое напряжение на срезывание бетона, равное 3 — 4 *кг/см*^{2}.

Толщина ростверка, лежащего ниже голов свай, т. е. глубина заделки голов свай в ростверк при работе свай на выдёргивание и при условии обделки головы сваи по фиг. 99, равна

$$h_2 > \frac{P_в}{\pi d \tau}, \qquad (4)$$

где $P_в$ — растягивающее усилие в свае, а остальные значения те же, что в формуле (3).

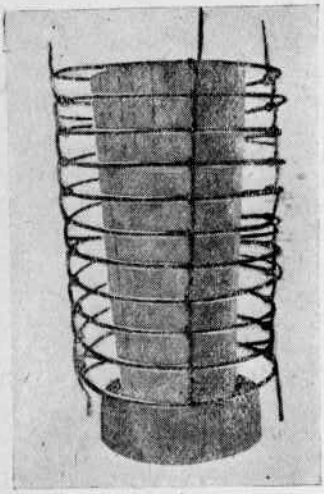
Для лучшей связи между сваями и предупреждения их смещения и образования трещин в ростверке головы свай сбединяются иногда круглым железом (фиг. 100) или деревянными схватками, которые впоследствии остаются в бетоне.

Арматура железобетонных и набивных бетонных свай обнажается и отгибается таким образом, чтобы сваи и ростверк были хорошо связаны между собой (фиг. 101, 101а).

---

[1] Согласно указаниям Технических требований НКПС на производство работ.

Расстояние между сваями не должно быть очень большим, так как в противном случае в ростверке могут появиться значительные растягивающие напряжения. Внешняя кромка ростверка должна выступать за сваи на величину не более 1,5 диаметра сваи. В железобе-

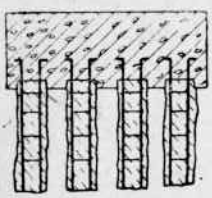


Фиг. 99

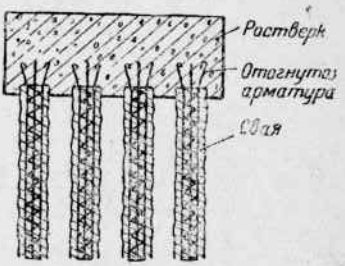


Фиг. 100

тонном ростверке расстояния между сваями могут быть более значительными, так как здесь опасаться растягивающих напряжений нет основания. Железобетонный ростверк применяют в сочетании с железобетонными и бетонными сваями.



Фиг. 101



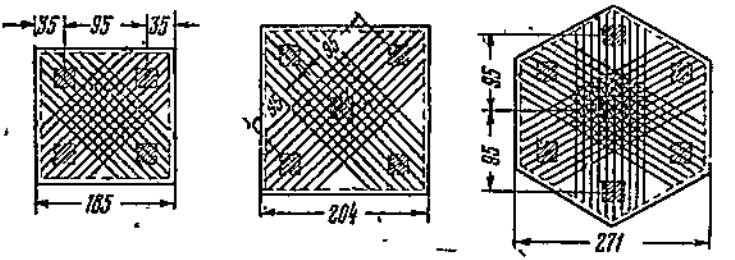
Фиг. 101а

На фиг. 102 и 103 показаны примеры расположения рабочей арматуры. Она располагается или параллельно диагонали или параллельно сторонам. Первое решение применяется для кустов, состоящих из четырёх, пяти и семи свай, а второе — во всех остальных случаях, в том числе и для ленточных фундаментов.

На фиг. 104 приведён чертёж железобетонного ростверка под ко-

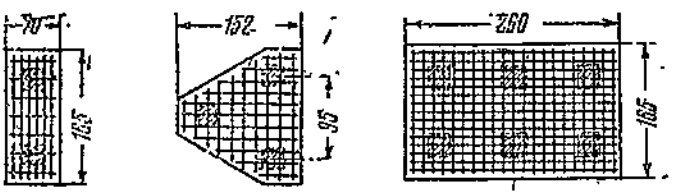
лонку, покрывающего четыре железобетонные сваи. Такая конструкция рекомендуется английскими авторами [1].

На фиг. 105 изображены конструкции железобетонных ростверков под колонны, уложенных по деревянным сваям. В этом случае также рекомендуется под железобетонным ростверком устраивать подготовку из тощего бетона, шлака или битого кирпича общей толщиной 15 — 30 *см*.



Фиг. 102

Высокий свайный ростверк. Для устройства низкого свайного ростверка требуется оградить котлован от притока воды перемычкой. Этого не требуется для высокого свайного ростверка. Самый ростверк может быть как деревянным, так и бетонным и железобетонным. На фиг. 106 изображён высокий свайный ростверк под опору одного моста. Видно, что головы свай спилены на значительной высоте от дна реки.



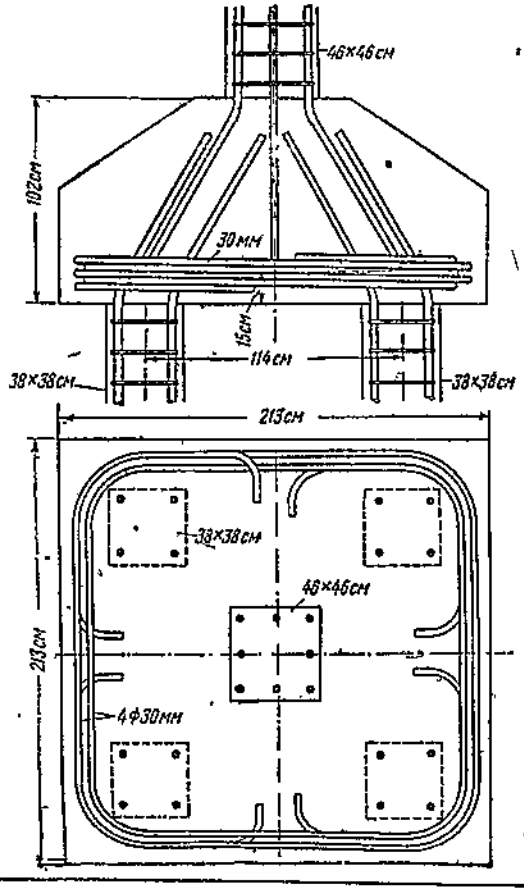
Фиг. 103

На головы свай был опущен понтонный ящик, на днище которого было возведено тело опоры. По окончании работ стенки ящика были удалены, а днище осталось под опорой. Для увеличения сопротивления изгибу от действия горизонтальных сил пространство между сваями было заполнено подводным способом бетоном на гидравлической извести. Опалубкой для бетона служили шпунтовые стенки, забитые вокруг опоры. Для предохранения опоры от подмыва она обсыпана камнем.

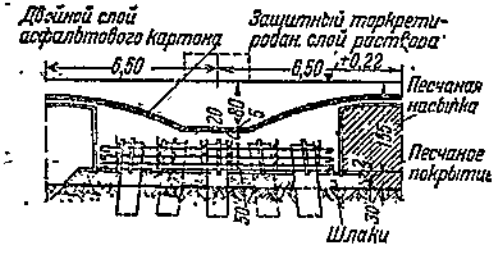
Опоры, конструкция которых изображена на фиг. 106, безупречно работают более 120 лет.

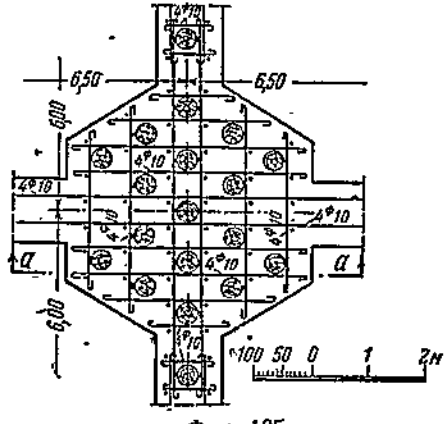
В настоящее время пространство между сваями не заполняют бетоном, а для увеличения устойчивости применяют наклонные сваи,

[1] T. E. Wentworth-Sheilds and W. S. Gray. Reinforced concrete piling. London, 1938.



Фиг. 104





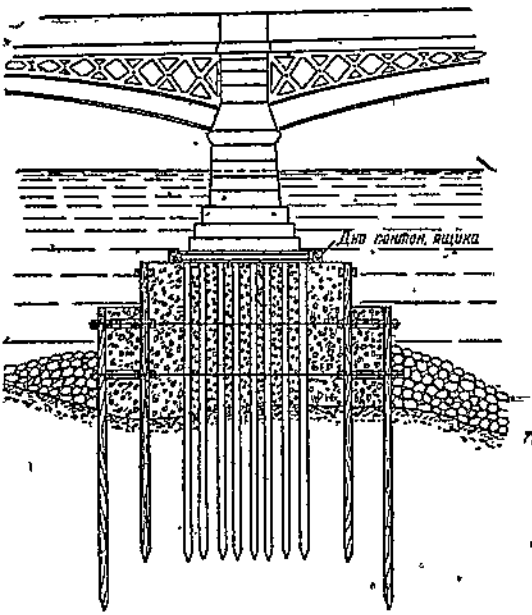
Фиг. 105

так как при этом получается меньшее стеснение живого сечения реки.

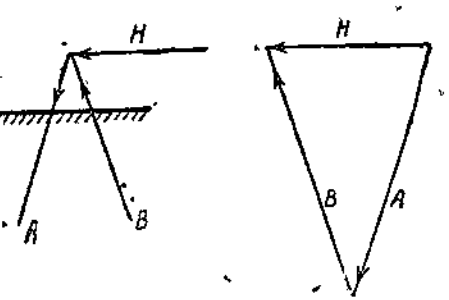
Примеры высоких свайных ростверков современной конструкции приведены ниже. Однако, прежде чем их рассматривать, выясним роль наклонных свай.

§ 19. СВАЙНЫЕ ОСНОВАНИЯ С НАКЛОННЫМИ И КОЗЛОВЫМИ СВАЯМИ

В том случае, когда свайное основание испытывает не только вертикальную, но и горизонтальную нагрузку (причём угол наклона равнодействующей к вертикали более 3 — 5°), применяются наклонные сваи. Во избежание изгиба сваи угол наклона сваи должен быть равен углу наклона равнодействующей. Однако забить сваи под таким углом иногда не удаётся, а кроме того, в некоторых случаях угол наклона равнодействующей является величиной переменной, а иногда горизонтальная составляющая меняет своё направление на обратное. В этих случаях целесообразно применить козловые сваи. Сущность их состоит в том, что прикладываемое горизонтальное усилие H раскладывается (фиг. 107) на два направления A и B, причём свая одного направления (B) выдёргивается, а другого (A) сжимается; следовательно, изгиба в сваях нет. Если горизонтальное усилие меняет своё направление, то сваи работают на выдёргивание и на сжатие попеременно. Если же имеется и вертикальная составляющая усилия, то, смотря по его величине, может оказаться, что сваи на выдёргивание работать не будут, так как от вертикального усилия возникают только сжимающие усилия.



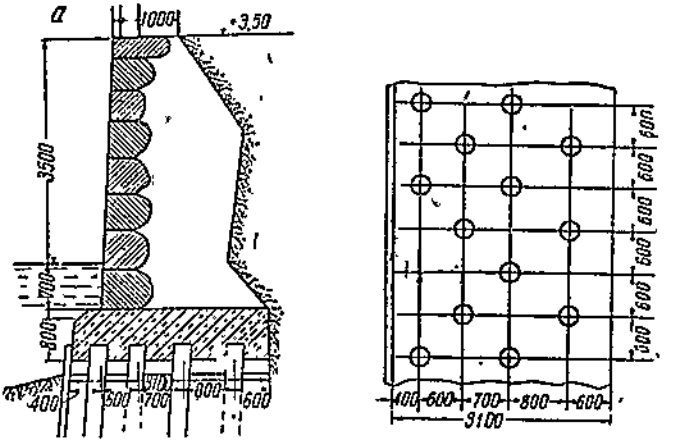
Фиг. 106



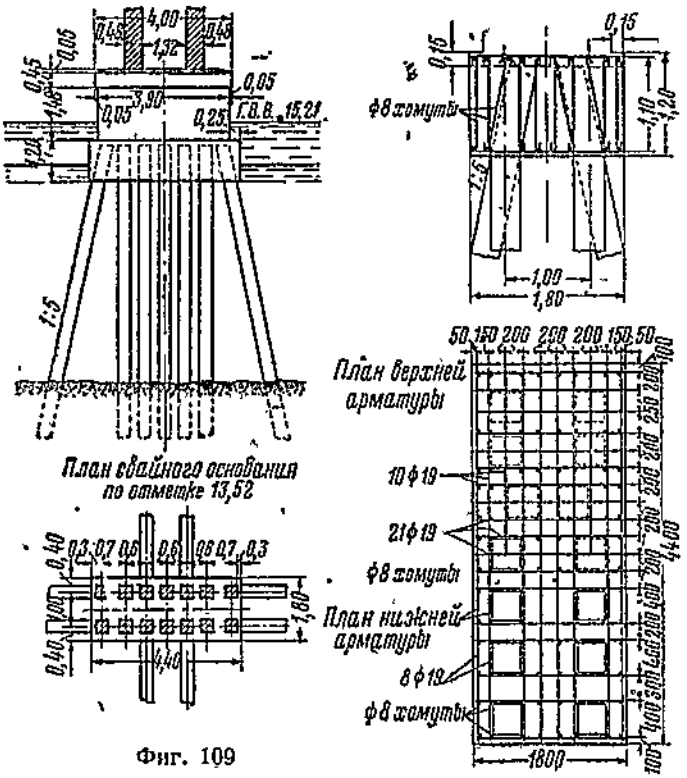
Фиг. 107

Наклонные и козловые свайные основания перекрываются ростверками того же устройства, что и вертикальные сваи. На фиг. 108 изображена подпорная стенка набережной одного канала, основание

которой состоит из деревянных наклонных свай. Ростверк низкий бетонный; угол наклона свай 6°. На фиг. 109 приведены бык на свай



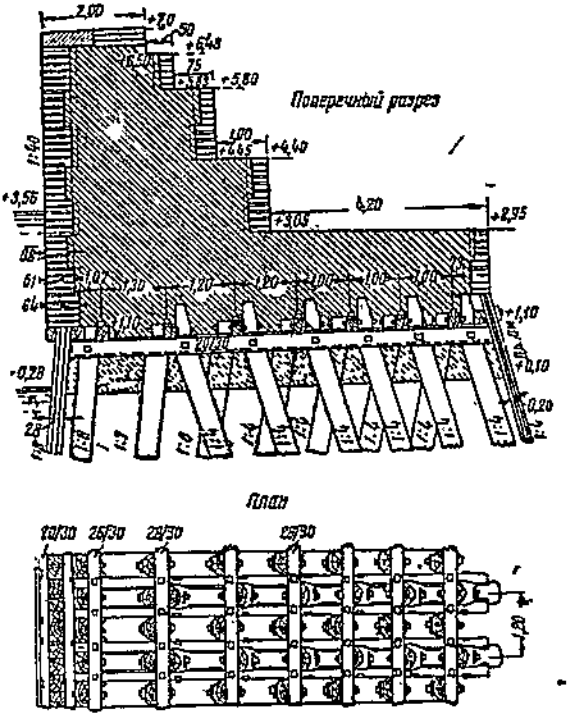
Фиг. 108



Фиг. 109

ном основании и подушка. Видно, что наклонные сваи имеют наклон 1 : 5. Глубина заделки голов в подушку достигает 1 *м*. Подушка ар-

мирована двойной арматурой; нижняя и верхняя арматуры состоят из стержней диаметром 19 *мм*. Между нижней и верхней арматурами поставлены хомуты из железа диаметром 8 *мм*. На подушку установлен бетонный массив, на верху которого расположена железобетонная опорная плита, служащая опорой для пролётных строений. Пример устройства деревянного ростверка козловых свай указан на фиг. 110. Чтобы обеспечить работу свай на выдёргивание, приходится прибегать к соединениям голов свай посредством врубок, болтов, хомутов и т. д.



Фиг. 110

§ 20. ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ ПО ИЗГОТОВЛЕНИЮ РОСТВЕРКА

Производство работ по изготовлению низкого свайного ростверка состоит из следующих операций: спиливания головы сваи и обмывки её водой; нарубания шипов; выемки и выравнивания грунта между сваями; укладки насадок; постановки схваток или брусьев; засыпки и трамбовки клеток между брусьями и насадками или устройства подготовки из битого кирпича, щебня, гравия и т. д.; устройства настила по насадкам в деревянном ростверке; укладки бетона в бетонном ростверке и укладки арматуры и бетона в железобетонном ростверке.

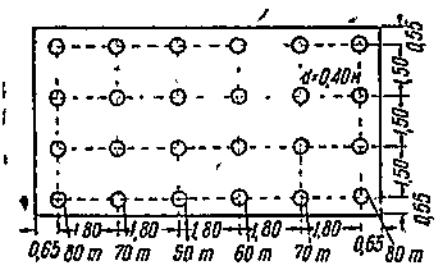
Все эти работы обычные, и особых пояснений к ним не требуется. Производство работ при высоком свайном ростверке несколько сложнее; так, например, спиливание голов деревянных свай, а также устройство деревянного ростверка должны быть сделаны под водой. Для спиливания свай под водой употребляются специальные циркульные пилы. Устройство деревянного ростверка под водой может быть произведено с помощью водолазов.

§ 21. ПРИМЕРЫ ПРИМЕНЕНИЯ СВАЙ

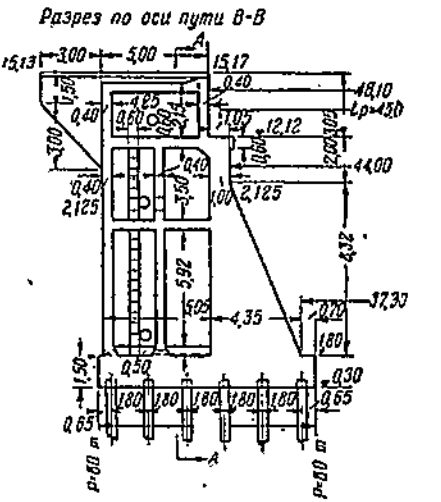
Со сложной задачей при устройстве оснований пришлось встретиться строителям одного моста. Геологическими обследованиями было установлено, что прочный грунт в виде галечно-гравийного слоя расположен на

глубине около 40 *м* и прикрыт пластом тонких озёрно-лагунных осадков (синевато-серых иловатых глин). Испытания этих глин показали, что они допускают нагрузку не более 0,25 *кг/см*². Было решено основать опоры на сваях, опирающихся своими нижними концами на галечно-гравийный слой.

На фиг. 111 изображён план свайного основания, а на фиг. 112 — устой моста. Видно, что устой основан на 24 мощных сваях диаметром 40 *см* и длиной 35 — 40 *м*. Максимальное давление на сваю достигло 80 *т*. Сваи были применены набивные, причём металлическая оболочка, состоящая из цельнотянутых труб толщиной 12 *мм*, погружалась в грунт забивкой бабой общим весом 5,5 *т* с одновременным применением подмыва изнутри трубы. Сперва предполагалось металлическую оболочку вытаскивать, но затем от этого пришлось отказаться, так как оболочку удалось сдвинуть с места лишь при усилии 90 *т*. Таким образом, устои основаны на сваях с остающейся в грунте оболочкой. Заполнение бетоном произведено с применением сжатого воздуха. Одна из таких свай была испытана Тбилисским научно-исследовательским институтом. Испытание производилось при помощи гидравлического домкрата мощностью 300 *т* на минимальную нагрузку 180 *т*. При максимально достигнутой нагрузке 180 *т* полная осадка составила



Фиг. 111



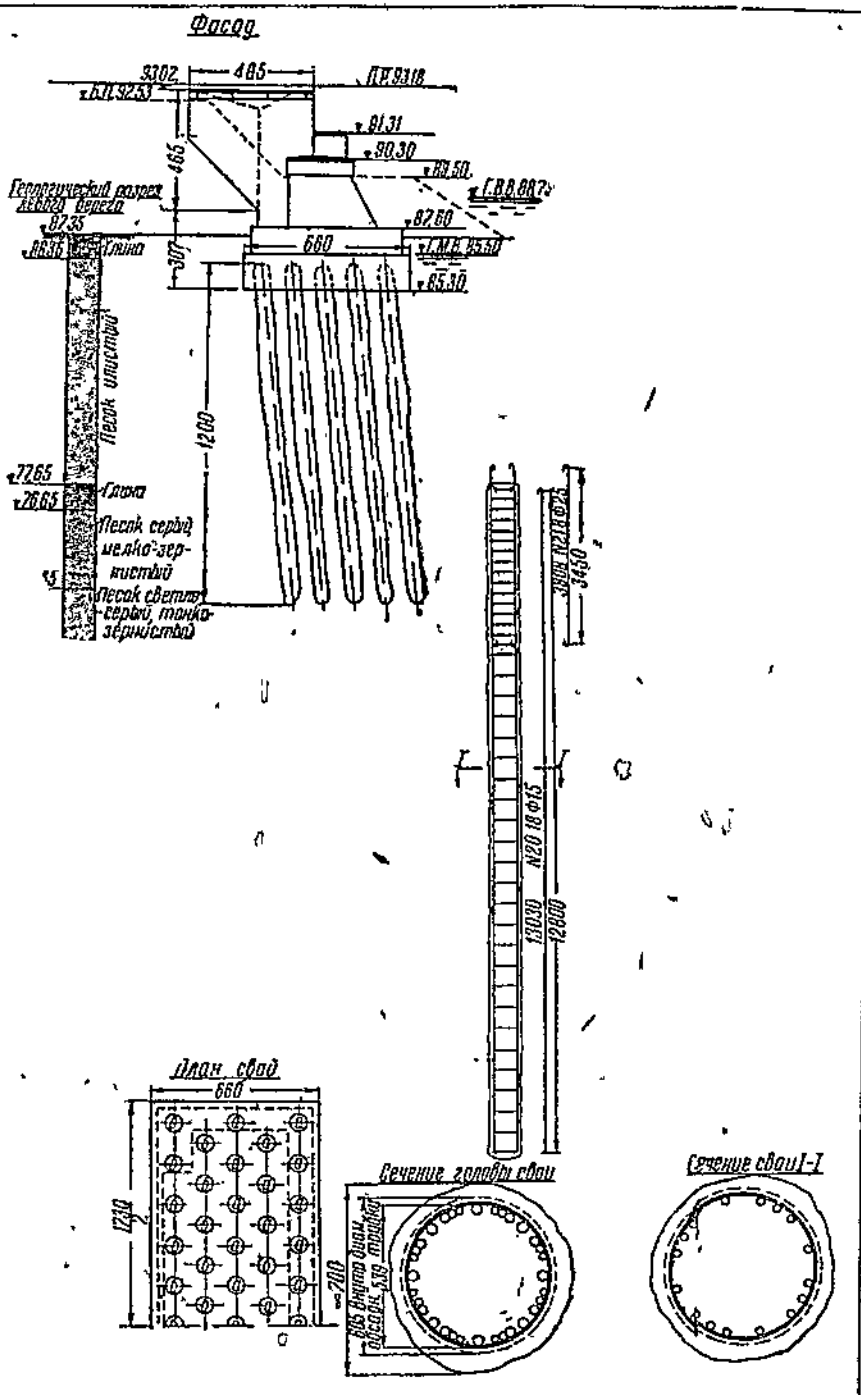
Фиг. 112

14,54 *мм*, упругая — 8,45 *мм*. По заключению института, на сваю можно допустить нагрузку порядка 90 *т*. Приведённый пример показывает, как можно просто и надёжно решить сложную задачу применением свай, не прибегая к кессонным основаниям или опускным колодцам.

Второй интересный пример из практики железнодорожного строительства СССР показан на фиг. 113; здесь изображён устой моста под двухпутную железную дорогу, основанный на пневмосваях. Часть свай погружена наклонно (сваи *а*) с уклоном $^1/_{10}$, а часть вертикально (сваи *б*), длина их 12,8 *м*, диаметр около 700 *мм*, причём они армированы на всю длину сваи. Армирование голов свай усилено добавлением продольных стержней и более частым расположением хомутов. Напластования грунтов, пройдённых сваями, на которые сваи опираются, указаны на геологических разрезах. Расчётом допущена нагрузка величиной 67 *т* на одну сваю, причём в сечениях свай при некоторых колебаниях сил могут возникнуть растягивающие напряжения до 10,2 *кг/см*². Мост построен в 1935 г.

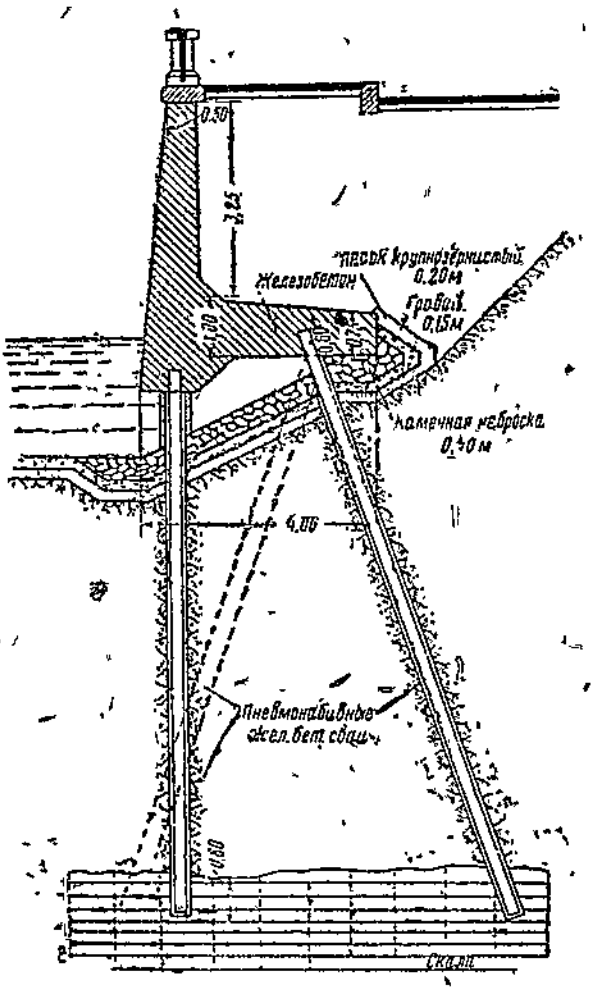
Пример характерен применением наклонных пневмонабивных свай большого диаметра и значительной длины, армированных на полную их длину.

Наклонные армированные на всю длину пневмонабивные сваи были также применены строителями Москвы на работах по реконструкции р. Яузы. На участке в 200 *пог. м* эти сваи были применены в качестве основания для подпорной стенки набережной (фиг. 114). Общее число изготовленных пневмонабивных свай 500, их диаметр 30 *см*. Проектная нагрузка на сжатые сваи составляла 32 *т* и на растянутые — 17 *т*. После изготовления шесть свай были откопаны и


Фасад
3302
465
ПР 93.18
▼91.31
▼90.30
▼89.50
▼87.60
660
▼65.30
1200
Песок пылеватый
Глина
Песок серый мелкозернистый
Песок светло-серый тонкозернистый
План свай
660
1230
700
Сечение головы сваи
Сечение свай I-I
Фиг. 113

осмотрены; осмотром установлено хорошее качество бетона, отсутствие раковин, обнажений арматуры и значительное уширение диаметра сваи. Некоторые сваи были испытаны статической нагрузкой, причём оказалось, что при нагрузке в 61,3 *т* на сваю осадка равна 1 — 2 *мм*.

Примером решения сложной задачи путём применения свай является мост Лидинго близ Стокгольма. Этот мост построен под обыкновенную дорогу; он

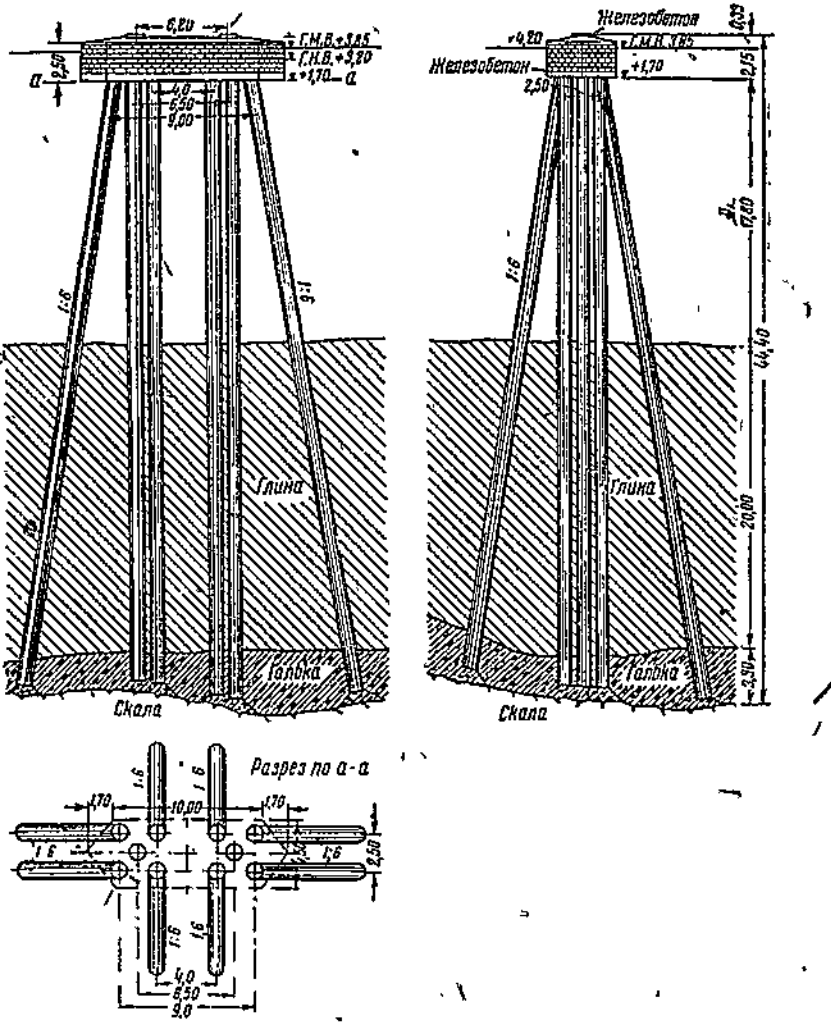


Фиг. 114

пересекает небольшой залив Нертан, который у места постройки имеет ширину 750 *м* и глубину 18 — 20 *м*. Надёжный грунт залегает в общем на глубине 35 — 40 *м*, местами же на глубине 60 *м* ниже горизонта средних вод. Материк прикрыт небольшим слоем гальки; выше залегает мягкая голубая глина (фиг. 115).

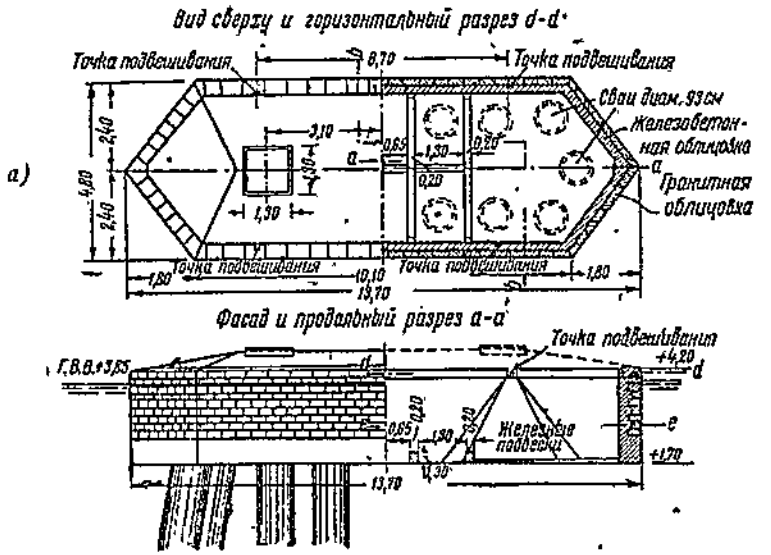
Под каждую опору погружено по 10 свай длиной около 45 *м* и диаметром 93 *см*, причём из 10 свай 8 забиты наклонно. Сваи трубчатые (фиг. 116 *б*), их нижние концы усилены металлическими кожухами. Транспортировались они на-

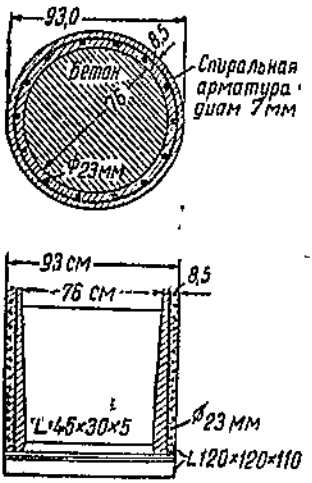
плаву, для чего с торцов закрывались пробками; забивались в грунт бабой весом 10 *т*. После забивки из полости трубы струёй воды вымывался грунт, и после тщательной очистки металлическими щётками внутренней поверхности трубчатой сваи от грязи полости сваи были заполнены бетоном состава 1 : $1^1/_4$: $1^3/_4$. При бетонировании сжатый воздух не применялся, а бетон подавался при помощи бадьи длиной 2,5 *м*, причём вследствие значительной тяжести этой бадьи



Фиг. 115

она глубоко проникала в бетон, и только после этого открывался клапан и бадья опорожнялась. По окончании заполнения свай бетоном к свайному основанию подвозилась подвешенная на плавучих кранах облицованная камнем железобетонная оболочка, заранее изготовленная на берегу (фиг. 116 *а*); эта оболочка надевалась на сваи и заполнялась бетоном на высоту 50 *см*. Затем откачивалась вода, и дальнейшая укладка бетона производилась на воздухе. Глубина заделки свай в массив была 1,5 *м*, причём бетон у свай разбивался, арматура обнажалась и лучеобразно отгибалась в теле быка.


Вид сверху и горизонтальный разрез d-d'
Точка подвешивания
8,70
Точка подвешивания
Сваи диам. 93 см
Железобетонная облицовка
Гранитная облицовка
а)
2,40
4,80
2,40
3,10
1,30
0,65
1,50
0,20
0,20
1,80
10,10
13,70
1,80
Фасад и продольный разрез a-a'
Г.В.В.+3,85
Точка подвешивания
+4,20
0,65
0,20
1,50
0,20
Железобетонные подвески
+1,70
13,70


93,0
8,5
Бетон
Спиральная арматура диам 7 мм
Ø23мм
б)
93 см
8,5
76 см
L 45×30×5
Ø23 мм
L 120×120×110

Фиг. 116

Глава V

РАСЧЁТ ОДИНОЧНО СТОЯЩИХ СВАЙ

§ 22. РАСЧЁТ НА ВЕРТИКАЛЬНЫЕ СИЛЫ

Расчёт одиночно стоящих свай сводится к определению допускаемой нагрузки на сваю. Допускаемая вертикальная нагрузка на вертикальную одиночно стоящую сваю определяется двумя факторами: предельным сопротивлением материала сваи и предельным сопротивлением грунта, окружающего сваю.

За расчётную нагрузку обычно принимают такую, которая меньше обоих указанных сопротивлений, поделённых на коэфициент запаса.

а) Предельное сопротивление материала сваи

Деревянные сваи. Приложенная к свае сила вызывает напряжения в её теле, величина которых не должна превосходить известного предела, обусловленного свойствами материала сваи. Если же действующие напряжения превзойдут этот предел, то материал разрушается, вследствие чего сооружение, основанное на сваях, получает недопустимую деформацию. В практике были такие случаи, когда из-за разрушения материала сваи сооружения получали осадки катастрофического характера.

Сопротивление деревянных свай зависит, во-первых, от качества древесины и, во-вторых, от условий работы сваи.

Известно, что предельное сопротивление древесины дуба выше, чем сосны, а сосны — выше, чем ели, и т. д. Наиболее употребительным материалом для свай является сосна, а потому приводимые ниже нормы относятся к сосновой древесине. Если сваи изготовлены не из сосновой, а из какой-либо другой породы, то их предельное сопротивление должно быть повышено или понижено в соответствии с нормами на временное сопротивление древесины согласно ОСТ 90001-38.

Что же касается условий работы свай, то здесь приходится считаться с рядом обстоятельств. Тело свай должно быть ниже уровня воды; сопротивление же дерева под водой значительно меньше, чем того же дерева в воздушно-сухом состоянии. Предельное сопротивление древесины зависит от срока её службы, который должен быть тем выше, чем ответственнее сооружение. Чем больше срок службы дерева, тем меньше предельное его сопротивление; так как оно уменьшается с увеличением продолжительности работы древесины. Предельное сопротивление материала сваи зависит ещё от ряда условий, как то: марки древесины, длины выступающей части сваи из грунта и пр.

Все эти условия учтены в нормах, где приведены допускаемые нагрузки, т. е. предельные сопротивления с учётом коэфициента запаса. Ниже приводятся нормы допускаемых нагрузок для деревянных свай на сжатие в зависимости от их диаметра, рекомендованные Техническими условиями проектирования мостов и труб железно-

дорожного транспорта 1938 г. и рекомендованные стандартом Главгидроэнергостроя 1938 г. [1] (табл. 10).

Таблица 10

Диаметр сваи в *см*	Допускаемая нагрузка в *т*				
	нормы НКПС		нормы Главгидроэнергостроя		
	сваи имеют свободную длину возвышающуюся над поверхностью земли	сваи полностью погружены в грунт	сооружения 1-го и 2-го классов	сооружения 3-го класса	сооружения 4-го и 5-го классов
20	—	—	12	13	17
22	—	—	14	15	20
24	15	—	17	18	24
26	17	20	20	22	28
28	20	23	23	25	32
30	23	27	27	30	38
32	26	30	30	33	42
34	—	—	35	38	49

Для сопоставления в табл. 11 приведены заграничные нормы[2].

Таблица 11

Диаметр середины сваи в *см*	Допускаемая нагрузка в *т*
30	30
35	35
40	40

Железобетонные сваи. Предельное сопротивление бетонных и железобетонных свай зависит от марки бетона и степени насыщения арматурой.

Обычно, как уже указывалось, для железобетонных свай применяются бетоны марки от $R_{28} = 170$ *кг/см*^{2} до $R_{28} = 250$ *кг/см*^{2}.

Технические условия проектирования мостов и труб НКПС от 1938 г. рекомендуют принимать нагрузки на железобетонные сваи, указанные в табл. 12.

По стандарту Главэнергостроя рекомендуется допускать в железобетонных сваях напряжения, указанные в табл. 13.

Таблица 12

Сечение в *см*	Предельная допустимая нагрузка на сваю в *т*
28×28	27
30×30	32
35×35	43

Таблица 13

Класс сооружения	Величины допускаемых нагрузок в *кг/см*^{2}
1 и 2	60
3	66

[1] «Гидротехническое стоительство» за 1939 г., № 4—5, стр. 43.

[2] «Der Bauingenieur», Juni, 1939, Heft 23/24, стр. 327.

В табл. 14 и 15 приведены нормы, применяемые за границей (в Германии — табл. 14 и в Англии — табл. 15).

Таблица 14

Сечение в *см*	Допускаемая нагрузка на сваю в *т*
30×30	35
35×35	40
40×40	45

Таблица 15

Сечение		Допускаемая нагрузка на сваю в *т*
в дюймах	в *см*	
10×10	25,4×25,4	20
12×12	30,4×30,4	29
15×15	38,1×38,1	45
18×18	45,7×45,7	65

Если давления, указанные в табл. 12, 14 и 15, разделить на соответственные им площади поперечного сечения, то получатся величины допускаемого напряжения на единицу площади. Величина этого напряжения равна 36—31 *кг/см*², т. е. почти вдвое меньше, чем рекомендовано стандартом Главгидроэнергостроя (табл. 13). Этот факт обращает на себя внимание и требует его анализа. Свая работает на сжатие как колонна. Учитывать влияние продольного изгиба не требуется, что видно из следующих опытов, проведённых Мостовым бюро ЛИИЖТ. Были испытаны деревянные сваи длиной 11 *м* (срощённые), диаметром 26 *см*, забитые в слабые ильдиевые глины, причём нижний конец их упирался в плотный грунт. При нагрузке на сваю в 45 *т* не было замечено резких деформаций, хотя критическая нагрузка, если учитывать явление продольного изгиба, исчислялась всего лишь в 5 *т*. Следовательно, явление продольного изгиба не проявило себя вследствие наличия сбоку сваи среды в виде указанной слабой ильдиевой глины. Однако такие глины встречаются весьма редко, обычно же сваи забиваются в более прочные грунты, где явление продольного изгиба тем более не может себя проявить.

Если не учитывать продольного изгиба, то допускаемая нагрузка на сваю определяется по следующей формуле:

$$P = \frac{F_б\ (R_{пр} + \mu\sigma_т)}{k}.$$

Здесь P — допускаемая нагрузка на сваю;

$R_{пр}$ — сопротивление сжатого призматического образца, равное 0,7—0,85 $R_{вв}$ ($R_{вв}$ — временное сопротивление бетона);

$\sigma_т$ — предел текучести арматурного железа;

$F_б$ — площадь поперечного сечения сваи;

μ — отношение площади поперечного сечения арматуры к общей площади поперечного сечения сваи;

k — коэфициент запаса, равный 2,2.

Для примера задаёмся: $F_б = 900$ *см*²; $\sigma_т = 2\,500$ *кг/см*²; $R_{пр} = 125$ *кг/см*²; $\mu = 0{,}015$; $R_{вв} = 170$ *кг/см*².

Тогда

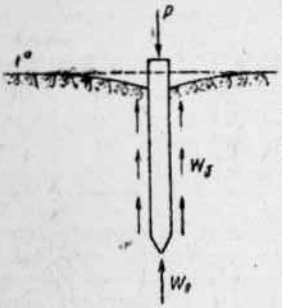
$$P = \frac{F_б\,(R_{пр} + \mu\sigma_т)}{k} = \frac{F_б \cdot (170 + 37{,}5)}{2{,}2} = 95\,F_б,$$

откуда допускаемое напряжение получается равным $\frac{P}{F_б} = 95$ *кг/см*², т. е. в 1,5 раза больше, чем рекомендовано стандартом Главгидроэнергостроя. Из изложенного видно, что нормы Главгидроэнергостроя не преувеличены, а нормы НКПС следовало бы пересмотреть.

б) Предельное сопротивление грунта, окружающего сваю

Предельное сопротивление грунта, окружающего сваю, определяется более сложными методами, чем предельное сопротивление материала сваи. Это объясняется сложностью явлений, происходящих

в грунте по мере возрастания нагрузки на сваю. Воспринимаемая сваей нагрузка передаётся грунту через боковую поверхность и подошву. Свая, оседая под нагрузкой, увлекает за собой грунт, и он деформируется (оседает, прогибается) (фиг. 117). Но осадка грунта отстаёт от осадки сваи, так что осадка сваи всегда будет несколько больше осадки или прогиба грунта. Следовательно, между боковой поверхностью сваи и грунтом возникают силы трения, сумма которых пусть будет равна $W_б$, а под остриём — реакция нижележащего грунта, которую обозначим через W_0.

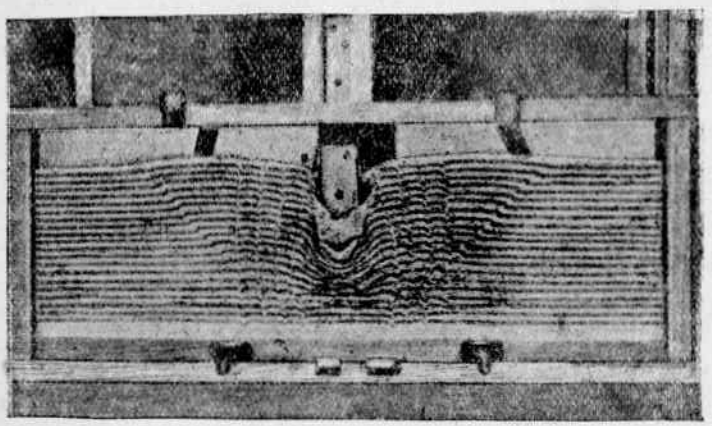


Фиг. 117

Полное сопротивление сваи будет равно

$$W = W_б + W_0. \qquad (5)$$

По мере возрастания нагрузки силы трения полностью входят в работу по всей боковой поверхности и, наконец, преодолеваются; в то же время увеличивается давление на грунт под остриём сваи. В конечном итоге, как указано на фиг. 118, полученной опытным путём Керизелем [1], сопротивление грунта под сваей преодолевается и в грунте образуются криволинейные поверхности скольжения, по которым и происходит вытеснение грунта из-под сваи.


Фиг. 118

Ввиду сложности явлений, происходящих в грунте, рассматриваемые ниже методы определения сопротивления ещё далеко не совершенны, причём особенно несовершенны теоретические методы.

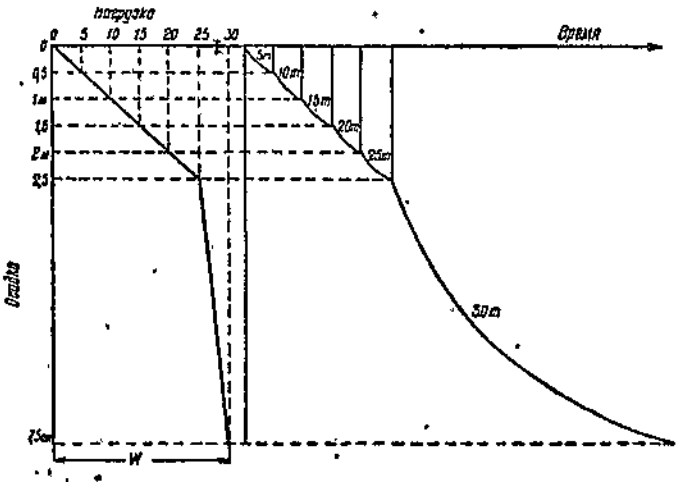
Все существующие методы определения сопротивления сваи можно разбить на четыре группы, а именно: метод пробных нагрузок; динамический метод; теоретический метод и упрощённый метод.

[1] Керизель проводил свои опыты с моделями в остеклённом ящике, заполненном послойно песком различной окраски.

Метод пробных нагрузок. Сущность этого метода состоит в том, что на месте будущего строительства забивают пробные сваи и испытывают их пробной нагрузкой подобно тому, как испытывают грунт при помощи штампов. Результаты испытания выражают в виде графиков (фиг. 119).

График справа представляет зависимость между временем и осадкой сваи при различной нагрузке, а график слева представляет зависимость между нагрузкой и конечной осадкой. График справа даёт возможность определить момент полной стабилизации сваи, т. е. момент, когда можно давать следующую ступень нагрузки.

Величина нагрузки ступени не должна превышать $^1/_{15} — ^1/_{20}$ ожидаемой величины предельного давления, т. е. должна быть порядка



Фиг. 119

1,5—5 *m* в зависимости от длины погружения сваи, её диаметра и рода грунта, в который она погружена. Следующую ступень нагрузки можно дать лишь тогда, когда нагрузка полностью воспринимается твёрдым скелетом грунта, а не грунтовой водой. Критерием для определения такого момента и служит график справа. В момент наступления полной стабилизации можно быть уверенным, что реакция полностью воспринимается скелетом грунта. За момент полной стабилизации принимается такой момент, когда в течение 1 часа прирост величины осадки не превышает 0,1 *мм*.

Полученная осадка сносится на график слева, на абсциссе которого отмечается нагрузка, соответствующая полученной осадке. Пересечение горизонтальной линии осадки с вертикальной линией нагрузки даёт точку; если таких точек будет получено несколько (для разных нагрузок), то, соединив их, получают кривую, изображённую слева. Видно, что по мере возрастания нагрузки пропорционально возрастает и деформация. Но при некоторой нагрузке $W_{пр}$ пропорциональность нарушается и деформации начинают возрастать быстрее. Нагрузка $W_{пр}$ носит название предела пропорциональности.

Если производить нагрузку и далее, то найдём такую нагрузку W, при которой наступает резкая деформация (свая проваливается). Нагрузка W и есть предельное сопротивление сваи, т. е.

$$W = W_б + W_0.$$

Следовательно, метод пробных нагрузок даёт сразу сумму $W_б + W_0$, т. е. полное сопротивление сваи. Допускаемая нагрузка на грунт, окружающий сваю, будет равна

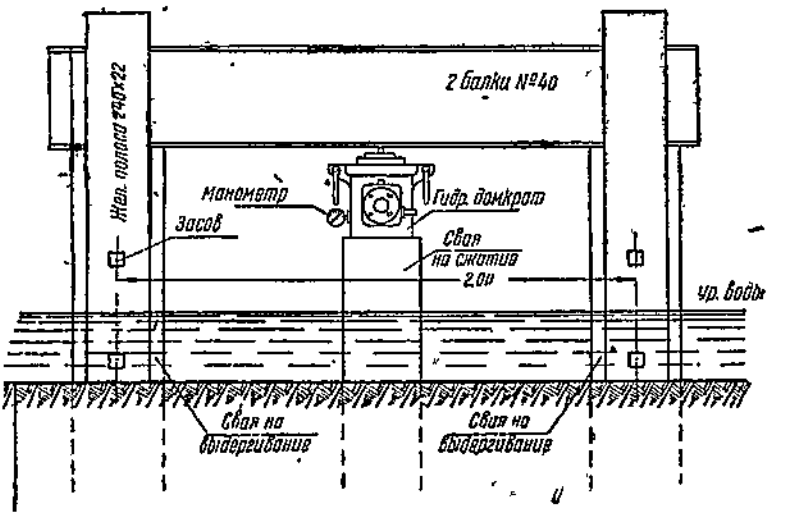
$$P'_{доп} = \frac{W}{m}, \qquad (6)$$

где m — коэфициент запаса, который принимается равным 2.

За расчётную нагрузку на сваю принимается наименьшая из двух величин $P_{доп}$ и $P'_{доп}$, т. е.

$$P_{доп} > P_{расч} < P'_{доп}, \qquad (7)$$

где $P_{доп}$ — допускаемая нагрузка на материал сваи; определяется по приведённым выше таблицам допускаемых нагрузок.



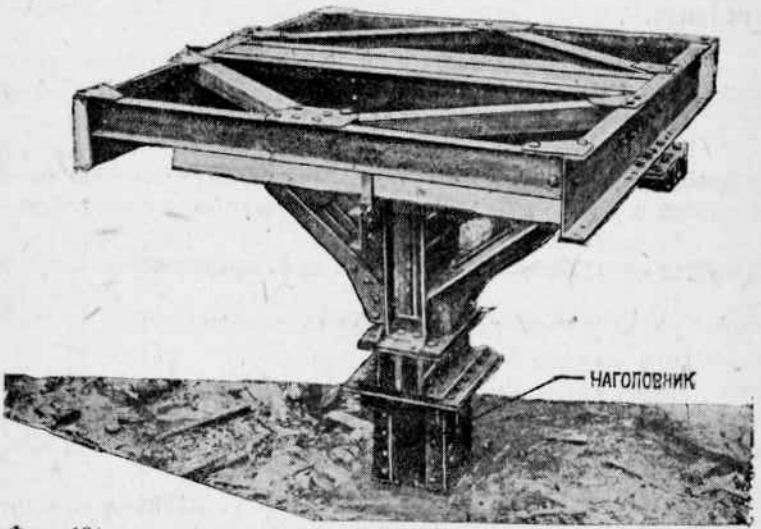
Фиг. 120

Способы осуществления нагрузки и учёта деформации могут быть самыми различными. На фиг. 120 изображена установка для испытания сваи при помощи гидравлического домкрата. Давление осуществляется домкратом, упирающимся в балку, укреплённую на соседних сваях. Давление регистрируется по манометру, осадка — при помощи прогибомеров (например, Максимова), укреплённых на специальной неподвижной балке.

На фиг. 121 изображена установка в виде платформы, которая может быть загружена каким-либо грузом (камнем, чушками, рельсами и т. д.). Более обстоятельные сведения по этому вопросу можно получить в специальной литературе и, в частности, в Технических требованиях (временных) к производству работ по искусственным сооружениям железнодорожного транспорта 1938 г.

Достоинство этого метода состоит в том, что из всех существующих он самый надёжный, самый достоверный, и им следует пользоваться всегда при постройке ответственных сооружений. Недостатки же этого метода — дороговизна и громоздкость, а именно: требуется забить пробные сваи, иметь балласт для загружения, установку для испытания и т. д.

Динамический метод. Сущность этого метода состоит в определении W по величине погружения сваи от одного удара, обозначенной e. В самом деле, чем меньше e, тем большее сопротивление оказывает грунт прониканию сваи. Остаётся лишь найти зависимость между e и W. Нахождением этой зависимости занимались очень многие исследователи, и в результате предложено много формул. Рас-



Фиг. 121

смотрение всех этих формул нецелесообразно. Остановимся лишь вкратце на формулах, применяемых в СССР: на формулах Герсеванова и Брикса.

Баба при своём падении производит некоторую работу, равную QH, где Q — вес бабы и H — высота падения. Работа эта расходуется на преодоление сопротивления прониканию сваи в грунт, на работу упругих деформаций и на потерянную работу (образование звука, размочаливание головы сваи, вибрации грунта и сваи, электромагнитные явления и т. д.), т. е.

$$QH = A + B + C, \tag{8}$$

где QH — затрачиваемая работа бабы;

A — работа, расходуемая на преодоление сопротивления прониканию сваи; она равна

$$A = We;$$

W — сопротивление сваи;
e — величина погружения сваи от одного удара;
B — работа упругих сил; она равна

$$B = Qh;$$

h — высота подскока бабы после удара;
C — потерянная работа; она составляет некоторую часть от затраченной работы и равна

$$C = aQH;$$

a — неизвестная функция, которая должна быть определена.

Подставив значения A, B и C в уравнение (8), перепишем его в следующем виде:

$$QH \cdot (1 - a) = We + Qh;$$

заменяя $(1 - a)$ через b, найдём

$$bQH = We + Qh. \qquad (9)$$

Величины e и h могут быть получены непосредственно из опыта, а b, представляющее собой некоторую функцию, должно быть определено.

Ниже рассмотрен метод определения b, предложенный проф. Герсевановым. Он полагает, что величина C есть функция от $\frac{W}{F}$: чем больше W, тем больше C.

Для пояснения рассмотрим случаи забивки, например, гвоздя в тела разной твёрдости (грунт, дуб, камень). Чем твёрже тело, тем большее сопротивление оно оказывает прониканию гвоздя и тем бо́льшую деформацию претерпевает самое тело гвоздя, т. е. тем больше затрачивается энергии на потерянную работу. Забивка гвоздя в камень невозможна: гвоздь не будет проникать в тело, а будет сам деформироваться. Другими словами, в данном случае вся затрачиваемая работа будет расходоваться на деформацию тела гвоздя, т. е. на потерянную работу. Следовательно,

$$C = f\left(\frac{W}{F}\right).$$

Так как $C = aQH$, а $b = 1 - a$, или $a = 1 - b$, то, следовательно,

$$C = f\left(\frac{W}{F}\right) = (1 - b)\,QH,$$

откуда

$$b = 1 - \frac{1}{QH} f\left(\frac{W}{F}\right) = f_1\left(\frac{W}{F}\right).$$

Видно, что с возрастанием W величина b убывает, т. е. b, так же как и C, есть функция от $\frac{W}{F}$, но только в противополож-

ность C эта функция не возрастающая, а убывающая. Таким образом, задача сводится к подбору убывающей функции $f_1\left(\frac{W}{F}\right)$.

Этому условию могут удовлетворить очень много функций. В целях упрощения задачи проф. Герсеванов принял для b следующую функцию:

$$b = \frac{r + m_0 \frac{W}{F}}{n + \frac{W}{F}}, \tag{10}$$

где r, m_0 и n — неизвестные параметры, а F — площадь поперечного сечения сваи. Теперь задача сводится к определению параметров r, m_0 и n.

Эти параметры определяются, во-первых, из условий, относящихся к предельным случаям, т. е. когда сопротивление W очень мало или очень велико, и, во-вторых, из данных опыта. Ниже рассмотрены упомянутые выше условия.

Первое условие, когда $W = 0$. Когда сопротивление W очень мало, то условия удара бабы о сваю приближаются к условиям удара двух свободных упругих тел; следовательно, при $W = 0$ функция b должна определяться из теории удара двух свободных упругих тел.

В этом случае уравнение (8) можно представить в следующем виде:

$$\frac{MV_1^2}{2} = \frac{MV^2}{2} + \frac{mv^2}{2} + C, \tag{11}$$

где M — масса бабы;
m — масса сваи;
V_1 — скорость бабы в момент падения её на сваю;
V — скорость бабы после удара о сваю;
v — скорость сваи после удара;
C — как и прежде, потерянная работа.

Теория удара даёт следующие соотношения между V_1, V и v:

$$V_1 = \sqrt{2gH}; \tag{12}$$

$$V = V_1 \frac{M - km}{M + m}; \tag{13}$$

$$v = \frac{M(1 + k)}{M + m}, \tag{14}$$

где k — коэфициент восстановления удара. Его величина зависит от степени упругости ударяющихся тел. Для абсолютно упругих тел $k = 1$. Проф. Герсеванов принимает $k = 0{,}45$, а $k^2 = 0{,}2$.

Полагая $C = a\frac{MV_1^2}{2}$ и перенося этот член в уравнении (11) в левую часть, получим

$$MV_1^2 \cdot (1 - a) = MV^2 + mv^2,$$

или, заменяя $(1-a)$ через b, получим

$$bMV_1^2 = MV^2 + mv^2.$$

Подставляя значения V_1, V и v из формул (13), (14) и (12) и выражая M и m через $\frac{Q}{g}$ и $\frac{q}{g}$, где g — ускорение силы тяжести, найдём, что

$$b = \frac{Q + k^2 q}{Q + q}. \tag{15}$$

С другой стороны, из уравнения (10) при $W=0$ имеем

$$b = \frac{r}{n};$$

следовательно,

$$\frac{r}{n} = \frac{Q + k^2 q}{Q + q}. \tag{16}$$

Уравнение (16) есть первое соотношение, которому должны удовлетворять параметры r, m_0 и n.

Второе условие $\frac{W}{F} = R$. Переходя к рассмотрению предельного случая, когда W очень велико, заметим, что при величине $\frac{W}{F}$, превышающей временное сопротивление материала сваи раздроблению R, свая от удара будет разрушаться, не проникая нисколько в грунт и не давая упругой отдачи. Таким образом, в этом случае как e, так и h будут равны нулю, а, подставляя их значение в формулу (9), найдём, что bQH также равно нулю. Так как Q и H отличны от нуля, то в этом случае $b=0$.

Теперь обратимся к формуле (10) и, подставив в неё значение $b=0$ и значение $\frac{W}{F} = R$, будем иметь

$$0 = \frac{r + m_0 R}{n + R}. \tag{17}$$

Уравнение (17) есть второе соотношение, которому должны удовлетворять наши параметры.

Третий параметр n определён проф. Герсевановым опытным путём. Значения его указаны ниже в табл. 16.

Из уравнений (16) и (17) находим, что

$$r = n \frac{Q + k^2 q}{Q + q};$$

$$m_0 = -\frac{n}{R} \cdot \frac{Q + k^2 q}{Q + q}.$$

Подставляя полученные значения r и m_0 в уравнение (10), находим

$$b = \frac{Q + k^2 q}{Q + q} \cdot \frac{1 - \frac{W}{F} \cdot \frac{1}{R}}{1 + \frac{W}{F} \cdot \frac{1}{n}}.$$

Исследования показывают, что если в этом уравнении принять R равным бесконечности, то значения b мало отличаются от тех, которые определены для R, равного 450 *кг/см*², т. е. равно временному сопротивлению дерева на смятие.

При $R = \infty$ получаем

$$b = \frac{Q + k^2 q}{Q + q} \cdot \frac{1}{1 + \frac{W}{F} \cdot \frac{1}{n}}.$$

Это выражение для b является окончательным; его и подставляем в уравнение (9):

$$\frac{Q + k^2 q}{Q + q} \cdot \frac{QH}{1 + \frac{W}{F} \cdot \frac{1}{n}} = We + Qh.$$

Если высота падения бабы H большая (более 1 *м*), то величиной Qh можно пренебречь ввиду её малости по сравнению с QH. Тогда, решая всё относительно W, получаем

$$W = -\frac{nF}{2} + \sqrt{\frac{n^2 F^2}{4} + n \frac{F}{e} QH \frac{Q + k^2 q}{Q + q}}.$$

Если забивка сваи производится с подбабком, то вес подбабка включается в вес сваи.

Допускаемая нагрузка на грунт, окружающий сваю, определится делением W на коэфициент запаса, больший единицы. Окончательная расчётная формула для допускаемой нагрузки получает следующий вид:

$$P'_{доп} = \frac{1}{m}\left[-\frac{nF}{2} + \sqrt{\frac{n^2 F^2}{4} + n \frac{F}{e} QH \frac{Q + k^2 (q + q_1)}{Q + q + q_1}}\right]. \quad (18)$$

Здесь m — коэфициент запаса, равный 2 для постоянных сооружений и 1,5 для временных;

n — коэфициент, зависящий от материала свай и способа забивки; его значения, полученные опытным путём, приведены в табл. 16;

F — площадь поперечного сечения сваи;

e — величина погружения сваи от одного удара;

Q — вес бабы;

H — высота падения бабы;

q — вес сваи;

q_1 — вес подбабка;

k — коэфициент восстановления удара, он зависит от материала бабы и сваи, т. е. соударяющихся тел; для чугуна и дерева $k^2 = 0{,}2$.

Таблица 16

Значения коэфициента n в формуле (18) проф. Герсеванова

Материал сваи	Способ забивки	n в $кг/см^2$
Деревянная	Без подбабка	10
»	С подбабком	8
Железобетонная	С деревянным подбабком	15
Бетонная набивная	То же	0,5

Все входящие в формулу (18) величины известны, кроме величины e, которую надо определить из опыта. Для этого на ту или иную глубину забиваются пробные сваи, и для них определяется e, т. е. величина погружения свай от одного удара. Она получается путём измерения разницы между уровнем головы сваи или уровнем какого-либо сечения сваи от удара и после удара. Все размеры в формуле проф. Герсеванова нужно брать в килограммах и сантиметрах.

Приведённая формула проф. Герсеванова является самой совершенной из всех существующих динамических формул и для песчаных грунтов даёт близкие к действительности результаты. В глинистых же, илистых и пылеватых грунтах необходимо учитывать влияние отдыха свай на изменение величины отказа и за расчётный брать тот отказ, который получается после отдыха.

Так как на сваю нельзя допустить нагрузку более $P_{доп}$ на материал сваи, то целесообразно искать не $P_{доп}$, а e, т. е. величину погружения сваи от одного удара, соответствующую $P_{доп}$. Для этого в формулу (18) вместо $P'_{доп}$ вставляют $P_{доп}$ и решают всё уравнение относительно e:

$$e = \frac{nEQH}{m P_{доп} (P_{доп} m + nF)} \cdot \frac{Q + k^2(q + q_1)}{Q + q + q_1}. \qquad (19)$$

Величина e, определённая по формуле (19), получила название расчётного отказа, а сваи должны забиваться на такую глубину, при которой отказ получился бы равным расчётному или менее него. Следовательно, задача сводится к определению глубины забивки свай.

Интересный пример в этом отношении имел место в практике одного строительства в СССР в 1938 г. Под устой одного из мостов забивались сваи с подбабком диаметром 25 — 28 *см*, длиной 9 — 10 *м* паровой бабой весом 1 440 *кг* при высоте падения 100 *см*. Всего должно быть забито 260 свай под каждый устой, причём котлован был ограждён шпунтовой стенкой. Расчётная нагрузка на сваю $P_{доп}$ согласно табл. 7 определилась в 18,4 *т*. Расчётный отказ, вычисленный по формуле (19) и умноженный на 10 (отказ от 10 ударов), должен был быть не более 4,25 *см*. По данным геологического исследования, основными грунтами на месте постройки являлись пылеватые, илистые и ленточные глины серого цвета с неравномерным распределением песчаных прослоек и высоким стоянием грунтовых вод.

Забитая пробная свая, нарощенная до длины 24 *м*, дала величину погружения от 10 ударов, равную 22 *см*, т. е. больше расчётной почти в 5 раз. Но строители приняли во внимание явление засасывания свай и забили сваи на глубину

лишь 8 — 10 *м*; при этом отказы от 10 ударов получились от 11 до 47 *см*. Произведённая после отдыха добивка тех же свай показала, что в среднем отказ от 10 ударов колеблется от 2,5 до 4,5 *см*, т. е. был меньше расчётного.

В заграничной практике формула проф. Герсеванова не получила распространения, и в различных странах пользуются различными формулами. Так, в Германии пользуются формулой Брикса, во Франции — голландской формулой и т. д. Формула Брикса нашла применение и в СССР. В теоретическом отношении эта формула не безупречна, практические же результаты в ряде случаев получаются близкими к действительному сопротивлению. Формула Брикса имеет следующий вид:

$$P'_{доп} = \frac{1}{m} \cdot \frac{HQ^2 q}{e\,(Q+q)^2}, \qquad (20)$$

где m — коэфициент запаса, составляющий от 4 до 6 (первая цифра относится к слабым грунтам, а вторая — к твёрдым); остальные обозначения те же, что в формуле проф. Герсеванова.

Формулы Брикса и проф. Герсеванова пригодны для определения сопротивления свай, забиваемых подвесной или паровой бабой, причём при испытании сваи нужно стремиться делать редкие одиночные удары. В случае забивки свай свайным молотом формулы проф. Герсеванова и Брикса оказываются непригодными. В этом случае рекомендуется эмпирическая формула, применяемая в США:

$$W = \frac{(Q + Ap)H}{0{,}069\,(e + 0{,}25)}, \qquad (21)$$

где A — эффективная площадь поршня в *см*² (A берется из технической характеристики молота, данной в табл. 4);
p — давление пара или воздуха в цилиндре в *кг/см*² или *ат*, отсчитанное по манометру у входа в молот;
H — высота падения бабы (ход поршня) в *см*;
Q — вес бойка в *кг*;
e — отказ от одного удара в *см*.

Теоретические методы. Сущность теоретических методов состоит в определении $W_б$ и W_0 при помощи теоретических формул, которые обычно включают в себя характеристики грунта в виде γ, φ и c.

Сопротивление по боковой поверхности сваи обычно принимают равным

$$W_б = U \sum_0^l f p_y \Delta x, \qquad (22)$$

где f — коэфициент трения материала сваи о грунт;
U — периметр сваи;
l — длина сваи;
p_y — нормальное к боковой поверхности сваи давление грунта;
Δx — элемент длины сваи, на котором p_y принимается величиной постоянной.

Для пояснения формулы (22) приведена фиг. 122, где изображена эпюра изменения p_y по длине сваи. Из фиг. 122 видно, что p_y, вообще

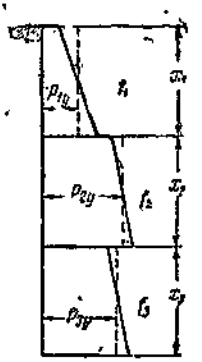
говоря, в однородном грунте изменяется по прямой линии, и скачкообразное очертание обусловлено разнородностью грунтов, пробитых сваей. Вся эпюра разбита на три участка, и боковое сопротивление сваи определится по следующей формуле:

$$W = U\,(f_1 p_{y_1} x_1 + f_2 p_{y_2} x_2 + f_3 p_{y\,3}\, x_3),$$

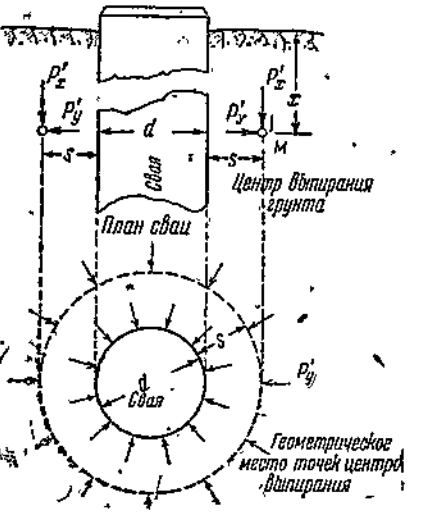
где f_1, f_2 и f_3 — коэфициент трения соответственно 1-го, 2-го и 3-го участков.

Значения p_{y_1}, p_{y_2} и p_{y_3} и x_1, x_2 и x_3 видны из фиг. 122.

Значения коэфициента трения f определяются опытным путём. Опыт показывает, что забитая в грунт свая оказывается смазанной грунтом, т. е. как бы обвёрнута специальной рубашкой, образованной из приставшего к свае грунта. Эта рубашка не отделима от сваи и деформируется вместе с ней.



Фиг. 122



Фиг. 123

Поэтому в таких случаях коэфициент трения f равен коэфициенту трения грунта рубашки по грунту, прилегающему к свае. Рубашка состоит из грунтов верхнего пласта, пробитого сваей.

Для расчётов следует принимать $f = \operatorname{tg} \varphi_{min}$, т. е. коэфициенту внутреннего трения грунта рубашки или грунта, окружающего рубашку, в зависимости от того, какой из них имеет наименьшую величину.

Для определения p_y различные авторы рекомендуют приёмы, расходящиеся между собой иногда в десятки раз.

Ниже приводится один из приёмов расчёта забивных свай, который хотя также не безупречен, но всё же он более логичен и ближе к действительным условиям. Итак, значение p_y для забивных свай определяется, исходя из следующих соображений. При забивке сваи происходит выпирание грунта. Предполагается, что после забивки, т. е. уже при статической нагрузке, напряжённое состояние грунта остаётся неизменным. Тогда соотношение между главными напряжениями в точке M (фиг. 123) определится по формуле (см. часть 1, стр. 93)

$$p'_x = p'_y \zeta - 2c\sqrt{\zeta},$$

где

$$p_x = \gamma x,$$

а

$$p'_y = \frac{p_y d}{d+2s},$$

так как

$$p_y \pi d = p'_y \pi (d+2s).$$

Следовательно,

$$\gamma x = \frac{p_y d}{d+2s}\zeta - 2c\sqrt{\zeta}.$$

Решая относительно p_y, получаем

$$p_y = \frac{(\gamma x + 2c\sqrt{\zeta})(d+2s)}{d\zeta}. \qquad (23)$$

Здесь γ — объёмный вес грунта, причём в грунтах, насыщенных водой, нужно обязательно учитывать взвешивающее действие воды; значения d и s видны из фиг. 123, где точка M является центром выпирания грунта вверх; обычно центр выпираний отстоит от боковой поверхности сваи на величину, равную примерно $\frac{d}{3}$; c — силы сцепления;

$$\zeta = \operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Вставляя значения p_y и f в формулу (22), получаем полное боковое сопротивление забивной сваи:

$$W_б = U\Sigma_0^l \operatorname{tg}\varphi_{\min}\frac{(\gamma x + 2c\sqrt{\zeta})(d+2s)}{d\zeta}dx. \qquad (24)$$

В случае однородного грунта $W_б$ будет равно

$$W_б = \frac{U\operatorname{tg}\varphi_{\min}(d+2s)}{d\zeta}\int_0^l(\gamma x + 2c\sqrt{\zeta})\,dx =$$

$$= \frac{U\operatorname{tg}\varphi_{\min}(d+2s)}{d\zeta}\cdot\left(\frac{\gamma l^2}{2} + 2cl\sqrt{\zeta}\right). \qquad (25)$$

Заметим, что формулы (24) и (25) выведены из предположения, что p_y остаётся неизменным. На самом же деле в насыщенных водой грунтах и особенно в глинах p_y изменяется, так как в момент бойки p_y состоит из двух составляющих: из реакции грунта и из реакции грунтовой воды, т. е.

$$p_y = p + w.$$

После окончания бойки реакция грунтовой воды уменьшается до величины гидростатического давления. Это обстоятельство соответственно учитывается выбором преувеличенного коэфициента запаса.

Теперь определим W_0. Картина деформации грунта под концом сваи достаточно наглядно видна из фиг. 118, полученной опытным путём Керизелем, который испытывал модельные свайки, погруженные в прослоенный песок[1].

Независимо от Керизеля проф. П. А. Миняев в результате своих теоретических исследований пришёл к такой же схеме деформации грунта под

[1] Par M. I. Lehneroп Kerisel. La forge portante des pieux. «Annales des ponts et chaussées», Mai, 1939, Paris.

концом сваи, причём эта схема деформации оказывается одинаковой как для заострённой, так для незаострённой сваи[1].

По схеме проф. П. А. Миняева под концом сваи образуется два конуса грунта, обращённые вершинами друг к другу. Под действием силы конусы сближаются, вследствие чего цилиндрическая поверхность, являющаяся мысленным продолжением цилиндрической поверхности сваи, будет испытывать распор, величина которого не должна превосходить предельного сопротивления грунта.

В этом состоит условие равновесия, исходя из которого, проф. Миняев получил следующую формулу для сопротивления конца сваи:

$$W_0 = \frac{2F\gamma l}{\zeta^2}. \tag{26}$$

Проф. Миняев при выводе своей формулы предполагает, что силы сцепления в грунте равны нулю. Поэтому эта формула пригодна лишь для несвязных грунтов.

Для связных грунтов, исходя из той же схемы деформации, какой пользуется проф. Миняев, получается следующая формула:

$$W_0 = \frac{F}{\zeta}\cdot\left(\frac{2\gamma l + 2c\sqrt{\zeta}}{\zeta} + \frac{c}{\operatorname{tg}\varphi}\right), \tag{27}$$

где c, φ и γ относятся к грунту, залегающему на уровне острия свай.

Итак, в случае однородного грунта по всей длине сваи полное сопротивление будет равно

$$W = W_б + W_0 = \frac{U\operatorname{tg}\varphi\,(d+2s)}{d\zeta}\cdot\left(\frac{\gamma l^2}{2} + 2cl\sqrt{\zeta}\right) + \\ + \frac{F}{\zeta}\cdot\left(\frac{2\gamma l + 2c\sqrt{\zeta}}{\zeta} + \frac{c}{\operatorname{tg}\varphi}\right). \tag{28}$$

Полученное выражение можно представить в следующем виде:

$$W = Al^2 + Bl + D, \tag{29}$$

где

$$A = \frac{U\operatorname{tg}\varphi\,(d+2s)\gamma}{2d\zeta};$$

$$B = \frac{U\operatorname{tg}\varphi\,(d+2s)}{d\zeta}2c\sqrt{\zeta} + 2\,\frac{F}{\zeta^2}\gamma;$$

$$D = \frac{F}{\zeta}c\left(\frac{4\sqrt{\zeta}}{\zeta} + \frac{1}{\operatorname{tg}\varphi}\right).$$

Для облегчения расчёта в табл. 17 приведены значения A, B и D для различных случаев, причём при подсчётах A и B принято, что $s=0$ и $\gamma=1$ (взвешенное водой состояние).

Точность определения W зависит главным образом от точности определения характеристики грунта.

Для иллюстрации в табл. 18 приведены некоторые сравнительные данные, полученные из статического испытания свай пробной нагрузкой и вычисленные по формуле (29). В приводимых случаях характеристики грунта определены достаточно точно.

---

[1] Проф. П. А. Миняев. Сопротивление свай. «Труды Одесского института инженеров водного транспорта», вып. IV, 1938.

φ°	d [см]	c [mJ/м²]	A	B	D
10°	26	0	0,102	0,214	0
		1		0,557	0,400
		2		0,899	0,800
		4		1,584	1,600
	28	0	0,110	0,249	0
		1		0,618	0,469
		2		0,987	0,938
		4		1,726	1,876
	30	0	0,118	0,285	0
		1		0,682	0,534
		2		1,078	1,068
		4		1,871	2,136
12°	26	0	0,132	0,247	0
		1		0,675	0,438
		2		1,104	0,876
		4		1,713	1,752
	28	0	0,142	0,287	0
		1		0,748	0,508
		2		1,210	1,016
		4		1,848	2,032
	30	0	0,153	0,328	0
		1		0,822	0,584
		2		1,315	1,168
		4		1,976	2,336
15°	26	0	0,186	0,306	0
		1		0,874	0,503
		2		1,443	1,006
		4		2,581	2,012
	28	0	0,200	0,355	0
		1		0,968	0,587
		2		1,581	1,174
		4		2,806	2,348
	30	0	0,214	0,407	0
		1		1,064	0,671
		2		1,722	1,942
		4		3,036	2,684
17°	26	0	0,228	0,355	0
		1		1,029	0,556
		2		1,704	1,112
		4		3,053	2,224
	28	0	0,246	0,466	0
		1		1,194	0,648
		2		1,921	1,296
		4		3,376	2,592
	30	0	0,263	0,472	0
		1		1,250	0,739
		2		2,029	1,478
		4		3,587	2,956
20°	26	0	0,303	0,443	0
		1		1,292	0,647
		2		2,141	1,294
		4		3,839	2,588
	28	0	0,326	0,512	0
		1		1,426	0,755
		2		2,341	1,510
		4		4,169	3,020
	30	0	0,350	0,590	0
		1		1,569	0,862
		2		2,549	1,724
		4		4,508	3,448
22°	26	0	0,362	0,512	0
		1		1,490	0,723
		2		2,468	1,446
	28	0	0,391	0,596	0
		1		1,648	0,834
		2		2,701	1,668
	30	0	0,418	0,683	0
		1		1,811	0,958
		2		2,938	1,916

Таблица 17 (продолжение)

φ°	d [см]	c [т/м²]	A	B	D	φ°	d [см]	c [т/м²]	A	B	D
25°	26	0	0,469	0,644	0	27°	26	0	0,554	0,753	0
	28	0	0,505	0,747	0		28	0	0,597	0,874	0
	30	0	0,541	0,857	0		30	0	0,640	1,003	0

φ°	d [см]	c [т/м²]	A	B	D
30°	26	0	0,707	0,957	0
	28	0	0,762	1,110	0
	30	0	0,817	1,274	0
35°	26	0	1,054	1,455	0
	28	0	1,136	1,688	0
	30	0	1,217	1,937	0

Таблица 18

Материал свай	Место испытания	Длина l в м	Поперечное сечение свай в м	Угол внутреннего трения φ°	Сила сцепления c в т/м²	Объёмный вес с учётом взвешивающего действия воды γ'	По результатам статических испытаний в т	По формуле (28)
Дерево	Горький	7	$d=0{,}38$	33	0	1,0	60	72,2
Железобетон	Батайск	8	0,3×0,3	14	0,85	1,0	23	23,4
»	»	12	0,3×0,3	14	0,85	1,0	42	46,0
»	»	12	0,3×0,3	14	0,85	1,0	36	46,0

Допускаемая нагрузка на грунт, окружающий сваю, равна

$$P'_{доп} = \frac{W}{m}, \qquad (30)$$

где m — коэфициент запаса.

Величина коэфициента запаса, как уже было сказано ранее, выбирается для глинистых грунтов несколько больше, а именно: $m = 3 \div 4$, а для песчаных $m = 2$.

Формула проф. Дмоховского. Проф. Дмоховский в результате своих исследований предложил для определения W следующую формулу:

$$W = \frac{U \operatorname{tg} \varphi}{2} \gamma l^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^0 + \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{F\gamma}{\sin \alpha} l \operatorname{tg}^4 \left(45^0 + \frac{\varphi}{2}\right); \qquad (31)$$

где α — половина угла заострения сваи, а остальные обозначения те же, что и в формуле (28).

При определении $P'_{доп}$ проф. Дмоховский рекомендует принимать коэфициенты запаса в зависимости от угла внутреннего трения φ согласно табл. 19.

Таблица 19

Значения m в формуле проф. Дмоховского

φ^0	m	φ^0	m
10	1	25	3
15	1,4	30	4
20	2	35	5

Формула Дöора. Дöор считает, что напряжённое состояние грунта вокруг свай после их забивки изменяется, а потому соотношение между p'_x и p'_y будет отличаться от принятого в формуле (28). Дöор в результате своих исследований рекомендует для W следующую эмпирическую формулу:

$$W = \frac{Uf}{2} \gamma l^2 (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) + F\gamma l \operatorname{tg}^2 \left(45^0 + \frac{\varphi}{2}\right). \qquad (32)$$

Коэфициент запаса рекомендуется принимать равным $m = 1$ и $m = 1{,}25$, а f дано в табл. 20 и γ без учёта взвешивающего действия воды.

Упрощённый метод расчёта свай. При составлении проектных заданий, а также в военном деле требуется приблизительно определить длину свай, чтобы составить ориентировочную смету или затребовать брёвна нужных размеров.

Для этой цели применяется упрощённая формула

$$l = \frac{P - \sigma F}{Uk}; \qquad (33)$$

здесь U — периметр сваи в $м$;
l — длина сваи в $м$;
F — площадь поперечного сечения сваи в $м^2$;
P — допущенная нагрузка на сваю в $т$;
σ — допускаемое давление на грунт на уровне острия сваи, определяемое по нормам (часть I, стр. 136) в $т/м^2$;
k — удельное сопротивление грунта срезу в $т/м^2$ (боковой поверхности сваи).

Таблица 20

Значения коэфициента трения f для формулы Дёора

Род грунта	f
Глина и суглинок	
В текучем состоянии	0,15
» пластичном »	0,25
» полутвёрдом »	0,40
Песок	
Мелкозернистый рыхлый сухой	0,40
То же влажный	0,30
» » насыщенный	0,20
Мелкозернистый средней плотности сухой	0,50
То же влажный	0,40
» » насыщенный	0,30
Среднезернистый и крупнозернистый рыхлый сухой	0,50
То же влажный	0,40
» » насыщенный	0,30
Средней плотности сухой	0,55
То же влажный	0,50
» » насыщенный	0,40
Супесь	
Сухая	0,40
Влажная	0,30
Насыщенная	0,20

Величина k точно не установлена, и авторы дают различные для неё значения.

Ниже приводится табл. 21, составленная по разным источникам, которая может служить лишь для ориентировочных подсчётов.

Таблица 21

Значения k для деревянных свай

Род грунта	k в $т/м^2$
Насыпной грунт	0,7
Илистые грунты, насыщенные водой, а также глины и суглинки в текучем состоянии	1
Пластичные глины и суглинки	2
Полутвёрдые глины и суглинки	4
Песчаные и гравелистые грунты	3—4

Инж. Комаров, отмечая неудовлетворительность формулы (33), которая, по его мнению, даёт преувеличенную длину, и анализируя формулу Дмоховского, в которой принят коэфициент запаса от 4 до 8, получил упрощённую формулу в следующем виде:

$$l = \sqrt{29\,d^2 + \frac{P}{nd}} - 5{,}4\,d, \qquad (34)$$

где l — искомая длина сваи в $м$;
d — диаметр сваи в $м$;
P — допущенная нагрузка на сваю в $т$;
n — коэфициент, характеризующий грунт.

Для n инж. Комаров рекомендует принимать значения, указанные в табл. 22.

В табл. 22 значения для глинистых грунтов видоизменены в соответствии с терминологией, принятой в грунтоведении.

Таблица 22

Значения n в формуле Комарова

Род грунта	Коэфициент		
	сухой	влажный	насыщенный
Ил	1,63	0,52	0,16
Торф	0,41	0,41	0,24
Растительная земля, чернозём	2,30	1,73	0,81
Растительная земля, плотно слежавшаяся	3,92	1,83	0,81
Песчаные грунты:			
песок мелкий с илом	2,44	0,52	0,27
рыхлый песок	1,90	1,14	0,45
плотно слежавшийся песок	4,14	1,81	0,90
гравелистый грунт	2,12	1,55	1,02
	полутвёрдое состояние	пластичное состояние	текучее состояние
Глинистые грунты	2,4—4,14	0,85—1,2	0,35

Пример. Определить необходимую глубину забивки сваи, имеющей диаметр $d=26$ $см$. Нагрузка на сваю 15 $т$. Грунт — глина в пластичном состоянии.

По формуле (33) $P=15$ $т$; $\sigma=15$ $т/м^2$; $F=0{,}053$ $м^2$; $U=0{,}81$ $м$; $k=2{,}0$ $т/м^2$;

$$l=\frac{P-\sigma F}{Uk}=\frac{15-15\cdot 0{,}053}{0{,}81\cdot 2{,}0}\approx 8{,}7\ м.$$

По формуле (34) $P=15$ $т$; $d=0{,}26$ $м$; $n=0{,}85$;

$$l=\sqrt{29\,d^2+\frac{P}{nd}}-5{,}4\,d=$$

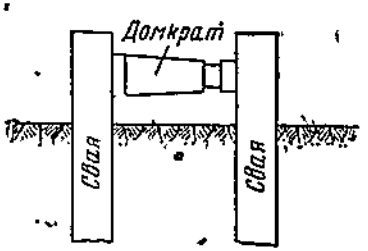
$$=\sqrt{29\cdot 0{,}26^2+\frac{15}{0{,}85\cdot 0{,}26}}-5{,}4\cdot 0{,}26\approx 7{,}00\ м.$$

§ 23. РАСЧЁТ СВАЙ НА ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ СИЛЫ

Многие сооружения воспринимают значительные горизонтальные силы. Так, например, в арочных мостах опоры воспринимают распор арки. Подпорные стенки, а также устои балочных мостов воспринимают распоры земли или воды. В деревянных мостах горизонтальную составляющую усилия воспринимают подкосные сваи; следовательно, необходимо знать, какая горизонтальная нагрузка может быть допущена как на одну сваю, так и на группу свай.

Определение допускаемой горизонтальной нагрузки может быть произведено двумя способами: способом пробных нагрузок и по теоретическим формулам.

Способ пробных нагрузок. Испытание сваи пробной нагрузкой производится следующим образом.

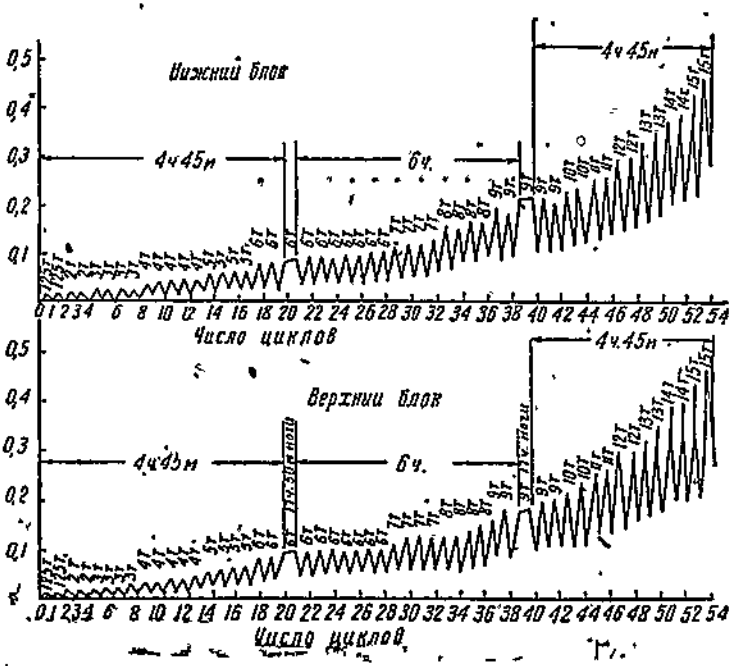


Фиг. 124

Забиваются рядом две сваи (фиг. 124) на некотором расстоянии друг от друга. Между ними устанавливается гидравлический домкрат, при помощи которого создаётся горизонтальное усилие. Сваи прогибаются— и тем больше, чем больше величина нагрузки.

Установлено, что при циклической нагрузке (т. е. при такой, когда свая по времени то нагружается, то разгружается) прогибы при одной и той же нагрузке значительно больше, почему в практике применяют циклический способ нагрузки.

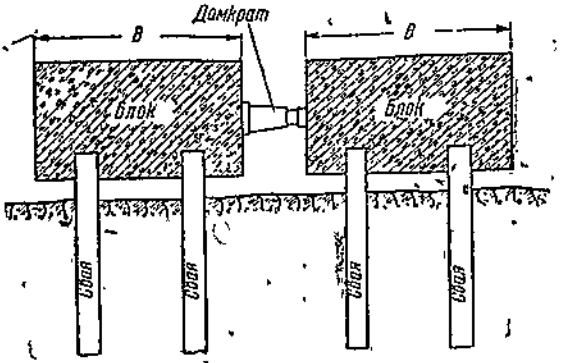
На фиг. 125 нанесены результаты испытания двух свайных кустов (фиг. 126 и 127), покрытых железобетонными блоками. В каждом



Фиг. 125

кусте по четыре сваи. По оси абсцисс (фиг. 125) отложено время, а по оси ординат — величина прогиба. Видно, что вначале была дана нагрузка в 1,25 *т* на каждую сваю, причём сваи получили некоторый прогиб. Через несколько минут нагрузка была прекращена и свая

приняла первоначальный вид. Далее нагрузка увеличивалась ступенями постепенно, достигнув 6 *т* на каждую сваю. С этой нагрузкой сваи были оставлены на ночь. На другой день испытания продолжались в том же порядке, причём к вечеру нагрузка достигала 9 *т*, а на третий день испытания были прекращены.

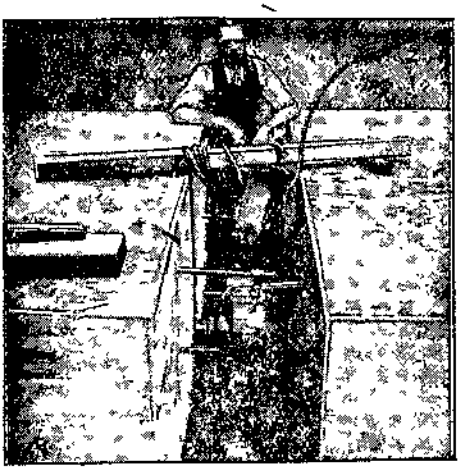


Фиг. 126

Нагрузка на сваю достигла 15 *т*, т. е. получилась равной предельной подъёмной силе домкрата.

Если известно, какая величина горизонтального перемещения допустима для данного сооружения, то, отложив её по оси ординат и проведя из полученной точки линию, параллельную оси абсцисс, можно найти величину допускаемой нагрузки на сваю.

Изложенный способ определения допускаемой нагрузки на сваю применяется при строительстве гидротехнических сооружений (плотин) и может быть применён в железнодорожном строительстве при сооружении запруд, подпорных стен и мостовых опор.


Фиг. 127

При сооружении плотины на р. Миссисипи (США) был испытан ряд блоков с различным числом свай.

В результате испытаний были сделаны следующие выводы: для сооружений, основанных на деревянных сваях с допускаемым прогибом 6,25 *мм*, горизонтальная нагрузка на сваю не должна превосходить 4 *т* при переменном действии усилия и 4,5 *т* при постоянном усилии; при допускаемом прогибе в 12,5 *мм* нагрузка на сваю соответственно не должна быть больше 6,5 и 7 *т*; при применении железобетонной сваи допускаемые горизонтальные усилия могут быть повышены на 1 — 2 *т*; заделка голов свай в фундамент сооружения весьма существенна.

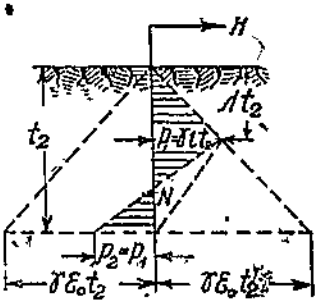
Теоретические формулы. Определением допустимой горизонтальной нагрузки на сваи занимались многие исследователи,

но до настоящего времени нет решений, удовлетворяющих требованиям практики.

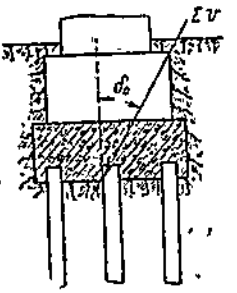
Все существующие формулы можно разбить на две группы.

Первая группа исходит из предположения, что свая под действием горизонтальной силы поворачивается вокруг некоторой точки N (фиг. 128), выворачивая нижним концом грунт.

Такое предположение, как показали опыты, проведённые ЦНИВТ под руководством инж. Яропольского, совершенно не состоятельно и должно быть отброшено; при глубине забивки более 2 *м* свая раньше сломается, чем произойдёт вытеснение грунта. Глубина сечения, в котором происходит излом, колеблется от 0,8 до 0,5 *м*.



Фиг. 128



Фиг. 129

Вторая группа рассчитывает сваю как балку на упругом основании [1].

Ввиду того что эти формулы на практике ещё не проверены, они здесь не приводятся.

Глава VI

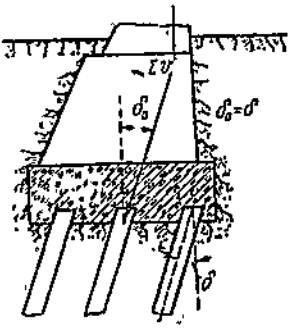
МЕТОДЫ РАСЧЁТА СВАЙНЫХ ОСНОВАНИЙ

На фундамент действуют различные по величине и направлению силы в виде полезной нагрузки, собственного веса сооружения, давления земли и воды, сил от ветра, снега и т. д. Все указанные выше силы могут быть на уровне основания приведены к равнодействующей всех сил ΣR_0, которая в общем случае имеет наклонное направление и составляет с вертикалью угол δ_0 (фиг. 129).

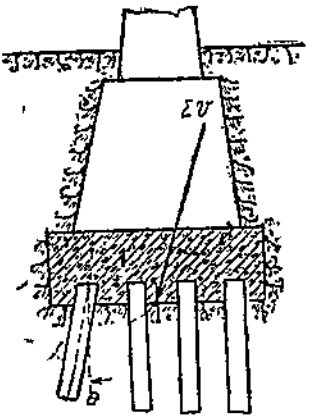
В тех случаях, когда угол не превосходит 5°, применяются вертикальные сваи. Если угол превосходит 5°, но не превосходит 10° и горизонтальная составляющая равнодействующей не меняет своего направления, применяются наклонные сваи (фиг. 130), причём угол наклона сваи совпадает с углом наклона равнодействующей. Если же угол δ_0 превосходит 10° или горизонтальная составляющая меняет

[1] Доц. Д. В. Ангельский. К расчёту свайных оснований на горизонтальные нагрузки. «Труды МАДИ», сборник № 7, 1937; инж. И. В. Урбан. К вопросу о расчёте свай на горизонтальную нагрузку «Бюллетень Союзтранспроекта», № 5—6, май-июнь, 1939.

своё направление (хотя угол δ_0 и не превосходит 10°), то применяют козловые сваи (фиг. 131 и 132).



Фиг. 130



Фиг. 131

Здесь сначала будут изложены методы расчёта свайных оснований с вертикальными сваями, а затем с наклонными сваями.

§ 24. СВАЙНЫЕ ОСНОВАНИЯ С ВЕРТИКАЛЬНЫМИ СВАЯМИ

а) Сущность расчёта

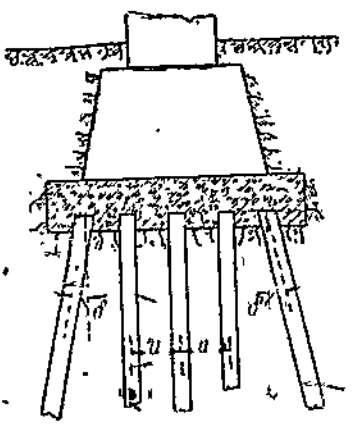
Причины, которые вызывают недопустимую осадку свайного основания, могут быть следующими.

1. Недостаточная прочность стержней свай, т. е. несоответствие между действующими и допускаемыми усилиями в сваях.

Очевидно, что надо обеспечить надлежащую прочность стержней свай и рассчитать их так, чтобы действующие усилия были всегда меньше допускаемых (обусловленных материалом свай).

2. Нарушение упругой связи между сваей и грунтом; это происходит в тех случаях, когда действующие усилия в сваях оказываются больше сил сопротивления, обусловленных свойствами грунтов между сваями и под ними.

Необходимо, чтобы действующие усилия в сваях были меньше сил сопротивления.



Фиг. 132

3. Перенапряжение в консолях фундамента и излом их. Вследствие этого уменьшаются число работающих свай и площадь, на которую передаётся давление, а потому сооружение испытывает значительные осадки.

4. Значительное давление и большая сжимаемость грунта, расположенного ниже концов свай. Осадки по этой причине очень часты.

Следовательно, необходимо, чтобы действующие напряжения в грунте ниже концов свай были меньше допускаемых и ожидаемая осадка от сжатия грунтов была меньше допустимой для данного сооружения как с точки зрения его прочности и устойчивости, так и с точки зрения удобств эксплуатации.

б) Порядок расчёта

Прежде чем рассчитывать свайное основание, подбирают его элементы и их размеры, т. е. размеры ростверка, число свай и их размещение в плане, а затем уже производят проверочный расчёт. Таким образом, расчёт состоит из ряда операций, выполняемых в следующем порядке.

Подбор размеров элементов свайного основания

1) Назначение глубины заложения ростверка;
2) назначение диаметра и длины сваи и определение допускаемой нагрузки на сваю;
3) назначение размеров ростверка в плане и определение числа свай;
4) размещение свай в плане.

Проверочный расчёт

1) Определение действующих усилий в сваях;
2) определение напряжений в теле ростверка;
3) определение действующих напряжений в грунте на уровне концов свай;
4) определение ожидаемой осадки основания.

Подбор размеров ростверка, числа свай и их размещение в плане

1. Назначение глубины заложения ростверка. Глубина заложения должна удовлетворять следующим условиям:

а) минимальная глубина заложения для опор мостов должна быть больше, чем глубина размыва, на величину не менее 1,5 *м*;

б) при применении деревянных свай она должна быть больше глубины залегания зеркала грунтовых вод, чтобы головки сваи всегда были в воде и их верх был на 0,5 *м* ниже самого низкого уровня воды.

2. Назначение диаметра и длины свай и определение допускаемой нагрузки на сваю. Диаметром сваи сначала задаются, а затем уточняют его в зависимости от выбранной длины сваи. Последняя определяется в зависимости от состава грунтов, в которые погружаются сваи. Если на сравнительно небольшой глубине (порядка 7 — 15 *м*) залегает пласт

прочного грунта, то следует под ответственные сооружения длину сваи назначать, исходя из необходимости передать давление от сооружения указанному выше пласту прочного грунта, т. е. необходимо проектировать сваи-стойки.

Если же пласт прочного грунта залегает на значительной глубине, то приходится проектировать сваи трения. Их длина может быть определена или по формуле (29), если известны характеристики проходимого сваями грунта (φ и c), или по упрощённым формулам (33), причём при определении длины сваи полагают, что нагрузка на сваю не должна превосходить величины, указанной в табл. 10 и 12, т. е. не должна превосходить допускаемого давления на материал сваи.

При составлении технического проекта следует длину сваи определить опытным путём, динамическим методом и методом пробных нагрузок, для чего несколько пробных свай забиваются на различную глубину и затем испытываются. В зависимости от результатов испытания выбирается длина свай.

Выбрав длину сваи, следует проверить по формуле (1) и табл. 10 и 12 соответствие выбранных размеров поперечного сечения только что определённой длине сваи, и если соответствия нет, то размеры изменяются.

Затем, выбрав окончательно длину и поперечные размеры сваи, окончательно определяют тем или иным методом, описанным в главе V, расчётную нагрузку на сваю ($P_{расч}$).

3. Назначение размеров ростверка и числа свай. Размерами ростверка сначала задаются, а затем проверяют принятые размеры следующим расчётом.

Расстояние между сваями по техническим условиям должно быть не менее $3\,d$ и во всяком случае не может быть меньше $2{,}5\,d$. Следовательно, при квадратной сетке количество свай на $1\ м^2$ не должно превосходить

$$x = \frac{1}{9\,d^2} \div \frac{1}{6{,}25\,d^2},$$

а давление на тот же $1\ м^2$ не должно превосходить $xP_{расч}$, называемого условным допускаемым давлением.

Определив таким образом условно допускаемое давление, переходят затем к определению действующих давлений по общеизвестной формуле внецентренного сжатия, т. е.

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{\sum P}{F_p} \pm \frac{M_x}{I_x}\,y + \frac{M_y}{I_y}\,x, \qquad (35)$$

где $\sum P$ — сумма вертикальных составляющих всех сил, действующих на ростверк, включая его собственный вес;

F_p — площадь ростверка в плане;

M_x и M_y — моменты всех сил относительно взаимно перпендикулярных осей X и Y, проходящих через центр тяжести площади ростверка;

I_x и I_y — моменты инерции площади ростверка относительно тех же осей X и Y;

y и x — расстояние от осей X и Y до наиболее удалённого волокна ростверка.

Если σ_{max}, определённое по формуле (35), для любой комбинации нагрузок, действующих на основание, не превосходит $\varkappa P_{расч}$, то размерами ростверка задались правильно.

Число свай под свайным основанием должно удовлетворять следующим двум неравенствам:

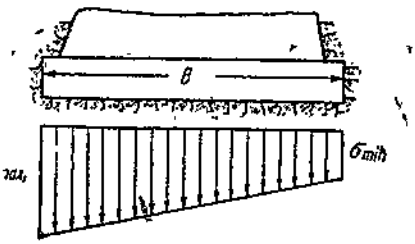
$$N \geqslant \frac{\sigma_{ср} F_р}{P_{расч}}; \tag{36}$$

$$N \leqslant \varkappa F_р, \tag{37}$$

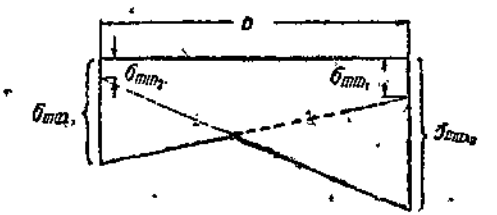
где $\sigma_{ср}$ — среднеприведённое давление по подошве ростверка;

$F_р$ — площадь ростверка;

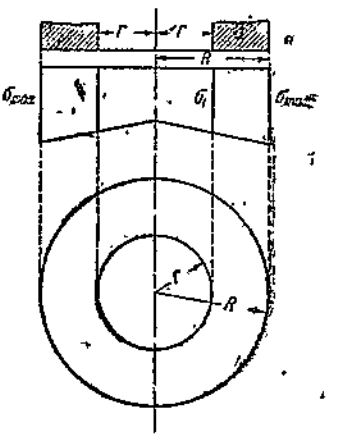
$\varkappa$ — коэфициент насыщения основания сваями, т. е. количество свай, приходящихся на 1 $м^2$ площади ростверка.



Фиг. 133



Фиг. 134



Фиг. 135

Рассмотрим три основных частных случая распределения давления по подошве ростверка, изображённых на фиг. 133 — 135. В любом случае $\sigma_{ср}$ равно объёму приведённых давлений по площади ростверка, делённому на площадь ростверка, т. е.

$$\sigma_{ср} = \frac{V_{напр}}{F_р}.$$

Но в некоторых частных случаях задача упрощается. Так, например, в первом случае (фиг. 133)

$$\sigma_{ср} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2}.$$

Во втором случае, который всегда имеет место при перемене направления горизонтальных сил и смещении эксцентриситета верти-

кальных сил на другую сторону оси, проходящей через центр тяжести площади ростверка, получим

$$\sigma_{cp} = \frac{1}{2}\left[\sigma_{max_1} + \sigma_{min_1} + \frac{(\sigma_{max_1} - \sigma_{min_1})^2}{\sigma_{max_2} - \sigma_{min_2} + \sigma_{max_1} - \sigma_{min_2}}\right];$$

значения σ_{max_1}, σ_{min_1}, σ_{max_2} и σ_{min_2} видны из фиг. 134.

В третьем случае, когда очертание ростверка в плане имеет форму кольца, а направление действия горизонтальных сил и эксцентриситета вертикальных сил может быть в любую сторону, σ_{cp} будет равно

$$\sigma_{cp} = \sigma_1 + \frac{(\sigma_{max_1} - \sigma_1)(2R + r)}{3(R + r)};$$

значения σ_{max} и σ_1 видны из фиг. 135.

Определив σ_{cp}, находят число свай N, а, найдя N, проверяют, удовлетворяет ли оно неравенству (37). Отметим, что при подсчётах по формуле (37) следует n выбирать не более $\frac{1}{6{,}25\,d^2}$, а лучше всего при выборе числа сваи для n пользоваться следующим его значением:

$$n = \frac{1}{9d^2}.$$

4. Размещение свай в плане. Способ рационального размещения свай состоит в том, чтобы найти такое расположение их в плане, при котором каждая из свай воспринимала бы численно одинаковую нагрузку.

Этот принцип удаётся удовлетворить в том случае, когда фундамент работает лишь на одну комбинацию нагрузок (постоянные силы).

В других случаях приходится лишь стремиться к указанному принципу, но полностью приблизиться к нему невозможно.

Для удовлетворения указанного принципа приходится располагать сваи гуще там, где имеет место наибольшее давление. Задача в общем случае сводится к разбивке приведённого объёма давлений по подошве ростверка на равновеликие объёмы, причём число этих равновеликих объёмов должно быть равно числу свай.

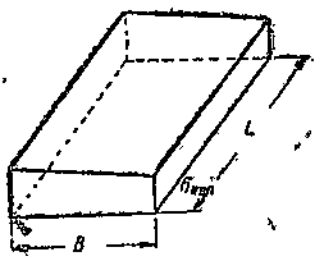
На фиг. 136 — 138 указано несколько частных случаев распределения приведённых давлений по площади ростверка при различных очертаниях последнего в плане и различной комбинации действующих внешних сил (фиг. 136 и 137 соответствуют одностороннему действию сил, фиг. 138 — двустороннему).

Видно, что в приведённых частных случаях по одному из измерений величина давления постоянна, и следовательно, по этому измерению расстояния между сваями должны быть одинаковы. Тогда задача упрощается, так как для расчёта достаточно лишь взять полоску, равную расстоянию между сваями; следовательно, объёмная задача сводится к плоской.

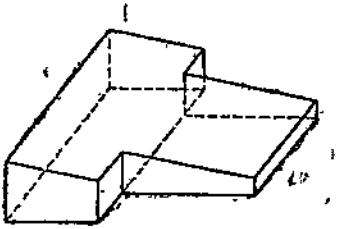
Задача разделения той или иной площади на равновеликие площадки может быть выполнена следующим простейшим способом. Пусть требуется разделить площадь, изображённую на фиг. 139, на n равновеликих площадок. Поступают так: разбивают заданную площадь на произвольное число площадок, затем вычисляют величину каждой площадки и строят кривую OC на продолжении линий границ между площадками.

По оси ординат откладывают последовательно нарастающую сумму площадок, так что в результате точка C будет лежать на продолжении σ_{max}, а величина ординаты OC_1 будет равна площади эпюры.

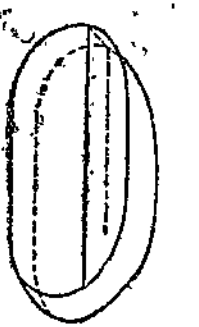
Теперь разбивают отрезок OC_1 на n равных частей и проектируют получаемые точки $a_1, a_2, \ldots, a_n$ сперва на кривую OC, а затем на линию AB, как указано на фиг. 139. Линии $a_1'a_1'', a_2'a_2'', \ldots, a_n'a_n''$ разбивают заданную площадь на n равновеликих площадок (на фиг. 139 восемь площадок). В центре каждой площадки находится центр ряда. Для простоты расчётов рекомендуется назначать центр ряда свай не в центре площадки, а по середине отрезков $a_1''a_2''$, $a_2''a_3''$ и т. д. Зная положение центров ряда, легко графически по масштабу найти расстояние между рядами свай.



Фиг. 136



Фиг. 137



Фиг. 138

Если наименьшее расстояние между рядами свай оказывается меньше 2,5 d, то следует уменьшить число рядов и разбить площадь эпюры на новое, уже уменьшенное число.

Если же, наоборот, наименьшее расстояние между сваями очень велико, т. е. больше 3,5 d, то необходимо увеличить n и снова разбить площадь на новое число n. Определив путём попыток число n и найдя центры рядов свай, переходят к размещению свай в перпендикулярном направлении.

Задачу эту легче всего выполнить графически. Поступают так: вычерчивают план ростверка (фиг. 140) и сносят на него с эпюры давлений найдённые центры рядов свай, прочерчивая их в виде линий $1-1$; $2-2$ и т. д. Далее определяют длину того или иного ряда и сумму длин всех рядов L_p. Она равна сумме длин отрезков l_{1-1}, l_{2-2}, l_{3-3} и т. д., т. е.

$$L_p = l_{1-1} + l_{2-2} + l_{3-3} + \ldots$$

Среднее расстояние между сваями найдётся из деления L_p на число свай N, т. е. $a_{ср} = \frac{L_p}{N}$, а число свай в том или ином ряду будет равно m:

$$m_{1-1} = \frac{l_{1-1}}{a_{ср}}; \quad m_{2-2} = \frac{l_{2-2}}{a_{ср}}; \quad m_{3-3} = \frac{l_{3-3}}{a_{ср}} \text{ и т. д.}$$

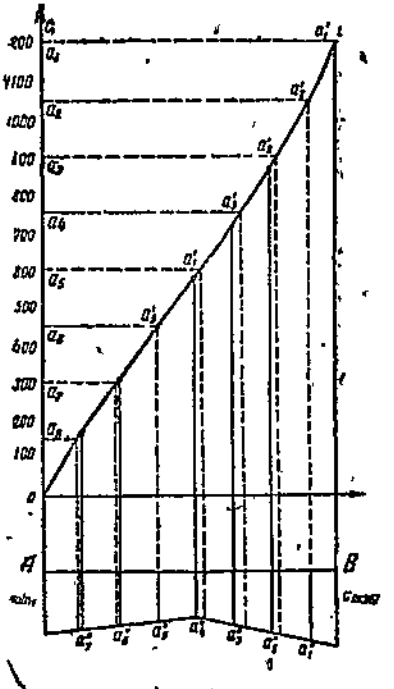
Конечно, при размещении свай необходимо учитывать и конструктивные соображения. Так, например, число m может получиться дробным. Ясно,

что оно не должно быть дробным, а поэтому приходится брать ближайшее целое число. Однако, делая эти отступления, нужно помнить, что сумма свай должна быть не менее, а несколько больше общего числа свай, определённого по формуле (36).

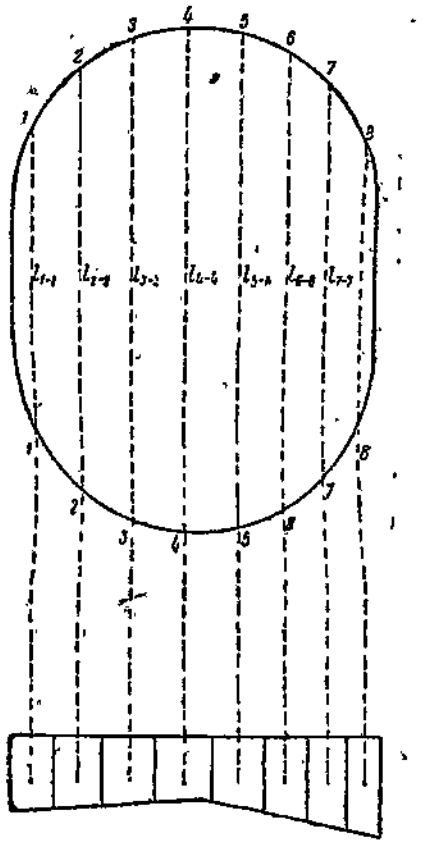
Проверочный расчёт

1. Определение действующего усилия в свае. После размещения свай в плане необходимо определить действующее усилие в свае, чтобы убедиться в правильности выбора количества свай и их размещения в плане.

Действующее усилие определяется по формуле внецентренного сжатия.



Фиг. 139



Фиг. 140

Нормальное напряжение в поперечном сечении сваи будет равно

$$\sigma = \frac{\sum P_0}{\sum F_i} \pm \frac{\sum M_0 z}{I}; \qquad (38)$$

тогда усилие в свае будет

$$P_{дейст} = \sigma F_i;$$

здесь $\sum P_0$ — сумма всех сил параллельных оси свай;
$\sum M_0$ — моменты всех сил относительно нейтральной оси, проходящей через центр тяжести свайного основания;
z — расстояние от нейтральной оси до той сваи, где определяется напряжение;
I — момент инерции площади свайного основания;
F_i — площадь поперечного сечения сваи.

Формула (38) соответствует предположению, что жёсткость ростверка бесконечно велика. Это предположение в большинстве случаев оправдывается, так как каменный или бетонный массив, расположенный на ростверке, сам мало деформируется, а без его деформации невозможно искривление ростверка.

Формулу (38) для практического использования несколько видоизменяют, исходя из следующих соображений: площадь свайного основания в том случае, когда поперечные размеры всех свай одинаковы, равна

$$\sum F_i = NF,$$

где N — число свай;
F — площадь поперечного сечения одной сваи.

Момент инерции свайного основания равен сумме моментов инерции рядов свай, т. е.

$$I = \sum i,$$

где

$$i = m\,(i_0 + z^2 F);$$

здесь m — число свай в ряду;
i_0 — собственный момент инерции одной сваи; его величина очень мала, и ею обычно пренебрегают, т. е. полагают, что $i_0 = 0$;
z — расстояние оси ряда до оси, проходящей через центр тяжести свайного основания.

Тогда

$$I = F \sum m_i z_i^2.$$

Подставляя значения $\sum F_i$ и I в формулу (38), получим

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{\sum P_0}{NF} \pm \frac{\sum M_0 z}{F \sum m_i z_i^2},$$

а действующие усилия в сваях равны

$$P_{действ} = \sigma F = \frac{\sum P_0}{N} \pm \frac{\sum M_0 z}{\sum m_i z_i^2}. \qquad (39)$$

Если $P_{действ}$ меньше ранее определённого $P_{расч}$, то число свай и их размещение в плане выбраны правильно.

Если же $P_{действ}$ больше $P_{расч}$, то приходится задаваться новыми размерами ростверка, новым числом свай и новым их размещением в плане и производить новый расчёт.

Формула (39) выведена в предположении, что грузоподъёмность всех свай одинакова. При различной грузоподъёмности определение действующего усилия в свае производится несколько иначе.

Интересующиеся могут найти такой расчёт в первом издании этого учебника, часть II, стр. 100.

При определении $\sum m_i z_i^2$ требуется знать расстояние от крайнего ребра ростверка до центра тяжести свайного основания. Оно определяется по следующей формуле:

$$z_0 = \frac{\sum m_i z_i}{N}.$$

Для пояснения пользования формулой (39) приведены примеры.

Пример 1. На фиг. 141 изображено свайное основание под устой моста. Требуется определить действующие усилия в сваях, если известно, что сумма всех сил $\sum P_0 = 1\,000$ *т*. Сила приложена на расстоянии 2,48 *м* от передней грани ростверка.

Решение.

$$\sum m_i z_i = 10 \cdot (0{,}5 + 2{,}0 + 3{,}9) + 11 \cdot (1{,}2 + 2{,}9) + 9{,}5 + 4 \cdot (6 + 7) = 206{,}1 \text{ св. } м$$

Число свай $N = 69$;

$$z_0 = \frac{206{,}1}{69} = 2{,}98 \text{ м};$$

эксцентриситет

$$e = 2{,}98 - 2{,}48 = 0{,}5 \text{ м}.$$

$$\sum m_i z_i^2 = 10 \cdot (2{,}48^2 + 0{,}98^2 + 0{,}92^2) + 11 \cdot (1{,}78^2 + 0{,}08^2) + 9 \cdot 2{,}02^2 + 4 \cdot (3{,}02^2 + 4{,}02^2) = 252{,}2 \text{ св. } м^2;$$

$$P_{max} = \frac{1\,000}{70} + \frac{1\,000 \cdot 0{,}5 \cdot 2{,}48}{252{,}2} = 14{,}3 + 4{,}93 = 19{,}23 \text{ т};$$

$$P_{min} = 14{,}3 - \frac{1\,000 \cdot 0{,}5 \cdot 4{,}02}{252{,}2} = 14{,}3 - 7{,}9 = 6{,}4 \text{ т}.$$

Пример 2. Определить действующие усилия в сваях в основании водосёмного здания (фиг. 142) в предположении, что $r_1 = 5$ *м*; $r_2 = 6$ *м*; $m_1 = 32$ сваям; $m_2 = 38$ сваям; $\sum P_0 = 1\,000$ *т*; $e = 0{,}4$ *м*.

Решение. Так как свайное основание симметрично, то определение центра тяжести не требуется: он находится в центре круга.

Для определения момента инерции воспользуемся тем правилом, что момент инерции круга или кольца равен половине полярного момента инерции. Следовательно,

$$I = \frac{I_p}{2} \text{ и } \sum m_i z_i^2 = \frac{1}{2} \sum m_i r_i^2,$$

где m_i — число свай в той или иной окружности, а r_i — радиус той же окружности; следовательно,

$$\sum m_i r_i^2 = m_1 r_1^2 + m_2 r_2^2 = 32 \cdot 5^2 + 38 \cdot 6^2 = 2\,165 \text{ св. } м^2.$$

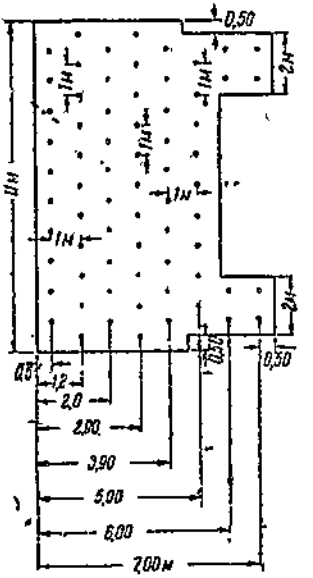
Отсюда

$$\Sigma m_i z_i^2 = \frac{2164}{2} = 1082{,}5 \text{ св. } м^2.$$

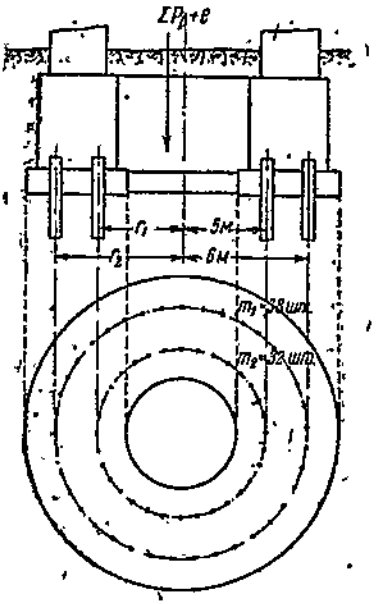
Число свай $N = 32 + 38 = 70$.

$$P_{max} = \frac{1000}{70} + \frac{1000 \cdot 0{,}4 \cdot 6}{1082{,}5} = 16{,}51 \ m;$$

$$P_{min} = 14{,}3 - 2{,}21 = 12{,}09 \ m.$$



Фиг. 141



Фиг. 142

2. Определение напряжений в теле ростверка. Расчёт напряжений в теле ростверка в большинстве случаев сводится к расчёту консолей.

Основное отличие расчёта ростверка (подушек) от обычных, расположенных в грунте, подушек состоит в том, что реакция грунта здесь распределяется не в виде сплошной нагрузки по нижней поверхности подушки, а сосредоточенно по осям свай.

Если пролёт консольной балки больше высоты балки (подушки), то расчёт ведётся по обычному методу расчёта напряжений на изгиб в опасном сечении консольной балки.

Если же пролёт (вынос) консоли меньше, чем высота подушки, то расчёт ведётся по формулам Герсеванова или Жилинского, как указано в части I настоящего учебника (стр. 232). Входящие в эти формулы давления по подошве подушки определяются по формуле (35).

Кроме того, подушка рассчитывается на продавливание по формуле (3), из которой определяется τ при известной высоте подушки h.

При применении свай под ленточные фундаменты последние рассчитываются как балки на упругом основании, причём величина коэ-

фициента постели определяется из опыта как давление на единицу площади ростверка, вызывающее деформацию, равную 1 *см*.

При ориентировочных расчётах коэфициент постели *C* можно принимать равным для свай трения 30 *кг/см*³*.

Ниже приведён пример разрушения арочного моста в Лондоне через р. Темза из-за слома консолей.

Мост был построен в 1817 г. Опоры моста основаны на деревянных сваях, забитых в грунт на глубину 6 *м*.

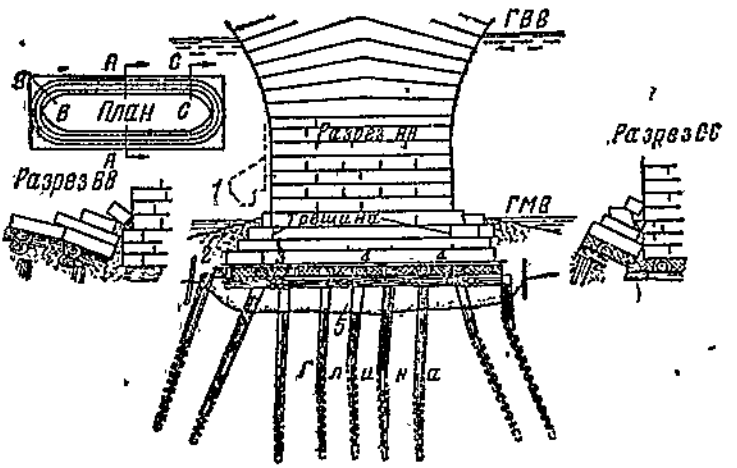
Нагрузка на сваю по проекту достигает 48 *т*. Многие опоры этого моста дали значительные осадки, что видно из данных табл. 23, составленной на 1924 г.

Таблица 23

№ опоры	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Осадки в *см*	0	13,9	16,3	16,0	18,6	74,2	35,1	8,2	1,6	0

Наибольшей величины осадки достигает у опоры № 5 и составляет 74,2 *см*.

Обследование опор показало, что консоли фундаментов сломаны (фиг. 143), вследствие чего давление на сваю увеличилось до 86 *т*, а напряжение в грунте достигло 7 *кг/см*².



Фиг. 143

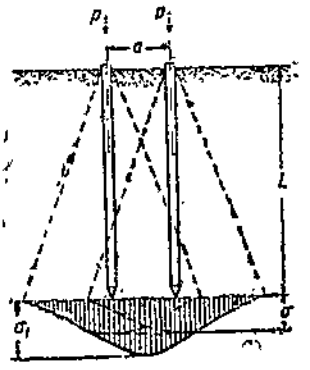
Так как концы сваи опирались на верхние слои глины и не достигали плотных грунтов, то стабилизация осадок в ближайшее время не ожидалась. Между тем разная осадка опор расстроила арки и проезжую часть моста. После ряда неудачных попыток прекратить деформацию моста было решено его разобрать.

Таким образом, основная причина гибели моста заключалась в недостаточной прочности консолей фундамента (кладка на известковом растворе).

* Инж. Баркан, Смоликов и Савичев. Об упругой жёсткости основания, уплотнённого висячими сваями. «Проект и стандарт», № 5, 1937.

3. Определение действующих напряжений в грунте на уровне острия свай.

а) Сущность вопроса. Свая передаёт воспринимаемую нагрузку грунту через свою боковую поверхность и остриё. В результате в грунте возникают напряжения, причём максимальные напряжения оказываются на уровне концов свай.



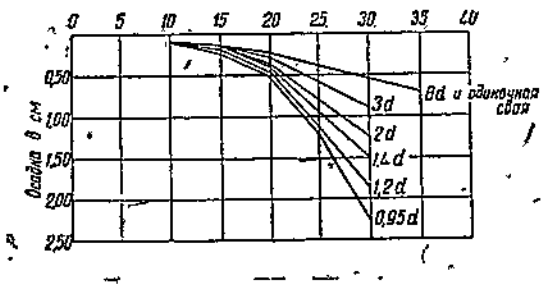
Фиг. 144

При густом расположении свай эпюры напряжений (фиг. 144) от отдельных свай накладываются друг на друга, причём суммарные напряжения получаются больше, чем только от одной сваи. Поэтому требуется определить действующие напряжения в грунте на уровне концов от куста свай и сравнить их с допускаемыми на том же уровне.

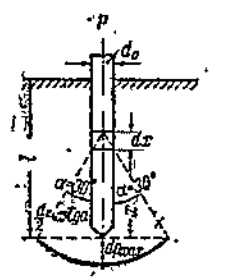
К мысли рассчитывать напряжения в грунте на уровне концов свай строители пришли недавно. Это произошло под влиянием значительных деформаций ряда сооружений, которые, как казалось, были необъяснимыми. Несколько примеров деформаций сооружений будут описаны далее.

Стали высказываться мнения, что причиной деформации являлись деформации свай вместе с грунтом. Затем были поставлены экспериментальные исследования, которые показали, что сопротивление свайного куста меньше суммы сопротивлений входящих в него свай.

На фиг. 145 изображены результаты испытаний парных свай, поставленных на различных расстояниях друг от друга. Видно, что чем больше сближены сваи, тем меньшее сопротивление они оказывают.



Фиг. 145



Фиг. 146

Многочисленные опыты с кустами свай и одиночно стоящими сваями были проведены у нас в СССР и в Швеции. Все они подтверждают, что сопротивление куста значительно меньше, чем сумма сопротивлений одиночно стоящих свай.

Это подтверждается и теоретическими соображениями.

Рассмотрим работу сваи от вертикальной нагрузки (фиг. 146). Свая своей боковой поверхностью передаёт давление грунту в виде

распределённой по вертикали нагрузки, причём нагрузка в общем случае неравномерно распределённая. Для простоты рассуждений примем нагрузку в виде равномерно распределённой по всей длине сваи.

Частицы грунта, приложенную к ним нагрузку передают соседним, в результате чего нагрузка распределится под некоторым углом α к вертикали и захватит некоторый массив грунта, в толще которого возникнут напряжения.

Выделим элементарный участок длины сваи dx и рассмотрим, какие напряжения возникнут в грунте на уровне острия свай от сил, приложенных к указанному элементарному участку dx.

Величина приложенных к dx сил будет равна $\frac{P}{l}dx$. Полагая, что на уровне острия напряжения изменяются по закону параболы, объём напряжений V_n, ограниченных параболой, будет равен

$$V_n = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{d_0}{2} + x \operatorname{tg} \alpha\right)^2 \pi \, dp_{\max},$$

где d_0 — диаметр свай;
α — угол распространения давления;
x — текущая координата;
$dp_{\max}$ — максимальное напряжение на уровне острия сваи.

По закону «действие равно противодействию» находим

$$\frac{P}{l} dx = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{d_0}{2} + x_1 \operatorname{tg} \alpha\right)^2 \pi \, dp_{\max},$$

или

$$dp_{\max} = \frac{2P}{l} \cdot \frac{dx}{\left(\frac{d_0}{2} + x \operatorname{tg} \alpha\right)^2}.$$

Полное напряжение от действия всех сил, действующих по боковой поверхности сваи, будет равно

$$p_{\max} = \frac{2P}{l} \int_0^l \frac{dx}{\left(\frac{d_0}{2} + x \operatorname{tg} \alpha\right)^2}.$$

Интегрируя и подставляя пределы, найдём

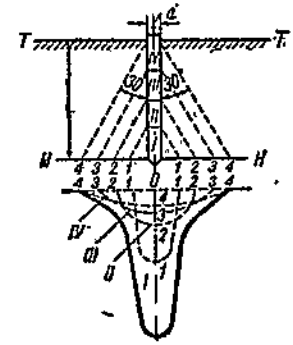
$$p_{\max} = \frac{2P}{\pi l \operatorname{tg} \alpha} \cdot \frac{l \operatorname{tg} \alpha}{\frac{d_0}{2} \cdot \left(\frac{d_0}{2} + l \operatorname{tg} \alpha\right)}.$$

Пренебрегая малым значением $\frac{d_0}{2}$ по сравнению с $l \operatorname{tg} \alpha$, найдём

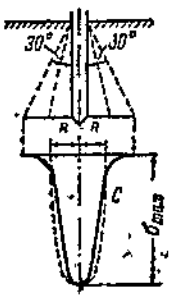
$$p_{\max} = \frac{4P}{\pi l d_0 \operatorname{tg} \alpha}. \qquad (40)$$

Распределение напряжений в грунте на уровне острия свай изображено на фиг. 147.

Если для упрощения заменить объём напряжений, изображённый на фиг. 148, параболлоидом вращения (пунктир) и пренебречь незначительными краевыми напряжениями, то получим следующее соотношение между действующей силой P и объёмом напряжений V_n' в грунте на уровне острия свай:



Фиг. 147



Фиг. 148

$$V_n' = \frac{1}{2} R^2 \pi \frac{4P}{\pi l d_0 \operatorname{tg} \alpha} = P,$$

или

$$\frac{2R^2}{l d_0 \operatorname{tg} \alpha} = 1,$$

откуда

$$R = \sqrt{\frac{1}{2} l d_0 \operatorname{tg} \alpha}, \qquad (41)$$

где R — радиус площади, по которой возникают напряжения в грунте.

Ясно, что если расстояние между сваями будет меньше $2R$, то объёмы напряжений пересекутся между собой и в грунте на уровне острия свай возникнут напряжения, по величине бо́льшие, чем под одной сваей (фиг. 144).

Для того чтобы не возникали бо́льшие по величине напряжения, нужно, чтобы расстояния между сваями были более $2R$, т. е.

$$a > 2R = 2\sqrt{\frac{1}{2} l d_0 \operatorname{tg} \alpha}. \qquad (42)$$

Положим: $l = 10$ м; $d_0 = 0{,}30$ м; $\alpha = 30°$.

Тогда получим

$$a > 2R = 2\sqrt{\frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 0{,}30 \cdot 0{,}577} = 1{,}86 \text{ м},$$

т. е. примерно $6d$. На такую же величину a указывают и опыты[1].

Практически такие расстояния между сваями в свайных основаниях не делаются и, следовательно, в огромном большинстве случаев объёмы напряжений пересекаются, вследствие чего, как уже сказано, под свайным основанием возникают значительно бо́льшие напряжения, чем под одиночно стоящей сваей.

Итак, если расстояние между сваями меньше $2R$, то нужно рассчитывать напряжения в грунте под остриями свай.

б) Методы определения действующих напряжений в грунте. Простейший метод определения дей-

[1] См. сборник «Свайные и естественные основания», Стройиздат Наркомстроя, 1939, статья Голубкова, стр. 35.

ствующих напряжений в грунте состоит в том, что свайное основание рассматривается как массивное основание, очерченное пунктирными линиями (фиг. 149). Тогда действующее напряжение по плоскости AB будет равно

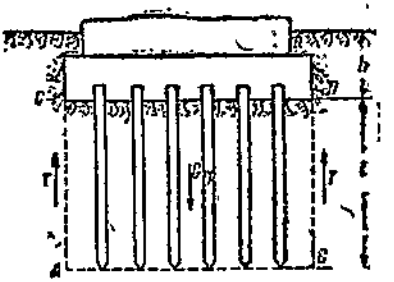
$$\sigma_{действ} = \frac{\sum P_0 + G_{zp} - T}{F_p} = \frac{\sum P_0}{F_p} + \frac{G_{zp}}{F_p} - \frac{T}{F_p}, \qquad (43)$$

где $\sum P_0$ — сумма действующих усилий выше уровня подошвы ростверка, равная $\sum P_0 = F_p \sigma_{cp}$, где σ_{cp} — среднее действующее давление по подошве ростверка; G_{zp} — вес свай и грунта, заключённого между ними, равный $G_{zp} = F_p \gamma_{zp} l$, где γ_{zp} — усреднённый объёмный вес грунта и свай;

F_p — площадь ростверка;

T — сила трения по боковым поверхностям CA и DB, равная

$$T = \frac{T_{max}}{m} = \frac{1}{m} U \sum_{h}^{h+l} q \Delta x,$$



Фиг. 149

где U — периметр свайного основания в плане;

m — коэфициент запаса, равный для глин 4 и для песков 2;

$\sum q \Delta x$ — сумма сопротивлений грунта срезу по вертикальным граням CA и OB; согласно формуле Кулона

$$q = p_y \operatorname{tg} \varphi + c,$$

где p_y определяется по формуле

$$p_y = p_x \zeta - 2c \sqrt{\zeta}$$

и

$$p_x = \gamma x.$$

Таким образом,

$$q = (\gamma x \zeta - 2c \sqrt{\zeta}) \operatorname{tg} \varphi + c.$$

В случае однородного грунта

$$T_{max} = U \int_{h}^{h+l} [(\gamma x \zeta - 2c \sqrt{\zeta}) \operatorname{tg} \varphi + c] dx,$$

или

$$T_{max} = U \left\{ \left[\frac{\gamma (2hl + l^2) \zeta}{2} - 2cl \sqrt{\zeta} \right] \operatorname{tg} \varphi + cl \right\}.$$

Правую часть равенства можно представить так:

$$T_{max} = U \left[\frac{\gamma (2hl + l^2) \zeta}{2} \operatorname{tg} \varphi + cl \left(1 - 2 \sqrt{\zeta} \operatorname{tg} \varphi\right) \right] =$$

$$= Ul [k_1 \gamma (2h + l) + k_2 c],$$

где

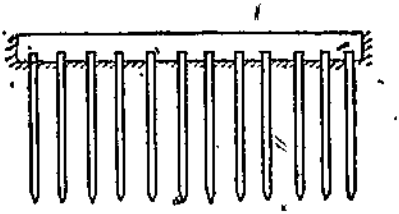
$$k_1 = \frac{\zeta \operatorname{tg} \varphi}{2} \quad \text{и} \quad k_2 = 1 - 2\sqrt{\zeta \operatorname{tg} \varphi}.$$

Значения k_1 и k_2 могут быть определены по табл. 24.

Таблица 24

Значения k_1 и k_2

φ в градусах	k_1	k_2
10	0,062	0,705
15	0,079	0,590
20	0,084	0,490
25	0,095	0,408
30	0,096	0,336
35	0,096	0,274



Фиг. 150

Таким образом, для определения T нужно знать φ, c, γ, длину свай l и периметр основания в плане U. Вставляя значения $\sum P_0$, $G_{гр}$ и T_{max} в формулу (43) и учитывая коэфициент запаса m, получаем

$$\sigma_{действ} = \sigma_{ср} + \gamma_{гр} l - \frac{Ul}{mF_p} [k_1 \gamma (2h + l) + k_2 c]. \qquad (44)$$

При определении $\gamma_{гр}$ и γ нужно учитывать взвешивающее действие воды.

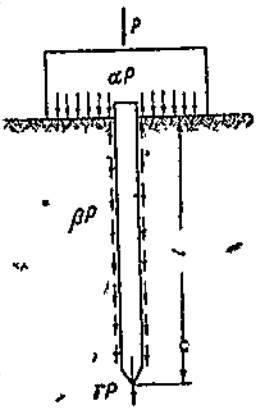
Так как $\sigma_{действ}$ должно быть меньше $\sigma_{доп}$, то задача сводится к подбору таких значений l и F_p, при которых указанное неравенство было бы соблюдено. Необходимо иметь в виду, что при изменении F_p автоматически изменяются $\sigma_{ср}$ и U.

Изложенный метод применяется на практике и рекомендован в инструкциях и технических условиях. Существенный недостаток указанного метода состоит в том, что он предполагает срез грунта по боковым поверхностям. Между тем в действительности такого среза не наблюдается и давление в грунте распространяется во все стороны; если же срез грунта происходит, то, вероятно, при значительной деформации. Кроме того, в изложенном методе величина расстояния между сваями никакого влияния на величину действующих напряжений не оказывает.

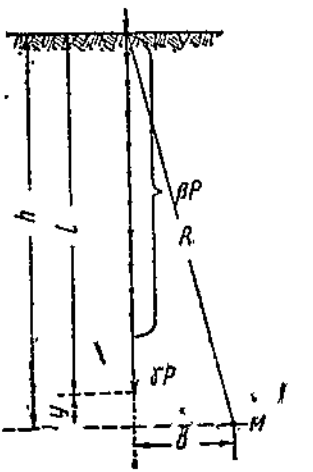
Более совершенным, но зато и более сложным методом определения действующих напряжений является метод, основанный на применении теории упругости.

Сущность этого метода состоит в следующем. Из свайного основания (фиг. 150) мысленно выделяется элемент, состоящий из сваи и соответствующей ей части ростверка. На фиг. 151 указана расчётная схема в виде сил. Она состоит из равномерно распределённых сил, действующих от штампа или от ростверка (если он будет работать), и из сил, передаваемых грунту через боковую поверхность сваи и расположенных в виде распределённой по вертикали нагрузки; кроме того, какая-то часть силы падает на остриё сваи.

Таким образом, если общая нагрузка на весь элемент будет P, то часть силы, воспринимаемая ростверком, будет $\alpha_0 P$, суммарная сила, воспринимаемая боковой поверхностью, будет $\beta_0 P$ и часть силы, воспринимаемая концом сваи, будет $\gamma_0 P$. Здесь α_0, β_0 и γ_0 — коэфициенты, определяющие части нагрузки. Эти коэфициенты лучше всего определять экспериментальным путём, т. е. нужно организовать соответственно полевые испытания свай так, чтобы можно было испытать сначала остриё сваи, затем полную сваю и, наконец, сваю с ростверком. Определив коэфициенты, приступают к определению самих напряжений.



Фиг. 151



Фиг. 152

Рассматривается точка M (фиг. 152). В этой точке определим напряжения сперва раздельно от сил $\alpha_0 P$, $\beta_0 P$ и $\gamma_0 P$, а затем по закону сложения действия сил определим напряжение в той же точке как сумму указанных напряжений.

Нормальные напряжения на горизонтальную площадку, возникающие в любой точке грунта от нагрузки, действующей на элемент ростверка, могут быть определены по формуле Буссинеска (см. часть I, стр. 73) как напряжения от сосредоточенной силы, равной $\alpha_0 P$. Погрешность от замены равномерно распределённой нагрузки сосредоточенной силой будет ничтожна, если принять во внимание, что длина сваи по сравнению с шириной элемента значительна:

$$\sigma_z = \frac{3\alpha_0 P h^3}{2\pi R^5}, \qquad (45)$$

где $\alpha_0 P$ — нагрузка, приходящаяся на один элемент свайного основания; значения h и R видны из фиг. 152.

Переходим к усилию, которое приложено на конце сваи на значительной глубине от поверхности. Для определения напряжений от этой силы можно было бы воспользоваться точным решением Миндлина, формулы которого выведены для сил, приложенных не на поверхности, а на некоторой глубине от поверхности (фиг. 153); но по формулам Миндлина напряжения здесь не определяются ввиду их сложности.

Нас интересуют лишь добавочные напряжения (поскольку они вызывают деформацию), и в дальнейшем для простоты расчётов лежащий выше грунт как равномерно распределенная нагрузка (фиг. 154) не будет приниматься во внимание. В этом случае нормальные напря-

жения на горизонтальную площадку, возникающие в любой точке грунта ниже острия свай от нагрузки, действующей на острие сваи, могут быть определены также по формуле Буссинеска:

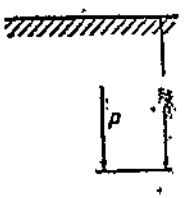
$$\sigma_r = \frac{3}{2} \cdot \frac{\gamma_0 P z^3}{\pi r^5}, \qquad (46)$$

где z — глубина залегания точки (считая от уровня острия сваи), в которой определяется напряжение;

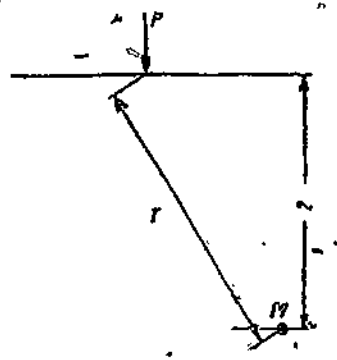
r — расстояние от острия сваи до точки, в которой определяется напряжение (фиг. 154).

Переходим к силам, распределённым по боковой поверхности сваи, т. е. к силам $\beta_0 P$.

Эти силы в различных грунтовых условиях могут быть как равномерно, так и неравномерно распределены по глубине. Может оказаться, что величина сил с увеличением глубины возрастает по некоторому закону. Но возможны и обратные явления, т. е. что с возрастанием глубины величина сил убывает. Это будет зависеть от грунтов, т. е. от условий их залегания, прочности и т. д.



Фиг. 153



Фиг. 154

Примем с некоторым допущением, что сопротивляемость сваи нарастает с глубиной по линейному закону. Тогда распределение реакций по длине сваи будет равномерным. Ниже приведён случай, когда силы распределены равномерно по всей глубине.

Рассмотрим элементарную силу pdx, расположенную от поверхности на какой-то глубине x. Заменим вес лежащего выше грунта равномерной нагрузкой. Нетрудно видеть, что мы приходим к расчётной схеме, только что рассмотренной нами при определении напряжений от силы $\gamma_0 P$ (фиг. 154), т. е. можем подсчитать напряжение от этой элементарной силы также по формуле Буссинеска.

Элементарное напряжение от силы pdx будет равно

$$d\sigma = \frac{3}{2} \cdot \frac{p\,(h-x)^3\,dx}{\pi\left[\sqrt{(h-x)^2 + b^2}\right]^5}; \qquad (47)$$

здесь h — глубина залегания точки, в которой определяются напряжения;

b — горизонтальные расстояния от оси до точки, в которой определяются напряжения.

Суммарное напряжение от действия всех сил получим, произведя интегрирование выражения (47) от 0 до l (где l — полная длина сваи):

$$\sigma_\beta = \frac{3}{2} \cdot \frac{p}{\pi} \int_0^l \frac{(h-x)^3\,dx}{\sqrt{[(h-x)^2+b^2]^5}};$$

положив $p = \frac{P}{l}$ и произведя интегрирования, получим

$$\sigma_\beta = -\frac{\beta_0 P}{2\pi l} \cdot \left\{ \frac{3h^2+2b^2}{\sqrt{(h^2+b^2)^3}} - \frac{3(h-l)^2+2b^2}{\sqrt{[(h-l)^2+b^2]^3}} \right\}. \quad (48)$$

Этим уравнением можно пользоваться для определения напряжений в грунте на уровне ниже острия свай.

Максимальные напряжения оказываются под сваей, и их рекомендуется вычислять по следующей упрощённой формуле:

$$\sigma_\beta = \frac{\beta_0 P}{2yl}, \quad (49)$$

где y — расстояние от уровня острия свай до точки, в которой определяются напряжения; величину y не следует брать менее $\frac{d}{2}$.

Полные нормальные напряжения на горизонтальную площадку, возникающие в любой точке грунта, могут быть определены по формулам (45) — (48) как сумма напряжений от действия сил $\alpha_0 P$, $\beta_0 P$ и $\gamma_0 P$, т. е.

$$\sigma_c = \sigma_\alpha + \sigma_\beta + \sigma_\gamma. \quad (50)$$

На фиг. 155 изображены изобары (линии равных нормальных напряжений) от действия сил $\alpha_0 P$, $\beta_0 P$ и $\gamma_0 P$, причём левый рисунок соответствует $\beta_0 = 1$; $\alpha_0 = \gamma_0 = 0$, средний рисунок соответствует $\beta_0 = \gamma_0 = 0{,}5$; $\alpha_0 = 0$, и правый рисунок соответствует $\alpha_0 = 0{,}5$; $\beta_0 = \gamma_0 = 0{,}25$.

Умея рассчитать напряжения от одной сваи, нетрудно определить напряжения от группы свай. Они могут быть определены как сумма напряжений по закону сложения действия сил. Поэтому определяют напряжения в какой-либо точке сперва от одной сваи, затем от другой, третьей и т. д. Далее полученные значения напряжений складывают.

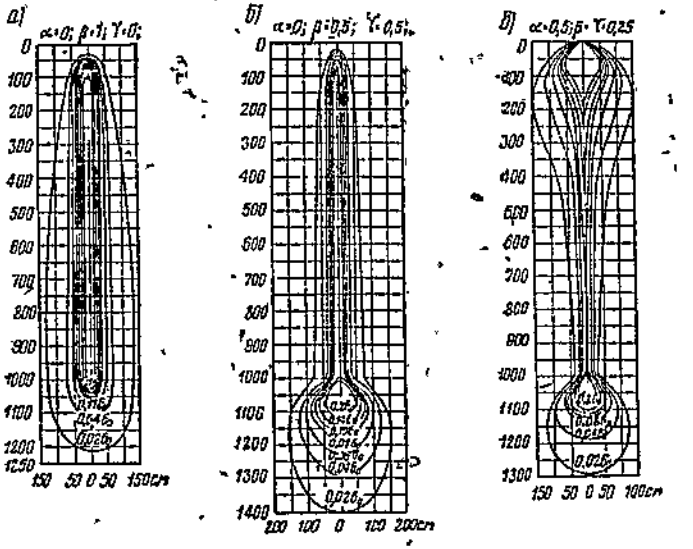
Для сечения, проходящего по оси основания, на фиг. 156 изображены изобары, построенные для свайного основания, состоящего из 16 свай (4×4), расположенных на равных расстояниях в клетку 1 × 1 *м*. Картина распределения напряжений получается достаточно наглядной и даёт возможность судить о действующих напряжениях в любой точке грунта, а следовательно, — сравнить их с допускаемыми. При сравнении нужно иметь в виду, что на фиг. 156 изображены лишь дополнительные напряжения без учёта собственного веса свай и грунта между ними; сравнивать же нужно с учётом собственного веса, а следовательно, к изображённым на фиг. 156 действующим на-

пряжениям нужно прибавлять напряжения от собственного веса грунта и свай.

Из проведённых специальных исследований напряжённого состояния грунта под свайным основанием, а также из рассмотрения фиг. 156, где изображены изобары, вытекают следующие выводы.

1. Уменьшение расстояний между сваями, т. е. увеличение числа свай на единицу площади основания, оказывает ничтожное влияние на уменьшение величины действующего напряжения в грунте, и при расчёте напряжений действительно можно не принимать во внимание расстояние между сваями.

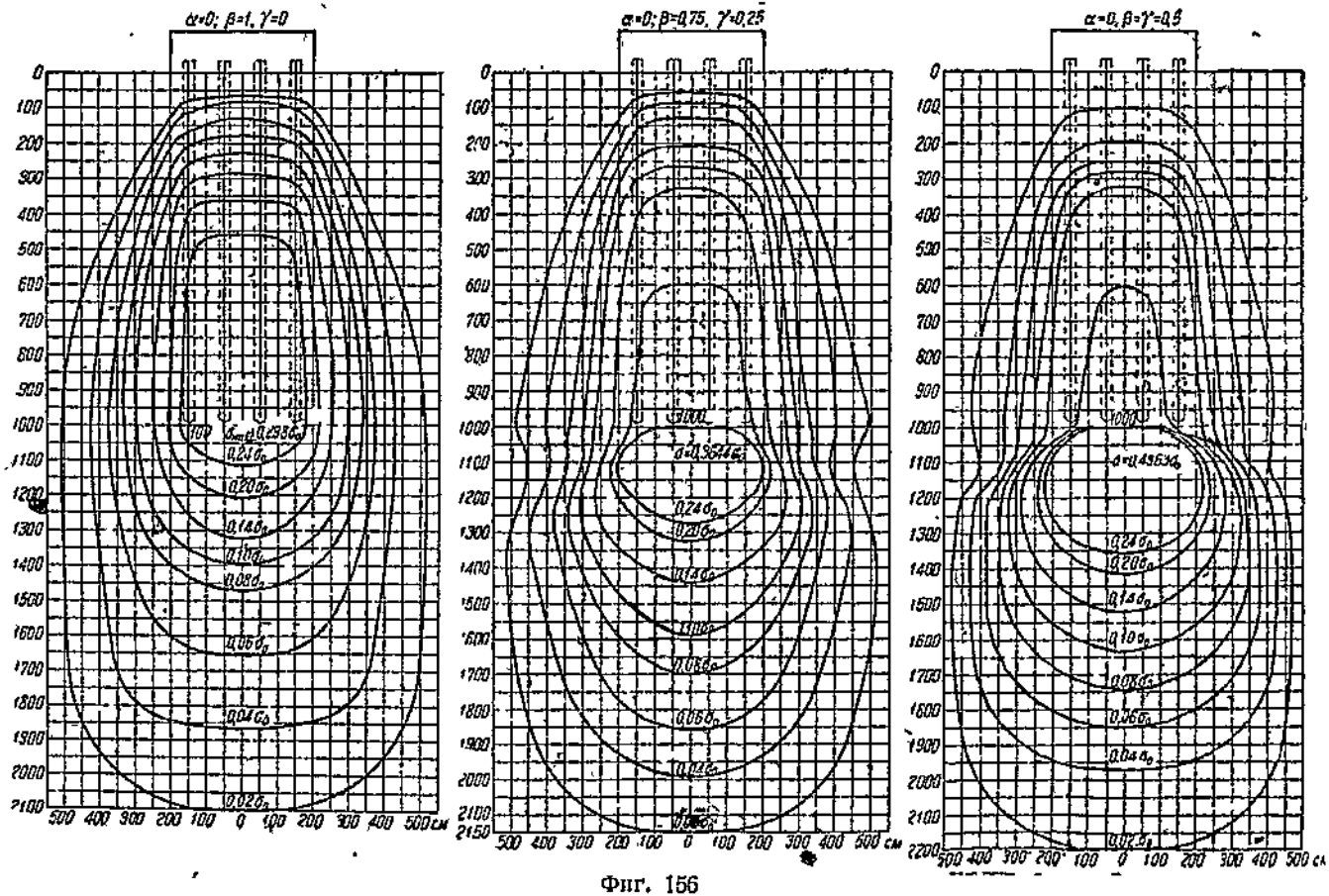
При назначении расстояния между сваями в плане нужно помнить, что число свай возрастает обратно пропорционально квадрату рас-



Фиг. 155

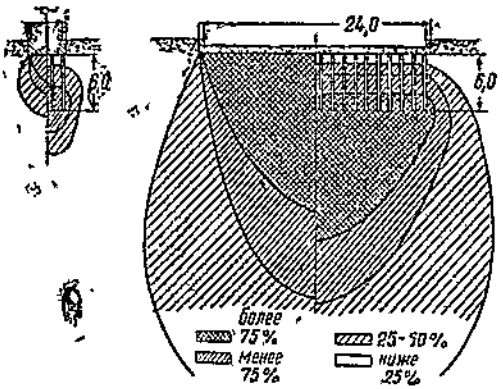
стояния, т. е. значительно увеличивается, а эффект снижения действующих напряжений получается незначительным. Если принять во внимание, что качество грунта с увеличением числа свай не улучшается или улучшается лишь при уменьшении расстояния до известного предела, то станет ясно, что часто применяемая сгущённая бойка свай в большинстве случаев не приносит пользы, так как не увеличивает несущей способности свайного основания, но удорожает его и усложняет производство работ, а в иных случаях приводит к порче свай.

2. Увеличение глубины погружения свай в грунт имеет двоякое значение: во-первых, переносит максимальное действующее напряжение в грунте на большую глубину и, во-вторых, снижает абсолютную величину действующего напряжения. В результате, если на большей глубине залегает не менее прочный грунт, увеличение глубины погружения свай повышает несущую способность свайного осно-



Фиг. 156

вания. Увеличение глубины бесполезно или даже вредно лишь в одном случае, когда на большой глубине залегает слабый грунт и действующие напряжения перенесены в него. Это обстоятельство указывает на необходимость тщательного производства инженерно-геологического исследования грунтов также и в случае применения свай. Иногда полагаются только на результаты динамического испытания свай, т. е. на отказ при пробной забивке, и пренебрегают исследованием грунтов. Между тем динамические испытания не всегда могут вскрыть залегание на глубине слабого грунта, так как сфера напряжённого состояния грунта от действия одной сваи значительно меньше, чем та же сфера действия от свайного основания. Может оказаться, что слабый грунт не попадает в сферу действия одиночной сваи, но полностью захватывается сферой действия свайного основания.



Фиг. 157

3. Чем больше размеры основания, тем длиннее должны быть сваи.

На фиг. 157 изображены четыре основания: два малого размера и два большого размера. В каждой паре изображены изобары, из которых видно, что там, где отношение длины сваи к ширине основания больше, разница в напряжениях в грунте под основаниями со сваями и без свай значительная. Разница выражается в том, что наибольшие напряжения под свайным основанием возникают на более значительной глубине и, кроме того, величина максимальных напряжений значительно меньше. Если отношение длины свай к ширине основания малое, то эффект при применении свай будет незначительным. В этом случае разница между величинами напряжений по глубине в основаниях без свай и в основаниях со сваями будет незначительной и осадки сооружений, основанных на сваях и на естественном основании, практически будут одинаковы.

Точного математически выраженного правила для определения длины свай не имеется, но всё же рекомендуется в однородных грунтах длину свай брать не менее ширины основания сооружения.

Конечно, если грунт неоднороден (например, с глубиной строительные свойства его улучшаются), то будут полезны и короткие сваи.

4. Определение ожидаемой осадки свайных оснований.

а) Общие указания. Хорошо разработанной теории деформации сооружений, основанных на сваях, ещё нет, хотя отдельные предложения в этом направлении имеются.

Наиболее правильным следует считать путь построения изобар (фиг. 156) и определения осадки основания по формулам механики грунтов как суммы осадок отдельных слоёв грунта. Но этот метод

построения изобар очень сложен и подлежит упрощению. В настоящее время ведутся дальнейшие как теоретические[1], так и экспери ментальные исследования.

Ниже описаны важнейшие выводы, полученные в результате экспериментальных исследований, которые следует учитывать при проектировании свайных оснований, и упрощённый метод расчёта осадки свайных оснований.

б) Результаты экспериментальных исследований. Экспериментальные исследования проводились в разных странах, но наиболее полные проведены у нас в СССР[2].

Были забиты как одиночные, так и кусты свай в различных грунтовых условиях, причём сваи были различной формы в профиле (цилиндрические и конические).

Из опытов выяснилось, что на осадку одиночных свай оказывает существенное влияние качество грунта, пройдённого сваей, и осадка тем меньше, чем бо́льшая величина сил трения развивается по боковой поверхности сваи.

Для свайных кустов и свайных оснований решающим является качество грунта ниже уровня острия свай, роль же сил трения сводится к минимуму. Из изложенного следует, что при проектировании свайных оснований следует стремиться доводить их нижний конец до малосжимаемых грунтов.

Осадка одиночно стоящих конических свай значительно меньше, чем осадка цилиндрических свай. Осадка же свайных кустов как с коническими, так и с цилиндрическими сваями практически одинакова.

Следовательно, при проектировании свайных оснований надо отдать предпочтение цилиндрическим сваям как наиболее экономичным.

Были испытаны два куста с одинаковым количеством свай (16 штук), но различно расположенных в плане. Первый куст имел квадратную форму расположения свай, т. е. 4×4, а второй — прямоугольную (ленточную) 2×8. Опыт показал, что при одинаковой нагрузке осадка куста ленточной формы оказалась в два раза меньше осадки куста квадратной формы. Следовательно, при проектировании свайных оснований надо отдавать предпочтение ленточной форме ростверка.

Были испытаны кусты свай одинаковой формы в плане и с одинаковым количеством свай, но с различным расстоянием между сваями. Опыт показал, что при одинаковой нагрузке наименьшая осадка оказалась у тех кустов, у которых расстояния между сваями оказались наибольшими. Поэтому при проектировании надо стремиться расставлять сваи как можно реже, примерно не ближе $3 - 3{,}5\ d$.

Осадка одиночных свай зависит от их поперечного сечения. Осадка кустов свай не зависит от их поперечного сечения.

Таковы в основном выводы из экспериментальных исследований.

в) Упрощённый метод расчёта осадки свай-

---

[1] Par M. Buisson. Conditions de stabilité des fondations sur pieux. «Travaux», № 75, 77, 79 и 81, 1939; W. Schenck. Zur Frage der Tragfähigkait von Rammpfählen. «Bautechnik», № 53-54, 1938, S. 731 — 753.

[2] Инж. В. М. Голубков. Экспериментальное исследование работы свай на вертикальную нагрузку. Сборник «Свайные и естественные основания», Стройиздат Наркомстроя, 1939.

ных оснований. Опыт показывает, что осадка свайных оснований в основном зависит от сжимаемости грунта, расположенного ниже уровня концов свай.

Для определения величины осадки поступают так же, как в случае естественного основания.

Всю сжимаемую толщу грунтов расчленяют на ряд столбиков толщиной Δx и для расчёта выбирают средний из них, т. е. тот, который расположен в центре свайного основания. Для определения величины осадки этого столбика нужно выполнить следующие расчёты:

1) определить добавочное удельное давление на грунт на уровне концов свай;

2) построить эпюру распределения добавочных напряжений в сжимаемой толще вдоль рассматриваемого столбика;

3) определить мощность обжимаемой толщи грунтов, т. е. высоты столбика;

4) определить среднее добавочное напряжение в слое сжимаемого грунта;

5) определить коэфициент уплотнения a, если осадка определяется на основе данных лабораторных испытаний грунта;

6) определить модуль общей деформации E, если осадка определяется на основе испытаний грунта пробной нагрузкой;

7) определить осадку каждого слоя в отдельности;

8) определить осадку свайного основания как сумму осадок отдельных слоев.

1. Добавочное давление на уровне нижних концов свай может быть определено по следующей приближённой формуле:

$$p_0 = \sigma - \gamma h; \qquad (51)$$

здесь h — глубина заложения ростверка;

γ — объёмный вес грунта сбоку ростверка;

σ — давление на уровне концов свай.

Для ростверков компактной формы σ определяется по формуле

$$\sigma = \psi \frac{\sum P}{F_p},$$

где $\sum P$ — полная нагрузка на свайное основание, включая и вес свай;

F_p — площадь ростверка;

ψ — коэфициент, зависящий от глубины погружения свай и размеров основания в плане; его величина для ростверков круглой формы берётся по табл. 25.

Таблица 25

Значения ψ для ростверков круглой формы в плане

Глубина погружения свай в $м$	Величина радиуса R крайнего кольцевого ряда свай в $м$				Примечание
	1,5	4,5	7,5	12,5	
5	0,57	0,87	0,94	0,97	Расстояние между сваями принято равным 1 $м$
10	0,34	0,66	0,82	0,92	
15	0,24	0,50	0,68	0,84	

Значениями коэфициента ψ можно пользоваться при определении осадки ростверков квадратной и другой компактной формы в плане, причём расстояния между сваями могут быть отличными от 1 *м* в ту или другую сторону.

Для ростверков очень длинных σ определяется по следующей формуле:

$$\sigma = \varphi P,$$

где P — нагрузка на 1 *пог. м* длины основания, включая и вес свай;
φ — коэфициент [1], зависящий от глубины погружения свай и числа рядов под ростверком; его величина для ростверков, имеющих длину, равную бесконечности, берётся по табл. 26.

Таблица 26

Значения φ для ростверков, имеющих длину, равную бесконечности

Глубина погружения сваи в *м*	Число рядов свай при расстоянии между ними 1 *м* и между сваями в ряду 1 *м*		
	1	2	4
5,0	0,40	0,29	0,25
7,5	0,30	0,22	0,20
10,0	0,25	0,19	0,17
12,5	0,21	0,16	0,14

2. Эпора распределения добавочных напряжений в сжимаемой толще грунтов вдоль рассматриваемого столбика может быть построена следующим упрощённым способом (фиг. 158). На уровне концов свай из точки *a* откладывается ордината *ab*, равная p_0, определённому по формуле (47). Из той же точки *a* откладывается абсцисса h_s, равная для ростверков компактной формы 2,5 R^* и для ростверков очень длинных — 2,5 B, где B — расстояние между крайними рядами, и таким образом получается точка *c*.

Точки *b* и *c* соединяются прямой; полученный треугольник *abc* и представляет собой искомую эпору распределения добавочных напряжений.

3. Мощность обжимаемой толщи грунтов, а также и все последующие вопросы данного расчёта разрешаются тем же методом, что и в естественном основании.

Для определения мощности обжимаемой толщи рядом с эпоро распределения добавочного давления *abc* строятся эпора распределения давления от собственного веса *mnk* и эпюра *mek*, ординаты которой равны 20% от ординат эпюры *mnk*. Та глубина z_0, где ординаты эпюр *abc* и *mek* будут равны между собой, и является искомой (фиг. 158).

4. Среднее добавочное напряжение p_{cp} в толще того или иного слоя равно ординате эпюры *abc* в середине высоты того или иного слоя.

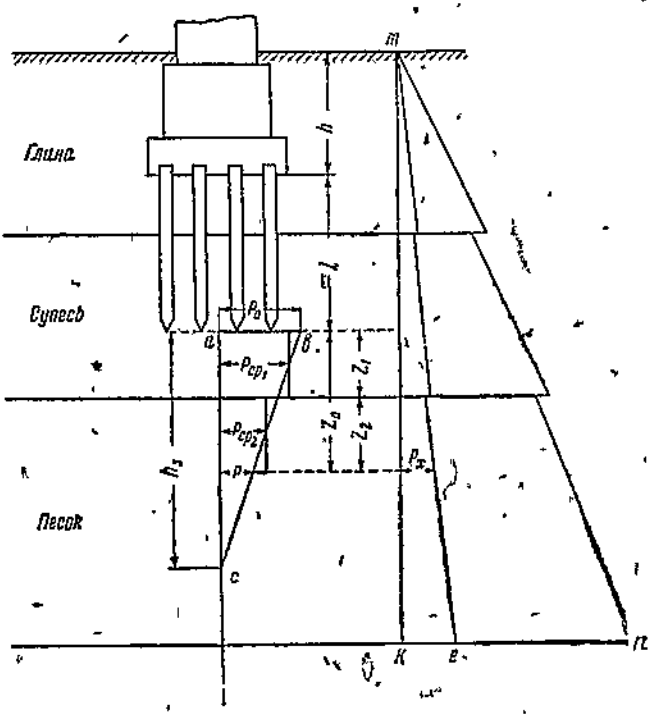
5. Коэфициент уплотнения a равен

$$a = \frac{\varepsilon_н - \varepsilon_к}{p_к - p_н};$$

[1] Математические выкладки, относящиеся к определению ψ и φ, опущены.
* Математическое обоснование указанных величин опущено.

здесь $p_н$ — начальное давление, равное давлению от собственного веса грунтов до постройки сооружения в середине высоты того или иного слоя; оно равно ординате эпюры *mnk* в середине высоты того или иного слоя;

$p_к$ — конечное давление, равное $p_н + p_{cp}$; определяется как сумма ординат эпюр *mnk* и *abc* для середины того или иного слоя; $e_н$ и $e_к$ — коэфициенты пористости, соответствующие $p_н$ и $p_к$ и снимаемые с компрессионной кривой.



Фиг. 158

6. Модуль деформации определяется по следующей формуле. Если испытания грунта были сделаны круглым штампом, то

$$E = \frac{1-\mu^2}{4}\,\pi d\ \operatorname{ctg}\beta,$$

где d — диаметр штампа.

Если испытания грунта были сделаны квадратным штампом, то

$$E = (1-\mu^2)\,a\ \operatorname{ctg}\beta,$$

где a — сторона квадрата штампа.

В обоих случаях β — угол наклона касательной и кривой зависимости осадки от давления. Обычно β берут в пределах прямоли-

нейного участка кривой. Тогда ctg β равен отношению давления на штамп к соответствующей этому давлению осадке, т. е.

$$\operatorname{ctg}\beta = \frac{\sigma}{\lambda_{ш}};$$

μ — пуассоново отношение для того же грунта.

7. Осадка того или иного слоя определяется:

при использовании компрессионной кривой

$$\lambda_i = \frac{a p_{ср} z}{1+\varepsilon_{н}};$$

при использовании результатов испытания грунта штампом

$$\lambda_i = \frac{p_{ср} z}{E} \cdot \frac{(1-\xi)(1+2\xi)}{1+\xi};$$

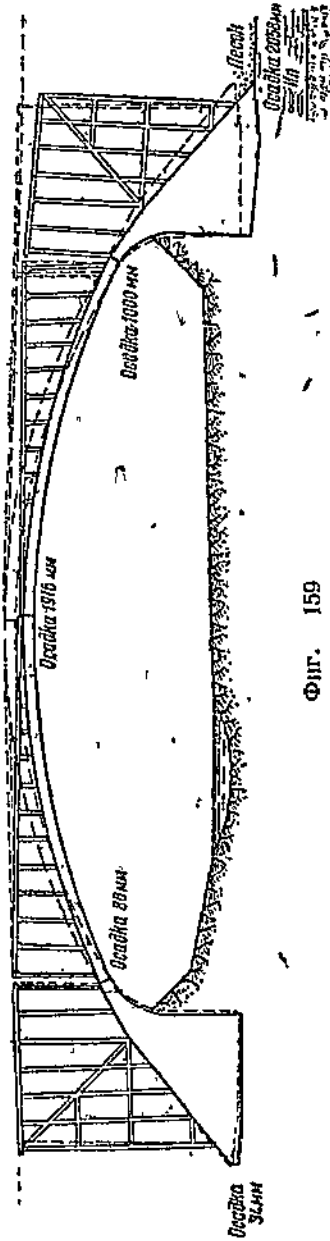
В этих формулах z — мощность слоя, в котором определяется осадка;

$p_{ср}$ — среднее добавочное напряжение в том же слое;

a — коэфициент уплотнения;

E — модуль деформации;

ξ — коэфициент бокового давления для грунта того же слоя.



Фиг. 159

8. Осадка свайного основания равна сумме осадок слоёв, входящих в обжимаемую толщу, т. е.

$$\lambda = \sum \lambda_i.$$

Полученная величина ожидаемой осадки должна быть меньше допускаемой для данного сооружения.

Для того чтобы иметь представление о возможных осадках сооружений при непродуманном проектировании их оснований, ниже приведён весьма поучительный пример.

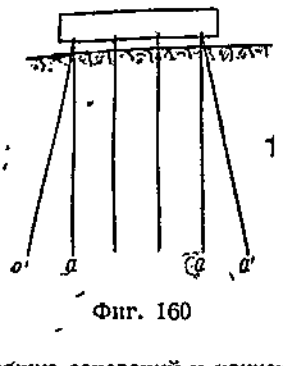
Пример. Деформация устоев моста через р. Казанка. На фиг. 159 изображён арочный железобетонный мост, построенный в 1929 г. через р. Казанка под авто-гужевую дорогу.

Устои основаны на деревянных сваях $d = 26 \div 28$ *см*, забитых в грунт на глубину около 8 *м*. Под каждый устой забито по 410 свай на площади $11 \times 14\ м = 154\ м^2$, что даёт густоту сетки свай в среднем около 2,7 шт. на $1\ м^2$.

Сваи распределены неравномерно в соответствии с эпюрой распределения давления по подошве: расстояние между сваями в хвостовой части устоя доходит до 0,45 *м*, а местами сваи забиты вплотную друг к другу. Исследования грунтов были сделаны в недостаточном объёме, а допускаемая нагрузка была определена по отказу в 14 *т* с учётом передачи давления на грунт в междусвайном пространстве величиной 0,5 *кг/см*^{2}.

В результате в грунте на уровне острия сваи возникли действующие напряжения, равные 7 *кг/см*^{2}; на грунт же можно было допустить напряжения не больше 4,0 — 4,5 *кг/см*^{2}.

Кроме того, как показали более тщательные геологические исследования, под правым устоем на глубине всего лишь 3 *м* от уровня острия свай обнаружен был пласт торфа мощностью 3,5 *м*. Затем отсыпка насыпи высотой 18 *м* была сделана не раньше сооружения устоя (как это надлежало бы сделать ввиду наличия торфа в грунте), а позже, т. е. после сооружения устоя. Наконец, не были рассчитаны напряжения в грунте на совместное действие устоя и насыпи.



Фиг. 160

В результате на 1 июня 1936 г. хвостовая часть правого устоя осела на 2 058 *мм*, а пята того же устоя — на 1 000 *мм*.

На левом устое деформации меньше, чем на правом, хотя абсолютная величина осадок всё же велика и выражается в 344 *мм* для хвостовой части. Меньшая величина осадок на левом устое объясняется отсутствием слоя торфа и меньшей высотой насыпи, доходящей до 10 *м*.

Общий вид деформированного моста изображён на фиг. 159. Видно, что мост близок к аварийному состоянию. Здесь не описываются дорогие и в большинстве своём ненужные работы, которые были произведены для прекращения деформаций и для восстановления по мосту движения, но приведённый случай очень поучителен, так как свидетельствует о несерьёзном отношении к проектированию оснований и изучению грунтов со стороны проектировщиков и строителей.

§ 25. СВАЙНЫЕ ОСНОВАНИЯ С НАКЛОННЫМИ СВАЯМИ

а) Преимущества наклонных свай перед вертикальными

В практике современного строительства часто недооценивают значение наклонных свай и применения их избегают.

Между тем наклонные, особенно козловые, сваи имеют ряд следующих преимуществ перед вертикальными.

1. При действии горизонтальных сил вертикальные сваи испытывают изгиб, вследствие чего в теле стержня сваи появляются дополнительные усилия от изгибающего момента. Если же сваи наклонны и наклон их параллелен направлению равнодействующей, то в сваях возникают только сжимающие усилия.

2. Наклонные и особенно козловые сваи повышают устойчивость сооружения главным образом в том случае, когда сооружение испытывает вибрационную нагрузку. Это видно из фиг. 160, на которой изображена схема основания с применением наклонных свай. Если бы наклонных свай не было, то опрокидывание сооружения от горизонтальной силы происходило бы вокруг точки a, при наличии же наклонных свай опрокидывание происходит вокруг точки a'. Следовательно, с применением наклонных свай увеличивается плечо удерживающих сил т. е. увеличивается устойчивость сооружения.

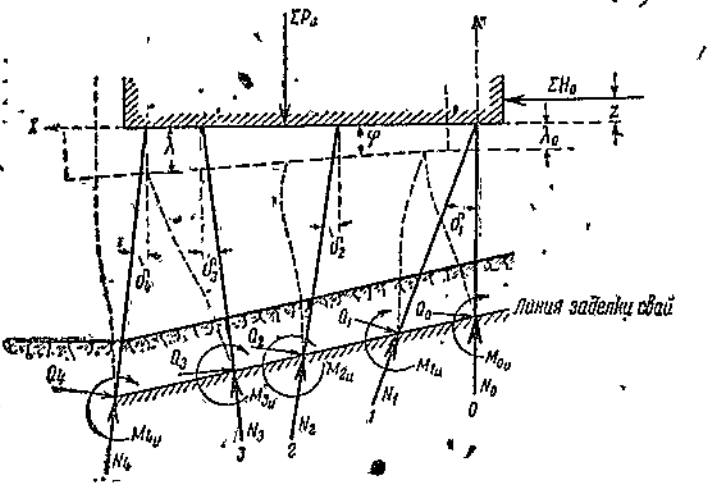
3. Наклонные сваи распределяют давление в грунте на большую площадь. Из фиг. 160 видно, что при вертикальных сваях давление передаётся на площадь $a - a$, а при применении наклонных свай — на площадь $a' - a'$. Следовательно, при одинаковых условиях основание с наклонными сваями будет

обладать бо́льшим сопротивлением нагрузке, чем основание с вертикальными сваями, так как действующие напряжения в грунте при наклонных сваях будут меньше, чем при вертикальных.

Изложенные преимущества наклонных свай указывают на необходимость их широкого применения в практике нашего строительства и не только в тех случаях, когда имеются значительные горизонтальные силы, но и в тех случаях, когда их вовсе нет, а есть лишь вертикальные силы. В настоящее время теория расчёта наклонных свай достаточно хорошо разработана, и задача состоит лишь в её упрощении, т. е. в составлении вспомогательных таблиц, графиков, номограмм.

б) Общие соображения

На фиг. 161 изображена схема фундамента на наклонных сваях. При действии вертикальных и горизонтальных сил фундамент переместится в положение, указанное пунктиром, а сваи при этом деформируются, причём в стержне



Фиг. 161

сваи появятся усилия в виде продольных сжимающих или растягивающих сил, изгибающих моментов и поперечных сил. Моменты появятся в заделке, т. е. как в головке свай, где она заделана в ростверк, так и на некоторой глубине в грунте.

Определение указанных усилий в сваях и является целью расчёта. Если эти усилия найдены и не превосходят допускаемых, то задача решена удовлетворительно. Но если возникающие усилия значительно больше допускаемых, то задаются новым количеством свай и новым размещением их под фундаментом и снова повторяют расчёт. Число свай и их положение в плане находятся подбором из условия, чтобы действующие усилия в сваях были меньше допускаемых.

Поставленная задача в общем виде может быть решена по методу Герсеванова или по методу Некентведа. Однако решать задачу в общем виде (фиг. 161) приходится очень редко, а между тем решение оказывается наиболее сложным именно для этого общего случая. Поэтому в настоящем учебнике даны приближённые решения для частных случаев, наиболее часто встречающихся в практике железнодорожного строительства, в частности в опорах мостов, подпорных стенках и плотинах. Решение же для общего случая здесь не приводится.

Во всех рассматриваемых ниже случаях при рассмотрении предполагается, что:

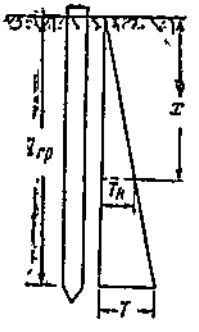
1) ростверк является абсолютно жёстким или жёсткость его во всяком случае больше жёсткости свай;

2) место заделки свай в грунте находится на расстоянии $l_{пр}$ (приведённое) от уровня поверхности грунта.

Если сваи своим нижним концом опираются в твёрдый грунт, а силы трения по боковой поверхности сваи близки к нулю, то расстояние $l_{пр}$ равно длине сваи, находящейся в грунте. Если же сваи являются сваями трения и забиты в однородный грунт, то расстояние равно $^2/_3$ длины сваи, находящейся в грунте, т. е.

$$l_{пр} = \frac{2}{3} l_{гр}.$$

Это вытекает из следующих рассуждений. Если сила трения изменяется по закону треугольника (фиг. 162), то упругая деформация сваи, обусловленная нагрузкой P, приложенной к голове её и направленной по оси, определяется из следующего уравнения:



Фиг. 162

$$\lambda = \frac{1}{EF} \int_0^{l_{гр}} \left(P - \frac{1}{2} x T_x \right) dx,$$

где λ — упругая деформация;
E — модуль упругости материала сваи;
F — площадь поперечного сечения сваи;
x — расстояние от поверхности грунта до сечения, где определяется упругая деформация;
T_x — сопротивление трения на 1 $м$ длины сваи в месте рассматриваемого сечения;
$l_{гр}$ — длина сваи в грунте.

Из фиг. 162 видно, что

$$T_x = \frac{x}{l_{гр}} T,$$

$$\frac{1}{2} T l_{гр} = P.$$

Следовательно, если подставить значения T_x и T из указанных соотношений, то получим

$$\lambda = \frac{1}{EF} \int_0^{l_{гр}} \left(P - \frac{x^2}{l^2} P \right) dx = \frac{1}{EF} \cdot \frac{2}{3} l_{гр} P.$$

Если сравнить полученное выражение для упругой деформации с выражением деформации для обычного столба, то видно, что в выражение входит только $\frac{2}{3} l$, т. е. две трети действительной длины сваи; следовательно,

$$l_{пр} = \frac{2}{3} l_{гр}.$$

Далее рассмотрены частные случаи применения наклонных свай.

в) Методы определения усилия в сваях в различных случаях

Случай 1. Угол наклона сваи совпадает с углом наклона равнодействующей. Расчёт такого свайного основания (фиг. 130) ведётся точно так же, как и расчёт вертикальных свай. Разница состоит лишь в том, что в формулах всюду будет фигурировать ΣR_0 вместо ΣP_0:

$$P_{накл} = \frac{\Sigma R_0}{N} \pm \frac{\Sigma M_0 z \cdot}{\sum_{i=1}^{i=k} m_i z_i^2}; \qquad (52)$$

где z — расстояние от оси, проходящей через центр тяжести свайного основания, до того ряда, в котором определяются усилия.

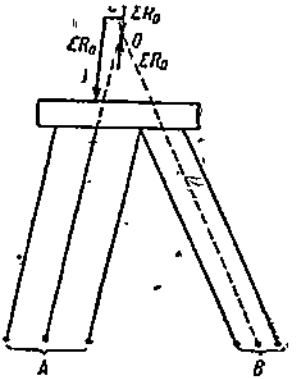
Следует иметь в виду, что расстояния z и z_i определяются по направлению, перпендикулярному осям свай.

Если угол наклона свай не совпадает с углом наклона равнодействующей, то следует равнодействующую ΣR_0 разложить на составляющие параллельно сваям и по горизонтали.

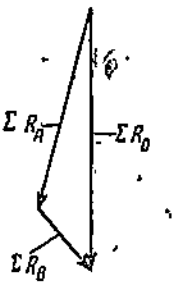
Усилия от составляющей параллельно сваям находятся по формуле (52); что же касается горизонтальной силы, то считается, что она распределяется равномерно на все сваи, и требуется, чтобы величина её не превосходила допустимой горизонтальной нагрузки на одну сваю.

Случай 2. Свайное основание состоит из двух групп наклонных свай, параллельных плоскости чертежа.

Пусть имеется основание, состоящее из двух групп наклонных свай: группы A и B (фиг. 163). Все действующие силы приведены к равнодействующей ΣR_0. Для простоты расчётов полагают, что сваи соединены шарнирно как с ростверком, так и с грунтом. Такое допущение, как показывает практика расчётов, мало влияет на конечный результат.



Фиг. 163



Фиг. 164

Найдём сперва центр тяжести каждой группы свай, а затем точку пересечения осей, параллельных сваям и проходящих через центры тяжести групп свай. Пусть указанные оси пересекутся в точке O. Приложим в точке O две силы, равные по величине и параллельные ΣR_0, но взаимно противоположные. Образуются пара сил с плечом e и сила ΣR_0, приложенная в точке пересечения осей центров тяжести. Эта сила всегда может быть разложена на составляющие, параллельные направлениям свай.

Пусть (фиг. 164) это разложение произведено и пусть в результате разложения получились силы ΣR_B и ΣR_A. Сила ΣR_A вызывает центральные сжимающие усилия в сваях группы A, а сила ΣR_B — в сваях группы B. Величина усилий в первом случае будет равна

$$P_A = \frac{\Sigma R_A}{N_A};$$

а во втором случае

$$P_B = \frac{\Sigma R_B}{N_B},$$

где N_A и N_B — соответственные числа свай в той или иной группе.

Кроме указанных сил действует момент сил, равный $M = \Sigma R_0 e$ и вызывающий в одной части основания сжатие, а в другой — растяжение.

Величина усилия от момента в той или иной свае будет равна

$$P_M = \frac{z_i M}{\sum_{i=1}^{i=k} m_i z_i^2},$$

где z_i — расстояние от точки O, являющейся в данном случае как бы центром тяжести свайного основания, до той сваи, в которой определяется усилие, т. е. длина перпендикуляра, опущенного из точки O на направление оси сваи, в которой определяется усилие;

$$\sum_{i=1}^{i=k} m_i z_i^2$$

есть сумма, эквивалентная моменту инерции всего свайного основания на уровне голов свай. Если грузоподъёмность свай одинакова, то

$$\sum m_i z_i^2 = \sum_{i=1}^{i=u} m_i z^2 + \sum_{i=1}^{i=w} m_i z_i^2,$$

где u — число рядов свай в группе A;
w — число рядов свай в группе B.

Полное усилие в сваях той или иной группы получается путём сложения от центральной силы и момента, т. е. действующее усилие в группе A будет равно

$$P_A = \frac{R_A}{N_A} + \frac{M z_A}{\sum_{i=1}^{i=u} m_i z_i^2 + \sum_{i=1}^{i=w} m_i z_i^2}, \qquad (53)$$

а в группе B

$$P_B = \frac{R_B}{N_B} + \frac{M z_B}{\sum_{i=1}^{i=u} m_i z_i^2 + \sum_{i=1}^{i=w} m_i z_i^2}. \qquad (54)$$

z_A и z_B будут положительны тогда, когда они отложены в ту же сторону, в какую происходит вращение, а отрицательны тогда, когда они отложены в сторону, обратную вращению. Так как на фиг. 163 показано вращение влево, то расстояние до крайнего ряда сваи группы A (z_a) положительно, а расстояние до крайнего ряда свай группы B (z_b) отрицательно. При значительных размерах свайного основания (мостовые опоры, плотины) приведённый способ расчёта обладает достаточной точностью.

Из уравнений (53) и (54) видно, что для достижения более равномерного распределения усилий в сваях свайного основания необходимо стремиться так располагать сваи и проектировать такое их количество, чтобы момент равнялся нулю.

Кроме того, угол, образуемый между сваями, должен быть таким, чтобы направление равнодействующей было биссектрисой этого угла.

Случай 3. Свайное основание состоит из нескольких групп свай, параллельных плоскости чертежа и симметричных относительно вертикальной оси.

На фиг. 165 изображён пример основания с наклонными сваями рассматриваемого типа.

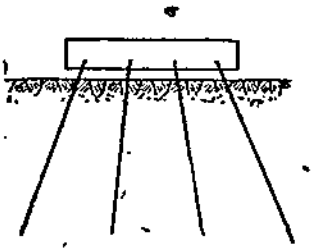
В расчётном отношении этот случай несколько сложнее, так как здесь, во-первых, число направлений групп свай больше двух, а во-вторых, в некоторых случаях требуется сперва найти центр свайного основания. Для расчётов во всех случаях предполагается шарнирное закрепление свай как в грунте, так и в ростверке.

Предположим, что центр свайного основания известен. Тогда, прикладывая в точке центра две равные силы, параллельные равнодействующей ΣR_0 и равные ей по величине, получаем пару сил в виде момента $e\Sigma R_0$ и силу, приложенную в центре основания ΣR_0.

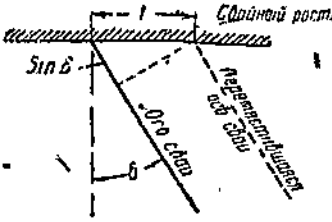
Сила ΣR_0 может быть разложена на вертикальную и горизонтальную составляющие V и H.

Чтобы определить усилие в той или иной свае, сперва найдём усилия от каждого вида силы в отдельности, а затем их сложим, т. е. найдём усилие в свае от горизонтальных сил, равное P_H, затем найдём усилие от вертикальных сил, равное P_V, и наконец, от момента P_M.

Для определения усилий от H и V определим сначала усилия в свае от некоторых сил R_H и R_V, вызывающих перемещения свай, равное единице.



Фиг. 165



Фиг. 166



Фиг. 167

Если будут определены усилия в свае P'_H и P'_V от сил R_H и R_V, то усилия от сил H и V найдутся по закону пропорциональности, т. е.

$$P_H = P'_H \frac{H}{R_H}$$

и

$$P_V = P'_V \frac{V}{R_V}.$$

Итак, сообщим свайному основанию сдвиг, равный единице и направленный вправо (фиг. 166). В результате этого сдвига длина каждой сваи изменится на величину $\upsilon = 1 \sin \delta$, где δ — угол, образуемый сваей с вертикалью (фиг. 166).

Реакция, испытываемая сваей вследствие изменения длины, выразится так:

$$P'_H = \frac{EF\upsilon}{l} = \frac{EF \sin \delta}{l}, \tag{55}$$

где E — модуль упругости материала сваи;
F — площадь поперечного сечения сваи;
l — длина сваи.

Ввиду симметричного расположения свай относительно вертикальной оси равнодействующая реакций должна быть горизонтальной силой

$$R_H = \sum \frac{EF}{l} \sin \delta \sin \delta = \sum \frac{EF}{l} \sin^2 \delta. \tag{56}$$

Затем сообщим основанию вертикальное смещение, направленное книзу (фиг. 167), также равное единице. Изменение длины каждой сваи будет равно

$$\varkappa = 1 \cos \delta,$$

а реакция будет равна

$$P'_V = \frac{EF \cos \delta}{l}.$$

Ввиду симметричного расположения свай равнодействующая реакций должна быть вертикальной силой

$$R_V = \sum \frac{EF}{l} \cos\delta \cos\delta = \sum \frac{EF}{l} \cos^2\delta, \tag{57}$$

расположенной на оси симметрии.

Если горизонтальная сила R_H, соответствующая перемещению основания, равному единице, вызывает в свае усилие P'_H, то действующая горизонтальная сила H вызовет усилие во столько раз большее или меньшее, во сколько раз H больше или меньше R_H, т. е.

$$P_H = \frac{H}{R_H} P'_H = \frac{\frac{EF}{l} \sin\delta}{\sum \frac{EF}{l} \sin^2\delta} H. \tag{58}$$

Аналогичным образом вертикальная сила V, проходящая через центр свайного основания, вызовет усилие в свае

$$P_V = \frac{V}{P_V} P'_V = \frac{\frac{EF}{l} \cos\delta}{\sum \frac{EF}{l} \cos^2\delta} V. \tag{59}$$

Чтобы найти усилие от момента, а также чтобы найти место приложения H, нужно найти центр свайного основания.

Для этого расположим систему координатных осей так, чтобы ось X (фиг. 168) совпала с вертикальной осью симметрии (положительное направление книзу), а ось Y — с подошвой ростверка (положительное направление вправо). Пусть расстояние от начала координаты до точки пересечения свай с осью Y будет y. Тогда координата центра свайного основания определится из условия, что сумма моментов от усилий, возникающих в сваях от горизонтальной силы, равна моменту силы R_H вокруг той же точки, т. е., пользуясь формулами (55) и (56), получим

$$\sum \frac{EF}{l} y \sin\delta \cos\delta = -x \sum \frac{EF}{l} \sin^2\delta.$$

Следовательно, координата центра свайного основания равна

$$x = -\frac{\sum \frac{EF}{l} y \sin\delta \cos\delta}{\sum \frac{EF}{l} \sin^2\delta}.$$

Если все сваи имеют одинаковую приведённую длину и одинаковую площадь поперечного сечения и изготовлены из одинакового материала, то получаем

$$x = -\frac{\sum y \sin\delta \cos\delta}{\sum \sin^2\delta}. \tag{60}$$

Центр свайного основания, следовательно, располагается по вертикальной оси симметрии на расстоянии x от подошвы ростверка.

Теперь перейдём к определению усилия от момента, величина которого становится известной и равной $\Sigma R_0 e$, где e — расстояние от центра основания до направления равнодействующей.

Для этого сообщаем основанию вращающий момент, вызывающий поворот основания вокруг центра основания на угол $\Delta\varphi$ (фиг. 169).

В результате поворота длина каждой сваи изменится на величину

$$\eta = \rho \Delta\varphi \sin\gamma = z \Delta\varphi, \tag{61}$$

где z — длина перпендикуляра, восстановленного в центре вращения к направлению сваи.

Реакция, испытываемая сваей вследствие изменения длины, выражается следующим образом:

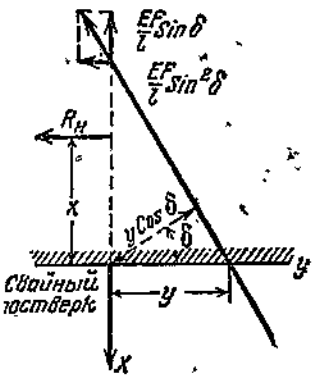
$$P_M = \frac{EF}{l}\eta = \frac{EF}{l}\Delta\varphi\, z. \qquad (62)$$

Момент всех реакций свай относительно точки O (центр вращения) должен быть равен моменту вращения, т. е. $M = \Sigma R_0 e$; следовательно,

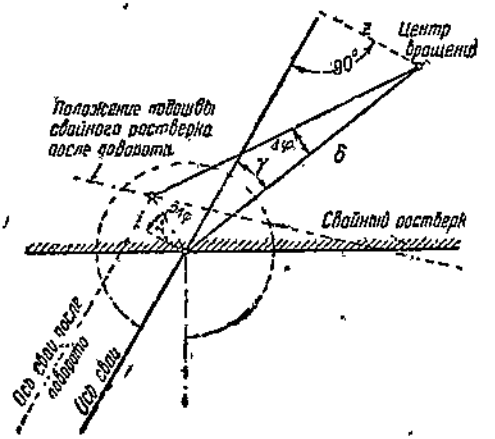
$$M = \sum \frac{EF}{l} z^2 \Delta\varphi,$$

или

$$\Delta\varphi = \frac{M}{\sum \frac{EF}{l} z^2}.$$



Фиг. 168



Фиг. 169

Подставляя значение $\Delta\varphi$ в формулу (61), имеем

$$\eta = \frac{zM}{\sum \frac{EF}{l} z^2}.$$

Усилие, вызываемое действием момента в свае, равно

$$P_M = \frac{EF\eta}{l} = \frac{EF}{l} \cdot \frac{zM}{\sum \frac{EF}{l} z^2}. \qquad (63)$$

Момент будет положительным, если направление z совпадает с направлением вращения M (на фиг. 169 z отрицательно).

Полное усилие, вызываемое в свае действием сил M, H и V, равно сумме усилий P_M, P_H и P_V, т. е.

$$P = P_H + P_V + P_M = \frac{\frac{EF}{l}\sin\delta}{\sum \frac{EF}{l}\sin^2\delta} H +$$

$$+ \frac{\frac{EF}{l}\cos\delta}{\sum \frac{EF}{l}\cos^2\delta} V + \frac{\frac{EF}{l} z}{\sum \frac{EF}{l} z^2} M. \qquad (64)$$

Если все сваи имеют одинаковую площадь поперечного сечения F, одинаковую длину l и одинаковый модуль упругости, то усилие в свае будет равно

$$P = \frac{\sin\delta}{\Sigma \sin^2\delta} H + \frac{\cos\delta}{\Sigma \cos^2\delta} V + \frac{z}{\Sigma z^2} M. \qquad (65)$$

При выводе формулы (63) сваи рассматривались как свободно опёртые стойки (например, опёртая на скале свая, опущенная через воду), для которых формула (63) даёт совершенно правильные результаты. Если же сваи работают в грунте (сваи трения), то в формулу (63) нужно ввести коррективы, т. е. ввести в формулу коэфициент грузоподъёмности свай (см. первое издание, часть II, стр. 125). Так как сваи в основании обычно располагаются рядами, можно выразить сумму свай через число рядов свай.

Тогда при одинаковой грузоподъёмности свай действующее усилие будет равно

$$P = \frac{\sin\delta}{\sum_{i=1}^{i=k} m_i \sin^2\delta_i} H + \frac{\cos\delta}{\sum_{i=1}^{i=k} m_i \cos^2\delta_i} + \frac{zM}{\sum_{i=1}^{i=k} m_i z_i^2}, \qquad (66)$$

где k — число рядов;

m — число свай в ряду;

δ — угол, образуемый направлением свай с вертикалью.

Так как на практике чаще применяются свайные основания рассмотренных типов, то остальные возможные случаи здесь не рассмотрены. Что же касается учёта усилий, обусловленных заделкой концов свай в ростверк или в грунт, то для большинства случаев такие точные расчёты излишни.

ГЛАВА VII

ПРИМЕРЫ РАСЧЁТА СВАЙНЫХ ОСНОВАНИЙ

§ 26. ПОСТОЯННЫЕ СИЛЫ

Случай постоянной нагрузки встречается при проектировании подпорных стен, колонн и других сооружений.

Пусть требуется рассчитать свайное основание под сооружение с односторонней нагрузкой, выраженной приведёнными силами ΣP_0 и ΣH, причём сила ΣP_0 приложена эксцентрично относительно центра тяжести площади сооружения в плане на уровне обреза.

Величина эксцентриситета равна e. Определив глубину заложения подошвы ростверка, которая должна быть больше глубины промерзания и глубины возможного размыва, и определив $P_{расч}$ согласно указаниям главы V, переходят к выяснению площади ростверка. Для этого задаются $\varkappa$, исходя из нормального размещения свай в плане.

Положим, что $\varkappa = \frac{1}{9a^2}$. Тогда, если обозначить сумму собственных весов фундамента и грунта на обрезе через Q, имеем следующее равенство:

$$\Sigma P_0 + Q = \varkappa F_p P_{расч}.$$

Так как $P_{расч}$ уже известно из предыдущих расчётов, то, зная силы ΣP_0 и Q, можно определить

$$F_p = \frac{\Sigma P_0 + Q}{\varkappa P_{расч}}.$$

Для приближённых подсчётов положим, что

$$Q = F_p \gamma_к h,$$

где $\gamma_к$ — объёмный вес кладки фундамента;

h — глубина заложения ростверка.

Тогда

$$F_{p_1} = \frac{\Sigma P_0}{\gamma_{p\,расч} - \gamma_к h}.$$

Но это равенство справедливо лишь в том случае, когда равнодействующая всех сил будет совпадать с центром тяжести площади ростверка. Положение же центра тяжести площади ростверка можно определить, исходя из следующих соображений.

Если равнодействующая всех сил проходит через искомый центр тяжести, то, следовательно, момент всех сил относительно этой точки должен быть равен нулю, т. е.

$$\Sigma P_0 e_1 - Hh + Qq = 0,$$

где e_1 — плечо силы ΣP_0;
h — плечо силы H;
q — плечо силы собственного веса фундамента.

Так как Q принято равным $F_p \gamma_к h$, то q должно быть равным нулю. Следовательно,

$$\Sigma P_0 e_1 - Hh = 0,$$

или

$$e_1 = \frac{Hh}{\Sigma P_0}.$$

Выяснив необходимую площадь ростверка и положение центра тяжести его площади, приступают к конструктивному оформлению и, сконструировав фундамент и ростверк, определяют действующие напряжения по его площади, строят эпюру напряжений и размещают сваи способом, изложенным в главе VI.

Разместив сваи, определяют действующие усилия в них и сравнивают с допускаемыми. В случае удовлетворительных результатов определяют напряжения в грунте на уровне концов свай по формуле (44) и сравнивают с допускаемыми на тех же уровнях.

Ниже приводятся примеры расчётов.

Пример 1. Спроектировать фундамент на свайном основании под колонну железобетонного склада при следующих исходных данных.

Данные о размерах и форме колонны:

Ширина	1,00 *м*
Длина	1,50 »
Форма в плане	прямоугольная

Данные о нагрузках: $\Sigma P_0 = 200$ *т*; $\Sigma H_0 = 30$ *т*; $e = 0{,}15$ *м*.

Данные о грунтах приведены в табл. 27.

Таблица 27

Глубина залегания в *м*	Название грунта	Объёмные и удельные веса грунтов	
		γ [*т*/*м*³]	Δ_0 [*т*/*м*³]
0	Растительный грунт	1,60	2,50
1,5	Песок мелкий	1,70	2,64
4,0	Глина пластичная	1,80	2,78
8,0	Суглинок в полутвёрдом состоянии	1,75	2,76
15,0	Глина в полутвёрдом состоянии	1,90	2,80

Данные о режиме поверхностных и грунтовых вод, а также о глубине промерзания:

Глубина залегания грунтовых вод	2 *м*
Глубина промерзания	1,6 »
Поверхностная вода	отсутствует

Данные об испытании деревянных свай динамическим методом:

Диаметр сваи . . . . . $d=30$ *см*
Глубина забивки . . . . . $L=9$ *м*
Вес бабы . . . . . $Q=1\,500$ *кг*
Величина падения бабы . . . . . $H=100$ *см*
Величина погружения от одного удара . $e=0{,}3$ *»*

Решение.

1. Определение действующих напряжений на уровне обреза фундамента:

$$\sigma_{\min}^{\max}=\frac{\Sigma P_0}{F}\cdot\left(1\pm\frac{6e}{b}\right)=\frac{200}{1{,}5}\cdot\left(1\pm\frac{6\cdot 0{,}15}{1}\right);$$

$$\sigma_{\max}=253\ т/м^2,\ \text{или}\ 25{,}3\ кг/см^2;$$

$$\sigma_{\min}=13{,}3\ т/м^2,\ \text{или}\ 1{,}33\ кг/см^2.$$

Так как допускаемые напряжения на сжатие на каменную кладку не превосходят 15 *кг/см*², то, следовательно, материалом для фундамента должен быть бетон или железобетон.

2. Определение глубины заложения подошвы ростверка. Глубина заложения подошвы ростверка должна быть больше глубины промерзания и больше глубины залегания грунтовых вод, т. е. $h_{зал}>h_{пр}$; $h_{зал}>h_{гр.в}$.

В данном случае $h_{гр.в}>h_{пр}$, и следовательно, глубина заложения должна быть не менее глубины залегания грунтовых вод. Нужно, чтобы головы свай всегда были в воде. Так как головы свай заделываются в ростверк на некоторую величину h_1, то

$$h_{зал}\geq h_{гр.в}+h_1.$$

Дав некоторый запас на величину возможного колебания уровня воды, примерно 0,50 *м*, имеем

$$h_{зал}=h_{гр.в}+h_1+0{,}50\ м.$$

Принимаем h_1 равным 0,50 *м*, а $h_{гр.в}$ согласно условию 2 *м*; тогда

$$h_{зал}=2+0{,}5+0{,}5=3\ м.$$

3. Определение допускаемой нагрузки на сваю. Вначале определяется предельное сопротивление грунта, окружающего сваю, по формуле Герсеванова:

$$W=-\frac{nF}{2}+\sqrt{\frac{n^2F^2}{4}+\frac{nHF}{e}Q\,\frac{Q+0{,}2q}{Q+q}};$$

коэфициент формулы Герсеванова $n=10\ кг/см^2$.

Площадь поперечного сечения сваи

$$F=\frac{\pi d^2}{4}=\frac{3{,}14\cdot 30^2}{4}=706\ см^2.$$

Вес свай при объёмном весе дерева 0,9

$$q=0{,}0706\cdot 9\cdot 0{,}9\cdot 1\,000=570\ кг;$$

$$\frac{Q+0{,}2q}{Q+q}=\frac{1\,500+0{,}2\cdot 570}{1\,500+570}=0{,}780;$$

$$\frac{nF}{2}=\frac{10\cdot 706}{2}=3\,530\ кг;$$

$$\frac{n^2F^2}{4}=12\,500\,000\ кг;$$

$$\frac{nHFQ}{e}\cdot\frac{Q+0{,}2q}{Q+q}=\frac{10\cdot 100\cdot 706\cdot 1\,500}{0{,}3}\cdot 78=$$

$$=2\,755\,000\,000;$$

$$W=-3\,530+\sqrt{12\,500\,000+2\,755\,000\,000}=$$

$$=-3\,530+52\,400=48\,870\ кг.$$

Допускаемое давление на сваю равно

$$P'_{доп} = \frac{W}{2} = \frac{48\,870}{2} = 24\,435 \text{ кг}.$$

$P_{доп}$ согласно табл. 10 равно 27 $т$; следовательно, из сравнения $P_{доп}$ с $P'_{доп}$ следует, что $P_{расч}$=24 435 $кг$, или кругло 24 $т$.

4. Определение размеров ростверка. Пусть

$$\varkappa = \frac{1}{9d^2} = \frac{1}{9 \cdot 0{,}3^2} = 1{,}24.$$

Определим ориентировочную площадь ростверка:

$$F_p = \frac{\Sigma P_0}{\varkappa P_{расч} - \gamma_к h} = \frac{200}{1{,}24 \cdot 24 - 2{,}2 \cdot 3} = 8{,}66 \text{ м}^2.$$

Принимаем F_p равным 9 $м^2$. Пусть размеры ростверка будут равны 2,60×3,50 $м$. Тогда положение центра тяжести основания равно

$$e_1 = \frac{Hh}{\Sigma P_0} = \frac{30 \cdot (3 - 0{,}25)}{200} = 0{,}412 \text{ м}.$$

Следовательно, центр тяжести основания смещён относительно центра тяжести колонны на величину

$$0{,}412 + 0{,}15 = 0{,}562 \text{ м}, \text{ или кругло } 0{,}56 \text{ м}.$$

Расстояние же от центра колонны до краёв фундаментов должно быть равным:

$$b_1 = \frac{2{,}60}{2} + 0{,}56 = 1{,}86 \text{ м};$$

$$b_2 = 2{,}60 - 1{,}86 = 0{,}74 \text{ м}.$$

5. Определение сил и моментов. Вычерчивают конструкцию фундамента и ростверка (фиг. 170). Далее приступают к определению действующих давлений по подошве ростверка. Для этого определяют все действующие силы, их величину и местоположение. Все вычисления сгруппированы в табл. 28.

6. Определение угла наклона равнодействующей:

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{30}{256{,}95} = 0{,}117;$$

$$\delta = 6^\circ 41';$$

$$\cos \delta = 0{,}993.$$

7. Определение действующих давлений и числа свай. Действующие давления по подошве ростверка

$$\sigma = \frac{\Sigma P}{F_p} \pm \frac{M}{W} = \frac{256}{3{,}50 \cdot 2{,}60} \pm \frac{1{,}46 \cdot 6}{2{,}60^2 \cdot 3{,}50};$$

$$\sigma_{max} = 28 - 0{,}37 = 28{,}37 \text{ т/м}^2;$$

$$\sigma_{min} = 28 - 0{,}37 = 27{,}63 \text{ т/м}^2;$$

$$\sigma_{ср} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} = 28 \text{ т/м}^2.$$

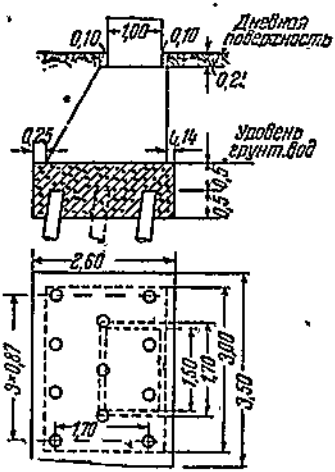
Определение числа свай:

$$N = \frac{\sigma_{ср} F_p}{P_{расч}} = \frac{28 \cdot 3{,}50 \cdot 2{,}60}{24} = 10{,}6, \text{ или кругло } 11 \text{ свай}.$$

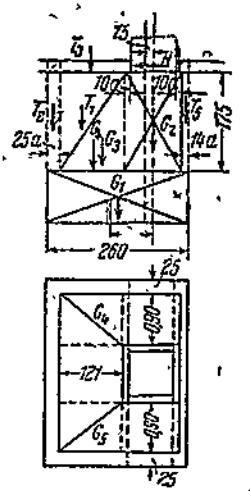
Таблица 28

Обозначение силы	Название сил и их вычисление (фиг. 171)	Вес в *т*	Плечо относительно центра тяжести ростверка в *м*	Момент в *тм*
ΣP_0	Внешняя заданная сила	200,00	+0,41	+81
H	То же	30,00	−2,75	−83
G_1	Собственный вес фундамента $2{,}60 \cdot 3{,}50 \cdot 1 \cdot 2{,}4$	22,00	0,00	0,00
G_2	$\frac{1{,}20 \cdot 1{,}70 + 1{,}20 \cdot 3}{2} \cdot 1{,}75 \cdot 2{,}2$	10,85	+0,56	+6,08
G_3	$\frac{1{,}21 \cdot 1{,}75}{2} \cdot 1{,}70 \cdot 2{,}2$	3,90	−0,24	−0,94
G_4+G_5	$\frac{0{,}90 \cdot 1{,}21 \cdot 1{,}75}{3} \cdot 2 \cdot 2{,}2$	2,80	−0,294	−0,83
	Вес земли на уступах:			
T_1	$\frac{1{,}21 \cdot 1{,}75}{2} \cdot 1{,}70 \cdot 1{,}63$	2,93	−0,65	−1,90
T_2	$0{,}25 \cdot 1{,}75 \cdot 3{,}50 \cdot 1{,}63$	2,49	−1,30	−3,23
T_3	$0{,}25 \cdot 1{,}55 \cdot 3{,}50 \cdot 1{,}6$	2,18	−0,52	−1,13
T_4	$0{,}25 \cdot 0{,}24 \cdot 3{,}50 \cdot 1{,}6$	0,36	+1,38	+0,497
T_5	$0{,}14 \cdot 1{,}75 \cdot 3{,}50 \cdot 1{,}63$	1,40	+1,43	+2,00
T_6+T_7	$0{,}25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1{,}6 \cdot 2$	0,80	+0,56	+0,447
T_8+T_9	$\frac{,90 \cdot 1{,}75 \cdot 1{,}20}{2} \cdot 2 \cdot 1{,}63$	3,08	+0,56	+1,68
$T_{10}+T_{11}$	$\frac{0{,}90 \cdot 1{,}21 \cdot 1{,}75 \cdot 2}{3} \cdot 2 \cdot 1{,}63$	4,14	−0,52	−2,15
	Сумма вертикальных сил	256,95	—	—
	Сумма моментов	—	—	1,46

$\gamma_{ср} = 1{,}63\ т/м^3$.



Фиг. 170



Фиг. 171

8. Размещение свай в плане. Ввиду того что разница между σ_{max} и σ_{min} очень мала, распределение свай в плане принято равномерное по всей площади ростверка. Сваи размещены так, как указано на фиг. 170.

9. Определение действующих усилий в сваях. Сваи все одинаковой длины и одной площади поперечного сечения. Центр тяжести свайного основания находится на оси среднего ряда.

Сваи наклонные, причём угол наклона равен наклону равнодействующей, т. е. 6°41′, или отношение заложения к вертикали равно 1 : 8,6.

Тогда

$$R = \frac{\Sigma P}{\cos \delta};$$

$$z = z_0 \cos \delta = 0{,}85 \cos \delta;$$

$$\Sigma m_i z_i^2 = \Sigma m_i z_{0\,i}^2 \cos \delta = 4 \cdot 0{,}85^2 \cdot 2 \cos^2 \delta,$$

откуда

$$P = \frac{1}{\cos \delta} \cdot \left(\frac{\Sigma P}{N} \pm \frac{M z_0}{\Sigma m_i z_{0\,i}^2} \right) =$$

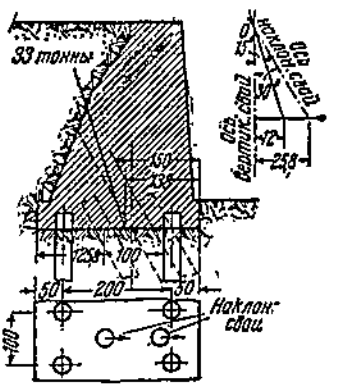
$$= \frac{1}{0{,}993} \cdot \left(\frac{256}{11} \pm \frac{1{,}46 \cdot 0{,}85}{5{,}75} \right) = \frac{1}{0{,}993} \cdot (23{,}3 \pm 0{,}216);$$

$$P_{max} = \frac{23{,}516}{0{,}993} = 23{,}7 \ т;$$

$$P_{min} = \frac{23{,}084}{0{,}993} = 23{,}3 \ т;$$

действующие усилия оказались меньше допускаемых.

10. Определение действующих напряжений в грунте на уровне концов свай. Напряжения в грунте на уровне острия свай определять излишне, так как на полутвёрдый суглинок можно допустить давление не менее 3 *кг/см*², а напряжение на уровне острия свай заведомо меньше 3 *кг/см*².



Фиг. 172

Пример 2. Спроектировать свайное основание под подпорную стенку, изображенную на фиг. 172. Нагрузка по подошве ростверка до засыпки земли 25 *т/м*² и направлена вертикально, а нагрузка после засыпки 33 *т/м*² и направлена наклонно, составляя с вертикалью угол 15°. Точки приложения равнодействующих в первом случае располагаются посредине, т. е. на расстоянии 1,5 *м* от передней грани ростверка, а во втором — на расстоянии 1,38 *м* от той же грани.

Допускаемая нагрузка на сваю определилась при помощи пробных нагрузок и составляет 15 *т* при свае длиной 7 *м*, забитой в супесчаные, насыщенные водой грунты. Грунт на всю глубину забитых свай и ниже острия однородный с допускаемым напряжением не более 1,5 *кг/см*². Объёмный вес грунта 1,6 *т/м*³, а с учётом взвешивающего действия воды — 1,00 *т/м*³.

Решение. Рассчитывается 1 *пог. м* фундамента стены. Так как наибольшая нагрузка имеет наклон к вертикали больше 10°, то следует проектировать козловые сваи. Примем две системы свай: систему вертикальных свай и систему наклонных свай под углом 30° к вертикали.

1. Определение числа свай. Число вертикальных свай должно быть таким, чтобы они могли полностью воспринять на себя вертикальную нагрузку до засыпки грунта. Следовательно,

$$N_e = \frac{25}{15} = 1{,}67, \text{ или кругло 2 сваи.}$$

Число наклонных свай определяется путём деления составляющей нагрузки, направленной параллельно оси наклонных свай, на допускаемую нагрузку. Величина составляющей равна

$$N_0' = \frac{33 \cdot \sin 15^\circ}{\sin 30^\circ} = \frac{33 \cdot 0{,}259}{0{,}5} = 17 \text{ т}.$$

Следовательно, наклонных свай должно быть также две, т. е. всего должно быть четыре сваи.

Величина вертикальной составляющей равна

$$V = 33 \cdot \cos 15^\circ - N_0 \cdot \cos 30^\circ = 17{,}1 \text{ т}.$$

2. Размещение свай в плане и профиле. Так как вертикальные сваи должны воспринимать вертикальную нагрузку, приложенную в центре, в размере 25 *т*, то лучше всего расположить их так, чтобы ось совпадала с направлением этой силы, т. е. с центром тяжести ростверка.

Наклонные сваи должны быть поставлены так, чтобы ось, проходящая через центр тяжести, пересекалась с равнодействующей в точке пересечения её с вертикалью, являющейся осью вертикальных свай.

На фиг. 172 указанные условия соблюдены. Вертикальные сваи расставлены симметрично относительно центра основания; следовательно, они воспримут поровну нагрузку до засыпки, равную 25 *т*. Наклонные сваи поставлены так, что их ось пересекает равнодействующую всех сил после засыпки в той же точке, в которой эта равнодействующая пересекает ось, проходящую через центр тяжести вертикальных свай.

На той же фиг. 172 справа изображена схема относительного расположения оси вертикальных и наклонных осей и равнодействующей. Видно, что все они пересекаются в точке *O*, расположенной на оси вертикальных свай. Ось наклонных свай пересекает подошву ростверка в точке, удалённой от центра ростверка на 25,8 *см*, что определяется из следующего соотношения:

$$x = \frac{12 \cdot \operatorname{tg} 30^\circ}{\operatorname{tg} 15^\circ} = 25{,}8 \text{ см}.$$

Наклонные сваи расставлены на расстоянии 1,0 *м* друг от друга, причём они располагаются в ряд на расстоянии 50 *см* от ряда вертикальных осей, т. е. сваи в плане расположены в шахматном порядке (фиг. 172, план внизу).

3. Определение действующих усилий в сваях. Для определения действующих усилий в сваях нужно воспользоваться формулами (53) и (54). Но так как равнодействующая совпадает с центром свайного основания, то $M = 0$. Тогда

$$P_A = \frac{R_A}{N_A}$$

и

$$P_B = \frac{R_B}{N_B}.$$

Но

$$R_A = N_0 = 17 \text{ т},$$

а

$$R_B = V = 17{,}1 \text{ т};$$

число свай

$$N_A = 2 \text{ и } N_B = 2.$$

Следовательно,

$$P_A = \frac{17}{2} = 8{,}5\ т;$$

$$P_B = \frac{17{,}1}{2} = 8{,}55\ т,$$

что меньше допускаемого усилия 15 $т$.

При действии только вертикальной нагрузки наклонные сваи не работают, а нагрузка целиком передаётся вертикальным сваям, вызывая в них усилие, равное $\frac{25}{2} = 12{,}5\ т$, что также меньше допускаемого.

Определение напряжений в грунте на уровне острия сваи производить излишне, так как среднее удельное давление по подошве ростверка не превосходит 1 $кг/см^2$, а сваи распределяют давление на значительно большую площадь и, следовательно, напряжение в грунте на уровне острия свай возникает ещё меньшее. Допускаемое же напряжение составляет 1,5 $кг/см^2$. Следовательно, проект свайного основания составлен удовлетворительно.

§ 27. ПЕРЕМЕННЫЕ СИЛЫ

С переменными силами приходится иметь дело при проектировании опор мостов, водоёмных зданий и других сооружений.

Пример. Спроектировать свайное основание под устой моста при следующих данных:

Грунты, в которые будут погружены сваи, — мелкозернистый, средней плотности, насыщенный водой песок

Высота насыпи	7,00 $м$
Отверстие моста в свету	5,00 »
Расчётная длина пролёта	5,70 »
Полная длина пролёта	6,30 »
Глубина промерзания	1,20 »
Глубина размыва	0,20 »
Тип подвижной нагрузки	Н8 1931 г.
Глубина залегания поверхности грунтовых вод	1,2 $м$

Решение.

1. Схема загружения. Так как нагрузка подвижная, то необходимо выяснить самые невыгодные положения, которые она может занять на мосту и на полотне.

Практика подсчётов показывает, что наибольшие давления получаются при следующих схемах загружения:

1-я схема—постоянная нагрузка (вес устоя, пролётного строения и горизонтальный распор земли);

2-я схема—постоянная нагрузка плюс временная нагрузка на пролёте, устое, призме обрушения; торможение в сторону пролёта;

3-я схема—постоянная нагрузка плюс временная нагрузка на устое и пролёте; торможение в сторону насыпи.

2. Назначение глубины заложения ростверка. По условию глубины промерзания глубина заложения ростверка должна быть больше:

$$h_{пром} + h_{размыва},\ \text{т. е. больше } 1{,}40\ м.$$

По условию глубины залегания грунтовых вод глубина заложения должна быть больше

$$h_{гр.\,в} + 0{,}50_{запас} + 0{,}50_{заделка\ головы\ в\ ростверке}.$$

Следовательно,

$$h \geq 1{,}20 + 1{,}0 = 2{,}20\ м;$$

принято 2,2 $м$.

3. Назначение диаметра и длины свай и определение допускаемой нагрузки на сваю. Диаметр сваи назначаем равным 30 *см*. Следовательно, нагрузка на материал сваи согласно табл. 10 может быть допущена 27 *т*, т. е. $P_{доп} = 27$ *т*.

Длину свай определим по формуле

$$l = \frac{P - \sigma F}{Uk}. \qquad (67)$$

Принимаем: $P = 27$ *т*; $F = 706$ *см*², или 0,0706 *м*²; $U = 0{,}941$ *м*; $k = 3{,}5$ *т/м*³; допускаемое давление на грунт на уровне острия ввиду неизвестной длины сваи не может быть определено, а потому подставляем его значение по формуле

$$\sigma = \sigma_0 + k_0 \gamma (h - a);$$

для σ_0 согласно табл. 10 в части I (стр. 136) принимаем значение 1,5 *кг/см*², или 15 *т/м*²; $a = 3$ *м*; $h = h_3 + l$; $k_0 = 0{,}25$; $\gamma = 1$ *т/м*³; $h_3 = 2$ *м*.

Тогда

$$\sigma = [1{,}5 + 0{,}25 \cdot (2{,}2 + l - 3)] \cdot 10.$$

Умножение на 10 сделано с целью перевода *кг/см*² в *т/м*².

Подставляя значение σ в формулу (67) и решая всё относительно l, получаем

$$l = \frac{P - (15 - 2{,}5) F}{Uk - 2{,}5 F}.$$

Подставляя значения P, F, U и k, имеем

$$l = \frac{27 - (15 - 0{,}8 \cdot 2{,}5) \cdot 0{,}0706}{0{,}941 \cdot 3{,}5 - 2{,}5 \cdot 0{,}0706} = \frac{26{,}08}{3{,}22} = 8{,}1 \text{ м}.$$

Принимаем кругло 8,5 *м*. Тогда допускаемая нагрузка на сваю определится по материалу, т. е. 27 *т*.

4. Назначение размеров ростверка и числа свай. Размерами ростверка задаёмся и принимаем конструкцию фундамента в соответствии с фиг. 173. Видно, что фундамент устоя состоит из двух уступов высотой по 1 *м*, причём нижний уступ является одновременно ростверком свай.

Вычисления сил и их моментов как от постоянной, так и от временной нагрузки опущены.

В табл. 29 приведены результаты расчётов давлений по подошве фундамента.

Таблица 29

Схемы нагрузки	$\frac{\Sigma P_i}{\omega}$	$\pm\frac{\Sigma M}{W_x}$	Давления в *кг/см*²	
			$\sigma_{пер}$	$\sigma_{зад}$
1-я схема	$0{,}1 \cdot \frac{701{,}8}{34{,}6} = 2{,}03$	$0{,}1 \cdot \frac{701{,}8 \cdot 0{,}27}{45{,}2} = 0{,}42$	2,5	1,6
2-я схема	$0{,}1 \cdot \frac{819{,}1}{34{,}6} = 2{,}37$	$0{,}1 \cdot \frac{819{,}1 \cdot 0{,}95}{45{,}2} = 1{,}72$	4,1	0,7
3-я схема	$0{,}1 \cdot \frac{868{,}3}{34{,}6} = 2{,}51$	$0{,}1 \cdot \frac{868{,}3 \cdot 0{,}41}{45{,}2} = 0{,}79$	1,70	3,3

На фиг. 174 по данным табл. 29 построены эпюры давлений. Площадь огибающей эпюры равна

$$\omega_0 = \frac{3{,}3+2{,}50}{2}\cdot 4{,}05 + \frac{2{,}50+4{,}1}{2}\cdot 3{,}80 = 11{,}73 +$$

$$+ 12{,}33 = 24{,}06 \ кг/см^2;$$

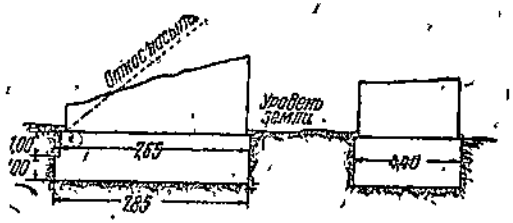
$$\sigma_{ср} = \frac{24{,}06}{7{,}85} = 3{,}07 \ кг/см^2.$$

Число свай

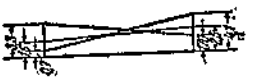
$$N = \frac{\sigma_{ср} F_р}{P_{расч}} = \frac{30{,}7\cdot 34{,}6}{27} = 39{,}3;$$

принимаем 40 свай (5 рядов по 8 свай в каждом).

5. Размещение свай в плане. Для определения положения рядов свай на фиг. 139 площадь эпюры давлений по подошве ростверка разбита на восемь равновеликих площадок. Для этого всю эпюру сначала разбиваем на произвольное число площадок (показанных пунктиром) и вычисляем



Фиг. 173

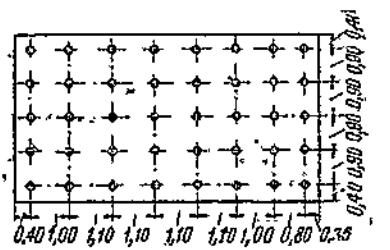


Фиг. 174

их величину, а затем строим интегральную кривую их. Эта кривая построена по данным табл. 30, где приведены как численные значения площадок, так и постепенно нарастающие величины суммы площадок.

Таблица 30

Номер площадки	Величина площадки в *мм*²	Нарастающая сумма площадок в *мм*²
1	160,0	160
2	150,0	310
3	140,0	450
4	130,0	580
5	135,0	715
6	155,0	870
7	175,0	1 045
8	161,3	1 206



Фиг. 175

Полученная площадь в виде длины отрезка на оси ординат разбита на восемь равных отрезков, а затем путём проектирования полученных точек сначала на кривую, а затем на площадь эпюры вся площадь эпюры разбита на восемь равновеликих площадок.

В центре этих площадок находится центр ряда. Центр ряда определяется приблизительно так, чтобы расстояния между сваями получились круглыми цифрами.

На фиг. 175 показан план свайного основания.

6. Определение усилий в сваях. Для определения усилий, возникающих в сваях, необходимо найти сначала центр тяжести свайного основания, а затем $I_{св}$.

Таблица 31

Схема нагрузки	Эксцентриситет e в $м$	$\frac{\Sigma P_0}{N}$ в $т$	$\pm\frac{\Sigma M}{I_{cs}}$	Усилие в свае в $т$			
				передний ряд		задний ряд	
				$\frac{\Sigma M}{I_{cs}}z$	P	$\frac{\Sigma M}{I_{cs}}z$	P
1-я схема	$3,81-3,66=0,15$	$\frac{701,8}{40}=17,6$	$\frac{701,8\cdot0,15}{225,87}=0,47$	$0,47\cdot3,46=1,64$	19,24	$0,47\cdot3,64=1,71$	15,89
2-я схема	$3,81-2,98=0,83$	17,6	$\frac{701,8\cdot0,83}{225,87}=2,58$	$2,58\cdot3,46=8,92$	26,52	$2,58\cdot3,61=9,38$	8,22
3-я схема	$3,81-4,34=0,53$	17,6	$\frac{701,8\cdot0,53}{225,87}=1,65$	$1,65\cdot3,46=5,70$	11,90	$1,65\cdot3,64=6,00$	23,60

Для этого находи статический момент

$$S_0 = 5 \cdot (0{,}40 + 1{,}40 + 2{,}50 + 3{,}60 + 4{,}70 + 5{,}70 + 6{,}70 + 7{,}50) = 161{,}5 \text{ св. м}.$$

Число свай равно $N=40$;

$$z_0 = \frac{161{,}50}{40} = 4{,}04 \text{ м}.$$

Момент инерции

$$I_{св} = \Sigma mz^2 = 5 \cdot (0{,}44^2 + 1{,}54^2 + 2{,}64^2 + 3{,}64^2 + 0{,}66^2 + 1{,}66^2 + 2{,}66^2 + 3{,}46^2) = 225{,}87 \text{ св. м}^2.$$

Так как размеры свай одинаковы, то усилие в свае определяется по формуле

$$P = \frac{\Sigma P_0}{N} \pm \frac{Mz}{I_{св}}.$$

Результаты подсчётов сведены в табл. 31.

Как видно из табл. 31, наибольшее действующее усилие не превосходит 27 $т$, т. е. меньше допускаемого.

7. Определение напряжений в грунте на уровне острия свай. Напряжения в грунте на уровне острия свай определим по формуле (44):

$$\sigma_{действ} = \sigma_{ср} + \gamma_{ср} l - \frac{Ul}{mF_p} [k_1 \gamma (2h_3 + l) + k_2 c].$$

Принимаем:

$$\sigma_{ср} = \frac{1{,}70 + 3{,}3}{2} = 2{,}5 \text{ кг/см}^2, \text{ или } 2{,}5 \text{ т/м}^2;$$

$\gamma_{ср} = 1{,}2$ т/м (с учётом взвешивающего действия воды);

$l = 8{,}5$ м; $U = 2 \cdot (7{,}85 + 4{,}40) = 24{,}5$ м;

$m = 2$; $F_p = 34{,}6$ м; $\varphi = 25°$; $c = 0$.

Определим k_1 по табл. 24; оно равно $k_1 = 0{,}084$; $\gamma = 1$ (с учётом взвешивающего действия воды); $h_3 = 2{,}2$ м;

$$\sigma_{действ} = 25 + 1{,}2 \cdot 8{,}5 - \frac{24{,}5 \cdot 8{,}5}{2 \cdot 34{,}6} \cdot 0{,}084 \cdot 1 \cdot (2 \cdot 2{,}20 + 8{,}5) =$$

$$= 25 + 10{,}2 - 3{,}27 = 31{,}93 \approx 32 \text{ т/м}^2;$$

$$\sigma_{доп} = 15 + 2{,}5 \cdot 1 \cdot (2{,}2 + 8{,}5 - 3) = 34{,}2 \text{ т/м}^2.$$

Условие прочности соблюдено.

РАЗДЕЛ ВОСЬМОЙ

ОПУСКНЫЕ КОЛОДЦЫ

Глава I

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ ОБ ОПУСКНЫХ КОЛОДЦАХ

§ 1. СУЩНОСТЬ МЕТОДА И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Заложение подошвы фундаментов тяжёлых сооружений при наличии слабых грунтов, простирающихся на значительную глубину от поверхности, ещё с давних времён поставило перед строителями задачу изыскания такого способа фундирования, который бы позволил пройти слабые пласты грунта и опереть сооружение на прочное основание. Эта задача ещё более затруднялась наличием грунтовых вод или необходимостью возводить сооружения на местности, покрытой водой. Открытый котлован с креплением с глубиной становился экономически невыгодным, а при больших глубинах технически не разрешал задачи.

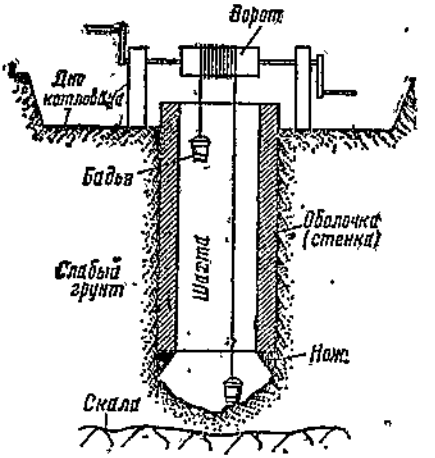
Содержание идеи опускного колодца заключается в устройстве прочной оболочки, открытой сверху и снизу, под защитой которой производятся разработка грунта внутри оболочки и выдача его наружу, подрытая же снизу оболочка под влиянием собственного веса погружается вниз; в то же время сверху по мере погружения производится наращивание оболочки. Процесс выборки грунта с одновременным погружением и наращиванием оболочки производится до тех пор, пока не будет достигнут прочный грунт.

Первоначальное и простейшее техническое оформление идеи опускного колодца даётся на фиг. 176.

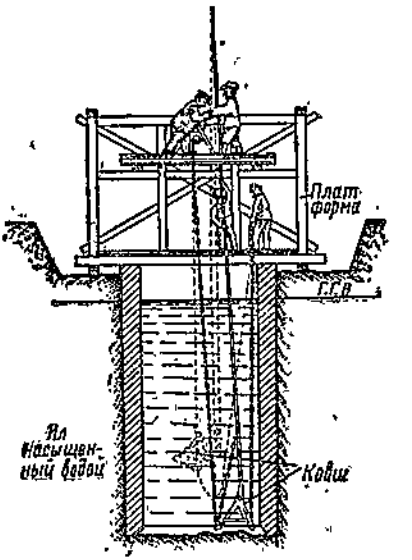
На фиг. 176 показана фаза работ, когда опускной колодец успел погрузиться в грунт на некоторую глубину. Если вода отсутствует или приток грунтовых вод незначителен и вода может быть удалена посредством водоотлива, то рабочий, находясь на дне колодца, разрабатывает грунт, нагружает его в бадьи, и последние посредством ворота поднимаются наверх, где опоражниваются. На фиг. 177 показано примитивное производство работ по опусканию колодца при большом притоке воды. Работа выполняется без водоотлива вычёрпыванием грунта ковшом с перфорированным дном и стенками для выпуска воды. Поворотом ковша забирается грунт; после этого ковш поднимается наверх и опоражнивается. Когда грунт выбран ниже колодца, последний лишившись опоры, под влиянием собственного веса, преодолевая трение стенок о грунт, погружается вниз. Если глубина опускания значительна и нецелесообразно колодец делать сразу на всю глу-

бину опускания, то в процессе погружения производится наращивание оболочки колодца. Когда колодец опущен до требуемой глубины, внутренняя полость его (шахта) заполняется кладкой, и в итоге получается массивный фундамент глубокого заложения.

В настоящее время в редких случаях прибегают к столь примитивному опусканию колодцев. По фиг. 176 при небольшой глубине опускания этот приём еще можно встретить в практике строительства гражданских и промышленных сооружений, водоснабжения, канализации. Но и в таком виде этот способ устройства фундаментов глубокого заложения имеет ряд преимуществ, так как разрабатывается объём грунта, соответствующий только объёму массива фундамента без засыпки пустот, неизбежных при устройстве фундаментов в открытых



Фиг. 176



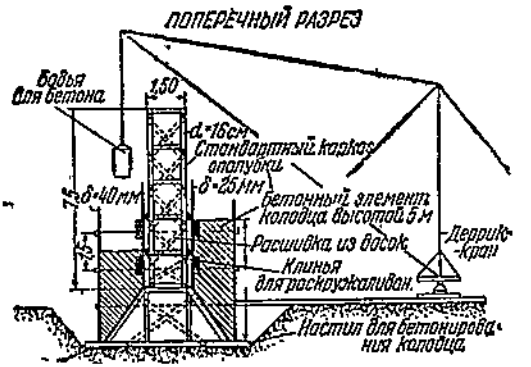
Фиг. 177

котлованах. Кроме того, не требуется прибегать к специальному креплению вертикальных откосов котлована, так как стенки колодца являются тем креплением, которое выдерживает боковое давление грунта, и той защитой, которая делает невозможным обрушение (сползание) откосов.

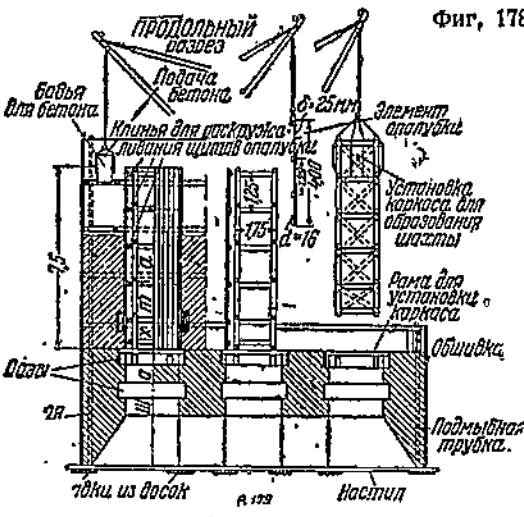
Так как опускной колодец врезается в грунт нижней частью, то последней придаются обычно режущая форма и надлежащее усиление. Эта часть колодца получила название ножа (фиг. 176).

Дальнейшее развитие этого метода вышло за рамки устройства столбчатых массивных фундаментов глубокого заложения, где преимущественно целесообразно было применять толстостенные колодцы большого веса для преодоления трения стенок о грунт. Технико-экономические преимущества метода обеспечили использование колодца-оболочки, погруженного в грунт для устройства в нём подземных помещений, резервуаров, насосных станций, шахт и т. д.

Применение опускных колодцев в этом направлении повлекло за собой разработку экономных тонкостенных конструкций колодцев (оболочек) из металла и железобетона, работающих на активное давление земли. Современные опускные колодцы при возросшей потребности в отношении достижения больших глубин, усовершенствования способов разработки грунта и разнообразия приёмов опускания, в особенности на местности, покрытой водой, изготовляются как для массивных столбчатых фундаментов, так и оболочек для подземных устройств в зависимости от местных условий опускания из различных материалов: металла, железобетона, деревобетона, бетона, камня, дерева.



Фиг. 178



Фиг. 179

Посредством опускного колодца, состоящего из системы металлических цилиндров, в 1934 г. заложены фундаменты под опору Окленского моста в Сан-Франциско (США) на рекордную глубину 72,6 *м* ниже уровня воды в бухте, оставив далеко позади прежние достижения техники фундаментостроения.

В практике устройства глубоких фундаментов под опоры мостов на железнодорожном транспорте в СССР за последнее время находят применение массивные железобетонные и бетонные опускные колодцы. На фиг. 178 и 179 даются схематические изображения одного из вариантов устройства и опускания колодцев при разработке грунта грейфером. Особенностью показанного на схемах метода является полная механизация работ посредством деррик-крана.

Деррик-кран предварительно (если требуется) при помощи грейфера подготовляет котлован, затем устанавливает настил и стандартную опалубку, после чего подаёт пачками арматуру и в бадьях бетон. После изготовления секции колодца высотой 5 *м* кран снимает элементы стандартной опалубки и посредством грейфера производит уда-

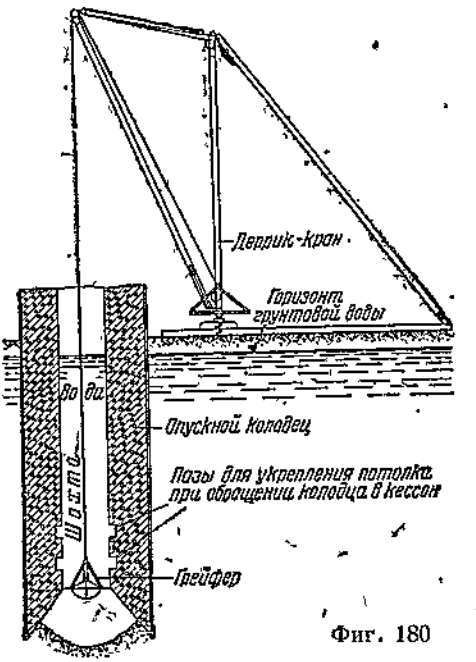
ление грунта из шахты колодца (фиг. 180). По мере выработки грунта из-под колодца последний опускается и производится дальнейшее его наращивание. Для обеспечения беспрепятственного погружения колодца в последний заделываются подмывные трубки, посредством которых подводится струя воды для разрыхления грунта по периметру ножа и вдоль боковой поверхности стен колодца (фиг. 179).

При бетонировании в шахте колодца иногда предусматривают устройство пазов для образования потолка и превращения колодца в кессон, чтобы продолжить опускание колодца кессонным способом, если в этом встретилась необходимость (фиг. 180).

Опускные колодцы применяются как массивные фундаменты при сосредоточенных нагрузках от сооружения и когда по условиям грунта необходимо глубокое заложение их и грунт не содержит крупных включений, препятствующих опусканию.

Опускные колодцы применяются и в тех случаях, когда опущенная в грунт оболочка используется в качестве несущих стен различных подземных сооружений.

Опускные колодцы находят широкое применение в фундаментах под опоры мостов, а также под различные здания с большими нагрузками и всевозможные подземные сооружения, как, например: шахты метрополитена, подземные насосные станции, водоприёмники и др.



Фиг. 180

Экономически колодцы выгодно применять при глубине заложения от 5 *м* и более.

Опускные колодцы являются единственным методом фундирования, при котором технически преодолеваются глубины заложения, не доступные кессонам и сваям.

Обеспечивая надёжность передачи давления на глубокие несущие слои грунта, колодец не требует сложного оборудования при опускании и прост в изготовлении.

К недостаткам следует отнести затруднения опускания при встрече препятствий.

Следует отметить, что опущенная оболочка колодца по внешнему очертанию должна соответствовать запроектированному фундаменту сооружения. Таким образом, опускной колодец является внешней частью фундамента и входит в его тело, за исключением деревянных опускных колодцев, остающихся лишь оболочкой для сооружения фундамента при производстве работ.

§ 2. РАСПОЛОЖЕНИЕ КОЛОДЦЕВ В ПЛАНЕ СООРУЖЕНИЯ

Расположение опускных колодцев под сооружением и число их определяются сложностью очертания и размерами сооружения в плане, а также назначением сооружения.

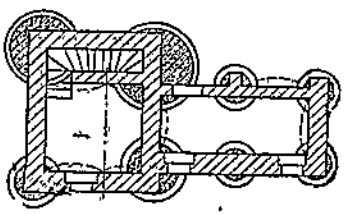
Сооружения компактные, мало развитые в плане и обладающие одновременно значительным весом, как, например, высокие заводские трубы, мачты прожекторного освещения, машинные агрегаты и др., могут возводиться на одном опускном колодце.

Шахты для насосных станций и других целей представляют собой обычно одиночный колодец.

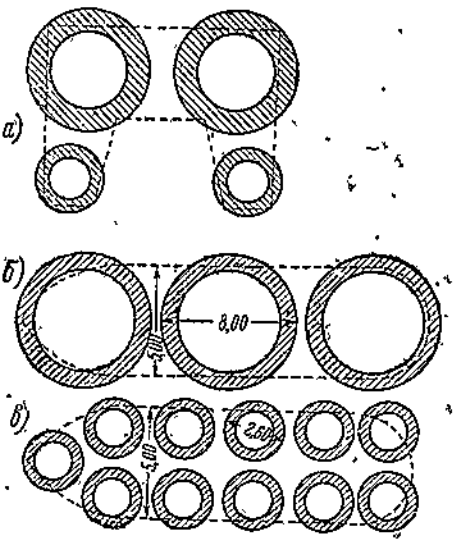
Сооружения, имеющие сложные и развитые планы, заводские здания и подобные им типы, где колодцы располагаются под стенами или колоннами каркаса (фиг. 181), неизбежно требуют постановки многих колодцев, иногда различных как по форме, так и по размерам в плане.

Размеры колодцев в плане зависят от величины передаваемых на них нагрузок и прочности грунта основания.

Некоторые сооружения, как, например, мостовые



Фиг. 181



Фиг. 182

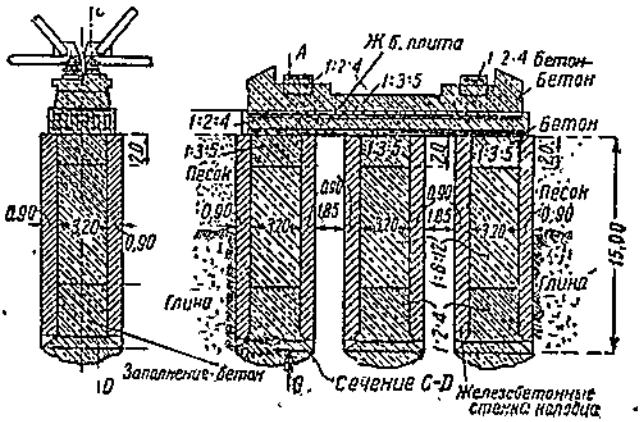
опоры (устои и быки), могут возводиться как на одном, так и на нескольких колодцах.

В прежнее время опоры мостов возводились преимущественно на многих колодцах (фиг. 182) и круглой формы. Погружение группы колодцев под одну опору требовало много времени по сравнению с опусканием одного колодца, и кроме того, при отсутствии в основании скального грунта не было уверенности в равномерной осадке всех колодцев под одной опорой.

Несоблюдение последнего влекло к появлению в самом сооружении трещин. Для обеспечения равномерной передачи давления от сооружения группе колодцев последние перекрываются армированной плитой (фиг. 183). Колодцы под опоры мостов круглой формы в настоящее время применяются редко. Современные колодцы под эти сооружения (обычно один под всей опорой) имеют в плане

очертание и размеры, определяемые формой и размерами самой опоры (фиг. 184).

Применение одного крупного колодца под опорой моста сокращает время на её устройство, позволяет шире использовать механизацию как при изготовлении, так и при опускании колодца, удалении грунта и бетонировании шахт. Монолитный фундамент опоры, состоящий из



Фиг. 183

одного колодца, обеспечивает равномерную осадку сооружения, а последнее позволяет применять опускные колодцы и при наличии в основании опоры рыхлых сжимаемых пород (нескальных).

§ 3. ФОРМА КОЛОДЦЕВ В ПЛАНЕ И ВЕРТИКАЛЬНОМ РАЗРЕЗЕ

а) Очертание колодцев в плане

Формы колодцев в плане не отличаются разнообразием. На практике получили распространение колодцы главным образом двух форм: круглые и прямоугольные; последние в зависимости от очертания плана сооружения (квадрат или вытянутый прямоугольник) имеют различные отношения сторон.

Форма колодца в плане должна быть простой и симметричной, так как такие колодцы легче погружать в грунт. Так, например, при глубине заложения ножа колодца более 20 *м* по Техническим требованиям на постройку искусственных сооружений НКПС запрещается применять асимметричное очертание колодцев в плане. Последнее требование вызывается также необходимостью обеспечить вертикальное погружение колодца в грунт.

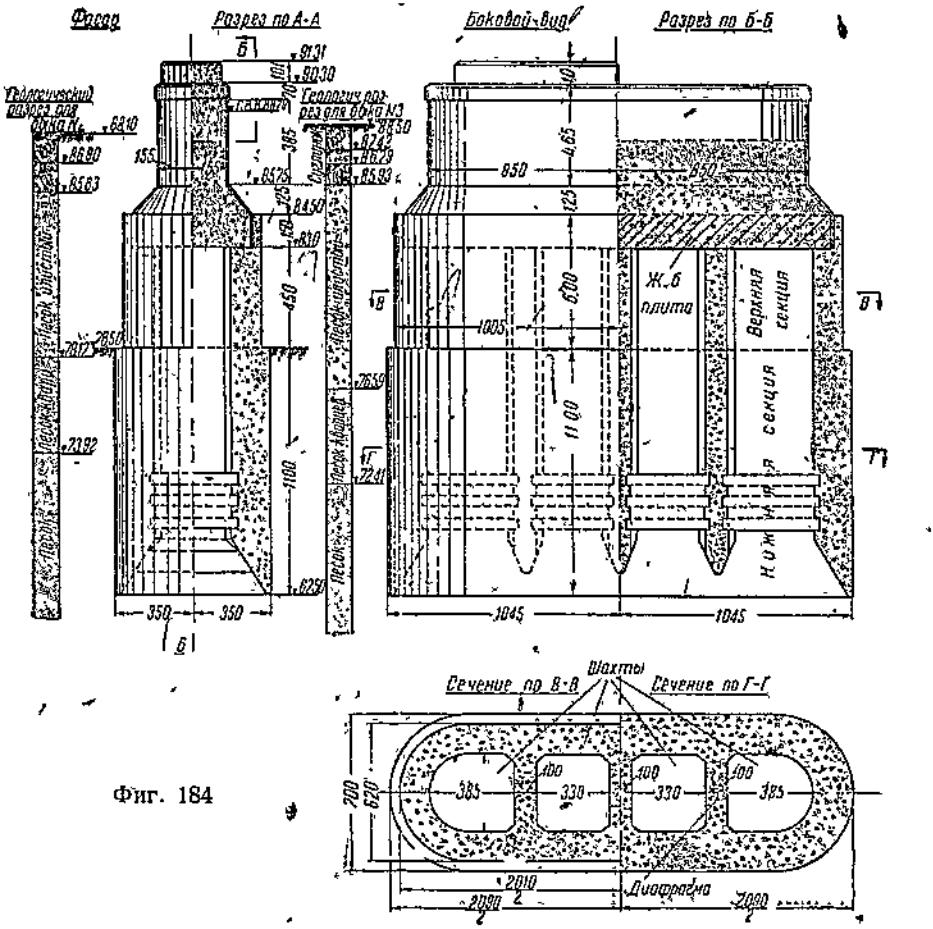
Ниже рассматриваются особенности работы и условия применения колодцев, различных по форме плана.

При опускании колодца стенки его испытывают боковое давление грунта, и если грунт однородный, то каждое горизонтальное сечение колодца будет испытывать равномерное и всестороннее сжатие. Под влиянием этого внешнего давления в стенках колодца появятся внут-

ренние усилия, характер которых определяется формой сечения стенок колодца.

В круглых колодцах будут возникать только сжимающие усилия, тогда как в прямоугольных колодцах, кроме того, имеют место изгибающие моменты.

Следовательно, круглые колодцы могут быть возведены из любого строительного материала, в том числе и из камня (каменная кладка).



Фиг. 184

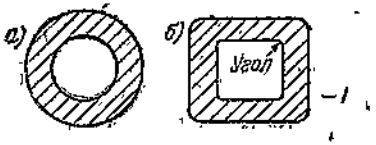
Колодцы же с прямолинейным очертанием стен требуется возводить из материала, способного работать на растяжение.

Круглые колодцы при одинаковой площади с колодцами других очертаний имеют наименьший периметр, а следовательно, при опускании будут оказывать наименьшее сопротивление. Кроме того, круглые колодцы равномернее погружаются в грунт вследствие симметрии сечения в любом направлении от центра к периметру. Так как круглые колодцы могут быть, как указывалось выше, выполнены из любого

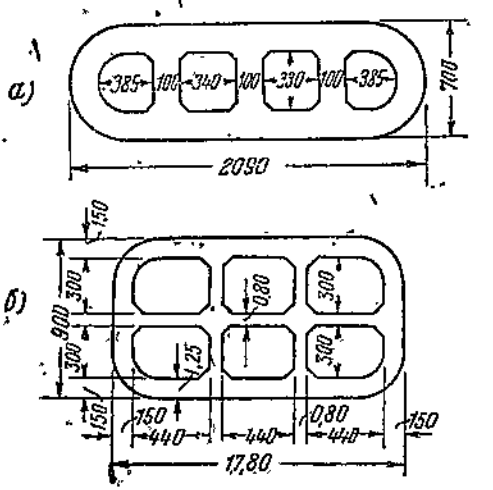
строительного материала, то и преимущества их очевидны при сравнении с колодцами всех других форм.

Размеры круглых колодцев бывают самыми разнообразными. В том случае, когда шахты колодцев заполняются кладкой и они превращаются в столбчатые фундаменты, размеры их могут быть небольшими и определяются условиями интенсивности передачи давления на грунт. В этом случае необходимо стремиться увеличивать толщину стен колодца для облегчения погружения в грунт. Но здесь не следует забывать, что толщина стен этих колодцев в свою очередь определяется минимальными размерами диаметра шахты колодца, через которую производятся удаление грунта и проход людей. Величина диаметра шахты должна быть не менее 0,80—0,90 *м* для ручной разработки грунта в колодце, а при механизированном извлечении грунта должна определяться габаритами снаряда и удобствами производства работ.

Круглый тип колодца (фиг. 185, *а*) с заполнением шахты кладкой находит более частое применение в фундаментах под промышленные и гражданские сооружения, а также в фундаментах под специальные агрегаты.



Фиг. 185



Фиг. 186

Если же круглый колодец применяется в качестве оболочки для подземных сооружений, то он может достигать огромных размеров, например нередко встречаются колодцы, опущенные для шахт насосных станций, диаметром до 30 *м*.

Распространённой формой опускных колодцев под опорами железнодорожных мостов является вытянутый прямоугольник, который оканчивается по коротким сторонам полукругами или закруглениями углов.

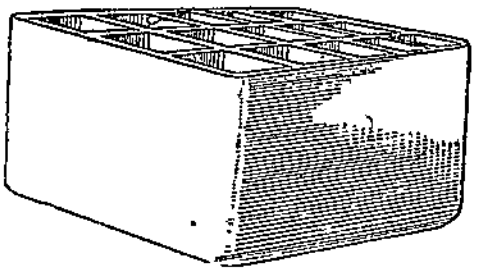
Следует заметить, что колодцы с прямыми или другими внешними и внутренними углами опускать затруднительно, так как выбирать (разрабатывать) грунт в углах (фиг. 185, *б*), особенно механическими снарядами, исключительно трудно. Колодец, опираясь на грунт только в углах, может деформироваться — дать трещины; поэтому углы прямоугольных колодцев закругляются (фиг. 186, *а*). Эти колодцы изготовляются преимущественно из железобетона. Для придания колодцам надлежащей жёсткости они делятся поперечными, а иногда и

продольными внутренними стенками (диафрагмами) на ряд секций-ячеек (фиг. 186, *а* и *б*).

На фиг. 187 показан железобетонный тонкостенный многоячейковый опускной колодец.

По этому типу были выполнены колодцы под устои бесшарнирного железобетонного арочного моста, построенного в СССР в 1935 г.

Колодец опущен с разработкой грунта насухо, для чего применялось искусственное понижение уровня грунтовых вод посредством трубчатых колодцев. Через ячейки опущенного колодца затем забивались деревянные сваи.



Фиг. 187

Следует указать, что многоячейковые (многошахтные) колодцы (по данным практики СССР и США) имеют большие преимущества при выправлении кренов во время опускания. Разрабатывая грунт только в ячейках со стороны, являющейся тормозящей при опускании, этим самым можно выравнивать положение колодца по уровню, а также перемещать колодец в плане в желаемом направлении, если регулировать выборку грунта по секциям.

б) Форма колодцев в вертикальном разрезе

При погружении колодцев в грунт необходимо преодолевать два сопротивления: сопротивление врезанию ножа и трение о грунт по внешней боковой поверхности колодца.

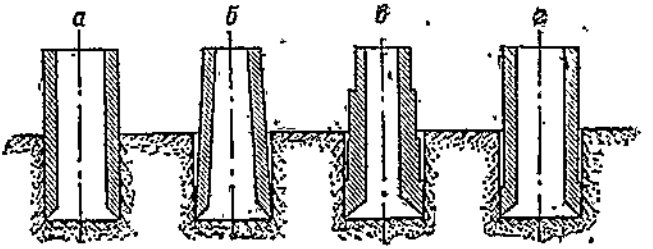
Сопротивление врезанию ножа может быть путём удаления грунта из-под ножа значительно уменьшено или даже сведено почти к нулю путём взрыхления грунта, например подведением под нож струи воды.

Уменьшение сил трения, развивающихся по внешней боковой поверхности стен колодца и тормозящих опускание, может быть сделано двумя путями. В одних случаях придают такую конструктивную форму боковой поверхности опускным колодцам, которая способствует уменьшению сил трения при его погружении; в других случаях в процессе производства опускания прибегают к взрыхлению поверхности посредством подачи струи воды или придания наружным стенкам гладкой поверхности путём штукатурки или укрепления гладкой обшивки из досок. Для уменьшения трения по боковой поверхности колодцев в последнее время стали покрывать их специальными смазками и лаками.

На фиг. 188 показаны 4 вида колодцев массивного типа. Цилиндрическую форму *а* легко выполнить из любого материала, но трудно погружать, если не принять специальных мер для уменьшения сил трения; однако эта форма является самой наилучшей в отношении обеспечения заданного опускания колодца.

Коническая форма *б* облегчает погружение, так как стенка обжимается не плотным, а разрыхлённым грунтом, но при этой форме

колодца труднее обеспечить вертикальное опускание. Кроме того, придавать правильную коническую форму каменной кладке этих колодцев в процессе наращивания при опускании затруднительно, и они могут быть выполнены без затруднений только при небольшой их вы-

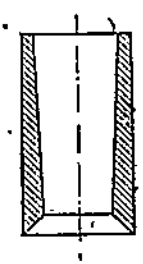


Фиг. 188

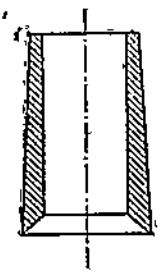
соте, когда колодец изготовляется заранее на всю глубину погружения из железобетона или из бетона.

Уступчатые формы по всей высоте колодца *в* или только в нижней части *г* занимают промежуточное положение между рассмотренными выше типами *а* и *б* и представляют удобство при возведении колодцев из штучного материала, каким являются, например, кирпич, клинкер, бетонный камень.

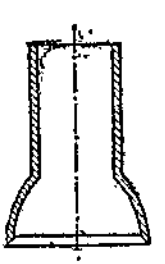
Толщина стен колодца может быть выполнена в соответствии с эпюрой давления грунта и воды. Утолщение стен цилиндрических (фиг. 189) и конических по форме колодцев показано на фиг. 190, На фиг. 191 показан тип колодца с куполообразным расширением по низу, который может быть применён при слабых грунтах для снижения давления на грунт основания.



Фиг. 189



Фиг. 190



Фиг. 191

Колодцы, выполняемые из бетона и железобетона под опоры мостов при глубоких опусканиях, для обеспечения точно вертикального погружения по проекту делаются, почти как правило, с вертикальным очертанием наружных боковых поверхностей. Трудности с зажиманием колодцев в грунте вследствие сил трения преодолеваются путём применения струй воды, взрыхляющих грунт вдоль боковой поверхности стен.

Глава II

КОНСТРУКЦИЯ ОПУСКНЫХ КОЛОДЦЕВ

§ 4. МАТЕРИАЛ КОЛОДЦЕВ

Рассмотрение конструкций опускных колодцев удобно производить, исходя из классификации материала, идущего на их изготовление.

В настоящее время опускные колодцы делаются из камня (бутовой кладки), бетона, железобетона, дерева или металла. В опытном порядке в СССР под опоры одного из железнодорожных мостов был выполнен деревобетонный опускной колодец. Колодцы круглой формы из бутовой кладки или кирпича применяются с давних пор и по настоящее время находят ещё применение в фундаментах под промышленные, жилые здания и т. п.

Железобетонные и бетонные колодцы в СССР получили самое широкое распространение для всех видов сооружений, в том числе и под опоры мостов.

Металлические опускные колодцы под опоры мостов в настоящее время в СССР не находят применения. При этом металлические опускные колодцы разрешается Техническими требованиями на постройку искусственных сооружений НКПС применять только в особых случаях опускания, как, например, особые типы наплавных колодцев при явных их технических и экономических преимуществах, оправдывающих затрату металла на конструкцию колодца.

Металлические опускные колодцы в дореволюционное время находили применение в нашей стране, как, например, опускные колодцы через Аму-Дарью у Чарджоу; за границей наибольшее распространение они получили в США и Англии. Деревянные опускные колодцы под опоры мостов широко применялись в США.

Изготовление и опускание колодцев, выполненных из бутовой кладки, затрудняют применение механизации работ и характеризуются затратой большого количества рабочей силы. Эти колодцы не отвечают требованиям скоростного строительства.

Колодцы из бетонной кладки, а лучше из железобетона позволяют конструктивно придавать им как в плане, так и продольном сечении любой вид в зависимости от требований производства работ, грунтовых условий и конфигурации сооружения.

Работы по изготовлению колодцев из этих материалов и их опусканию могут быть целиком механизированы. Железобетонные колодцы, а также и бетонные малых диаметров на строительной площадке могут собираться (наращиваться) из элементов, заготовленных на заводе строительных деталей, что отвечает условиям полной индустриализации работ и ведения их скоростным методом.

Опускные колодцы из металла малых диаметров для гражданского строительства и преимущественно специальных типов (наплавные) под мостовые опоры при специальных способах опускания позволяют опускать их на большую глубину, не доступную при других методах фундирования, отвечая условиям полной индустриализации работ.

Вопрос о рациональном применении деревянных опускных колодцев для глубокого опускания под мостовые опоры в СССР в настоящее время в НКПС разрабатывается, и известны случаи их применения. Для гражданского строительства деревянные опускные колодцы при ограниченных глубинах погружения и размерах колодцев играют роль крепей и широкого применения не находят.

Основные части опускных колодцев. В опускном колодце различают две основные части: нож и стенки.

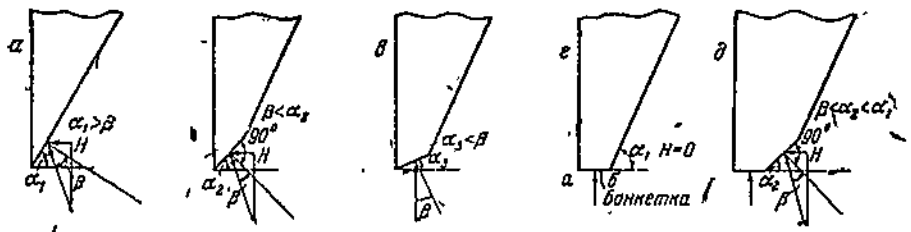
Нож — это нижняя часть стенок колодца, надлежаще усиленная

для защиты нижней опорной части стенок от разрушений при встрече с препятствиями во время опускания и снабжённая резаком для облегчения погружения колодца в грунт.

Назначение ножа заключается также в: поддержании ещё неокрепшей кладки; перераспределении давления на всю кладку стен при встрече таких препятствий под частью ножа, как камни, погребённые деревья и др.; предохранении при врезании ножа в грунт от напыва последнего в колодец.

На фиг. 192 представлены возможные формы окончания низа колодца (ножа). Из приведённых схем видно, что по фиг. 192, *а* нож может легко врезаться в грунт и глубоко проникать в него; грунт из-под ножа выбирается без затруднений; даже лёгкие колодцы при этой опорной форме могут быстро опускаться, но распор грунта (давление изнутри) здесь большое.

Для уменьшения заглубления в грунт низа колодца, а следовательно, и распора H нужно уменьшать угол α наклона внутренней стороны ножа к горизонту, т. е. $\alpha_3 < \alpha_2 < \alpha_1$. Если $\alpha_3 < \beta$ (β — угол внутреннего трения грунта,) то распор H равен нулю (фиг. 192, *в*).



Фиг. 192

При форме по фиг. 192, *г* нож имеет горизонтальное опирание — площадку, которая называется банкеткой. Банкетка удерживает колодец от быстрого погружения, что имеет существенное значение при опускании в слабых грунтах. При форме ножа по фиг. 192, *г* труднее выбирать грунт из-под ножа (банкетки).

В практике находит широкое применение ножевая часть по форме фиг. 192, *д*.

Характерные типы ножей из различных материалов показаны на фиг. 193. На фиг. 193, *а* дана мощная конструкция металлического клинообразного ножа, усиленная листом и уголком. На фиг. 193, *б* показана конструкция железобетонного ножа с банкеткой, образованной двутавром со срезанной половиной полки. На фиг. 193, *в* дан нож, составленный из деревянных брусьев, связанных болтами и усиленных металлическим уголком и листом.

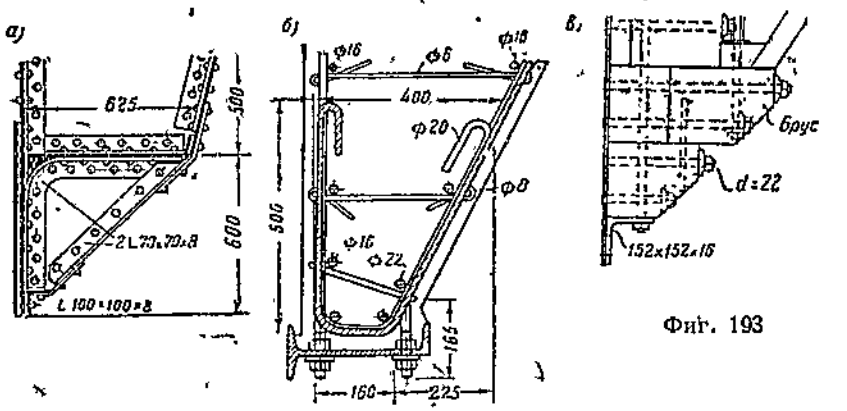
Следует заметить, что ножи металлических и железобетонных конструкций опускных колодцев являются обычно продолжением конструкции стенок. Ножи каменных и бетонных колодцев изготовляются из различного материала.

Практическое применение различных типов конструкций ножей показывает, что клинообразные ножи, вызывающие горизонтальную составляющую реакции грунта, менее рациональны по сравнению с

ножами, имеющими горизонтальную банкетку и режущую часть, являющуюся продолжением кромки стенки колодца.

Клинообразные ножи при встрече с препятствиями с одной стороны колодца (камень) создают горизонтальное давление наружу, вследствие чего возможно отклонение колодца в сторону. При ноже с горизонтальной банкеткой реакция грунта вертикальная; вертикальный резец не испытывает бокового распора и способствует вертикальному погружению колодца. Следовательно, нож, имеющий форму двутавра с обрезанной наполовину одной полкой, является более желательным типом как по простоте исполнения, так и по целесообразности в процессе погружения.

Чем прочнее проходимые грунты, тем режущая часть проектируется более мощной. Слабая режущая часть в прочном грунте обычно при-



Фиг. 193

носит вред, так как она может сильно деформироваться и препятствовать правильному погружению колодца.

Стенки колодца (форма в плане и продольном разрезе) были рассмотрены выше. Конструктивные особенности стенок будут подробнее рассмотрены ниже при описании различных видов колодцев по видам материала.

Исходя из минимальных размеров толщины стенок колодцев, а также наименьшего внутреннего габарита колодца при ручной разработке грунта, указанной выше (0,9 *м*), наименьшие размеры колодцев из разных материалов будут следующими (табл. 32).

Таблица 32

Материал стенок	Толщина стенок в *м* наименьшая	Наименьший размер колодца снаружи в *м*
Бут рядовой	0,80	2,5
Бут околотый постелистый	0,60	2,1
Бетон	0,35	1,6
Железобетон	0,10	1,1
Кирпич	1—2 кирпича	1,2
Металл (при полках уголков, обращённых внутрь колодца)	0,05	1,0

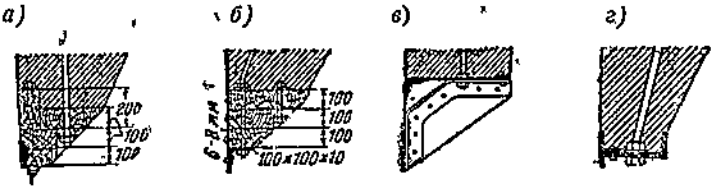
§ 5. КАМЕННЫЕ КОЛОДЦЫ

Каменные колодцы делаются из бутовой и кирпичной кладки. Кирпичная кладка требует особо хорошего качества кирпича; поэтому она дороже бутовой кладки. Каменные колодцы из бутовой кладки обычно могут быть экономичны при наличии дешёвого местного камня.

В прежнее время форма каменных колодцев иногда приноравливалась к очертанию подошвы сооружения. Но так как кирпичная и бутовая кладки почти не сопротивляются растягивающим усилиям, то в настоящее время каменным колодцам придаётся рациональная круглая форма в плане, при которой материал работает на сжатие.

Бутовая или кирпичная кладка стен колодцев начинает возводиться на ноже. Для небольших круглых колодцев из бутовой кладки нож может быть сделан из дерева в виде опорного кольца (фиг. 194, *а*) с усилением его, если требуется, и режущими частями из металла (фиг. 194, *б*), которые являются одновременно и направляющими при опускании.

Деревянное кольцо ножа является необходимой площадкой-опорой для возведения на ней кладки стен. Деревянные брусья для образования опорного кольца обычно соединяются болтами и нагелями.



Фиг. 194

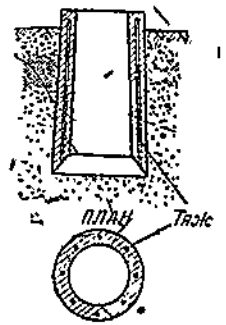
Деревянные опорные кольца, усиленные металлом, могут быть с успехом заменены конструкциями ножей, составленных из профилей металла (фиг. 194, *в* и *г*) или железобетона.

Для уменьшения трения, которое создаётся грубой бутовой кладкой по грунту, внешняя поверхность её закрывается дощатой обшивкой. Толщина стен колодца из бутовой кладки не допускается для грубого и непостелистого камня менее 0,8 *м*, а постелистого — менее 0,6 *м*, для кирпичной кладки — $1^1/_2$ — 2 кирпича.

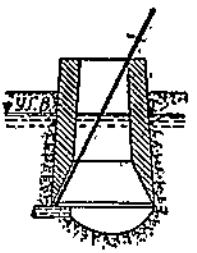
Учитывая ручную разработку грунта, диаметр колодца из бутового камня должен быть не менее 2,1 *м*. При опускании колодцев из бутовой кладки наблюдались разрывы кладки колодцев вследствие зажатия грунтом верхней части колодца. Это возможно при таком напластовании грунта, когда верхние наиболее прочные слои создают бо́льшие силы трения, чем нижние, и под ножом колодца оказываются слабые грунты или вследствие удаления грунта из-под ножа последний оказывается навесу.

Для предохранения каменного колодца от разрыва его снабжают вертикальными металлическими стержнями-тяжами, которые внизу заделываются в нож и проходят вверх внутри стен (фиг. 195 и 197). Расчёт тяжей производится на вес той части колодца, которая подвергается опасности оказаться оторванной.

В зависимости от того, каким способом намечается производство выемки грунта — водоотливом или без водоотлива, — назначается форма (высота) скашивания стен колодца. Если разработка грунта ведётся без водоотлива и на постройке не предвидится работа водолаза, то угол скоса нижней части колодца должен быть назначен так, чтобы сверху посредством багра можно было проникать под нож (фиг. 196) и удалять препятствия.

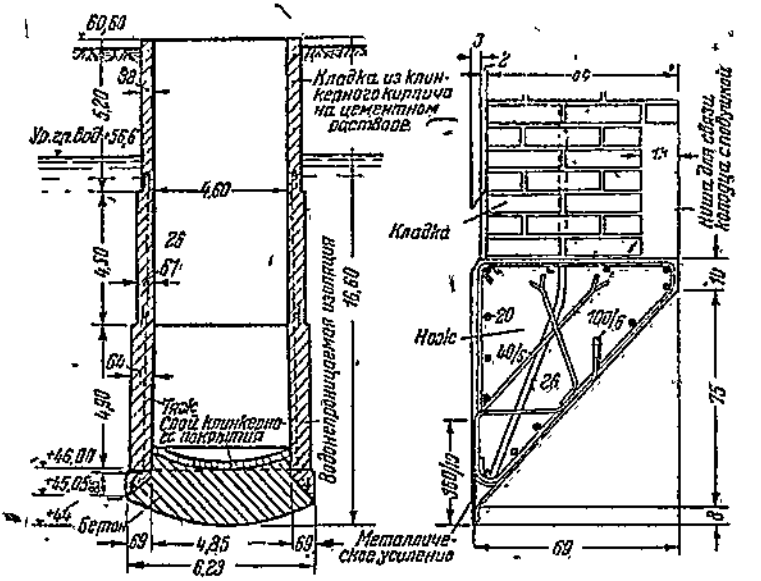


Фиг. 195



Фиг. 196

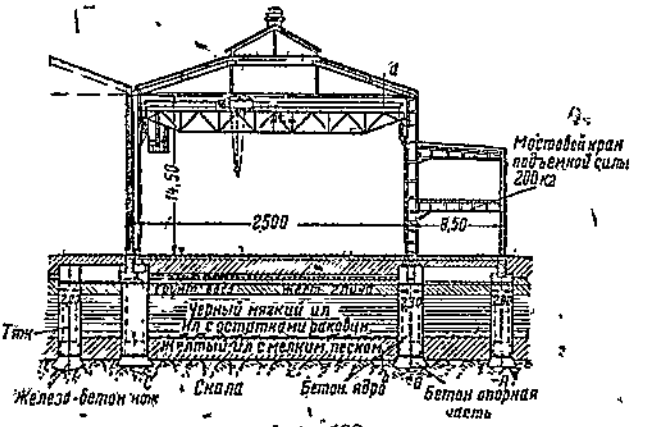
В качестве примера колодца из кирпича с железобетонным ножом может служить колодец под водоприёмник, изображённый на фиг. 197, погружённый на глубину 16,60 *м*, диаметром 4,60 *м*. Нижняя часть колодца (ножевая) выполнена из железобетона с окаймляющим металлическим листом. Стенки колодца выполнены из кирпича-клинкера на цементном растворе. На $^2/_3$ высоты колодца стенки снабжены вертикальными тяжами. Толщина стен внизу 0,64 *м* ($2^1/_2$ кирпича), в средней части — 0,51 *м* (2 кирпича) и верхней — 0,38 *м* ($1^1/_2$ кирпича). Днище



Фиг. 197

колодца забетонировано по шведскому способу подводным бетонированием на высоту 2 *м*. По осушении колодца дно его выложено из клинкера на цементном растворе, а поверхность стенок покрыта водонепроницаемой изоляцией.

Другим примером опускного колодца из кирпича могут служить колодцы под фабрично-заводское здание (фиг. 198). Стены колодца выведены на железобетонном кольце прямоугольного сечения высотой 8 *см* и толщиной 27 *см*. Тупая форма ножа объясняется мягким грунтом, через который опускался колодец. Стенки колодца сделаны толщиной 38 *см* и усилены вертикальными тяжами. После опускания колодца



Фиг. 198

до скалы и устройства подушки внутренняя шахта колодца заполнялась бетоном с установкой арматуры для связи с железобетонным раствором.

Каменные колодцы из бутовой кладки не применяются в настоящее время в опорах под мосты, уступив место железобетонным и бетонным колодцам, изготовление которых может быть полностью механизировано (фиг. 178 и 179).

§ 6. БЕТОННЫЕ КОЛОДЦЫ

Бетонная кладка является монолитной и однородной в сравнении с бутовой кладкой из отдельных кусков, связанных раствором; она способна оказывать некоторое сопротивление растягивающим усилиям и таким образом может работать на изгиб. Следовательно, наряду с круглой формой колодцы из бетона (неармированного) можно делать и с плоскими стенками, т. е. прямоугольного сечения в плане.

При расчёте стен колодца растягивающие напряжения в бетоне по существующим нормам не должны превосходить величины 5% от временного сопротивления на сжатие.

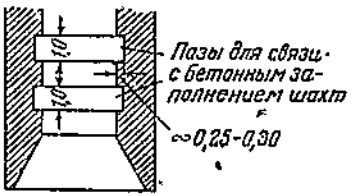
Если прямоугольный бетонный колодец (фиг. 186, *а*) имеет значительно вытянутую форму, то толщина продольных стен может быть уменьшена постановкой поперечных стен-распорок. При больших размерах по двум направлениям колодца для уменьшения толщины продольных и поперечных стен его устраиваются продольные и поперечные внутренние стенки (фиг. 186, *б*).

Таким образом, получаются многошахтные (многоячейковые) колодцы. При непредвиденных затруднениях и препятствиях при

опускании прямоугольных и бетонных колодцев (одностороннее опирание ножа колодца, перекосы) следует иметь в виду опасность разрушения колодца и быстро принимать меры для удаления препятствий или выправления перекосов.

Следует назначать размеры шахт бетонных колодцев без излишних запасов, не оправданных условиями работ, и тем самым не уменьшать собственного веса колодца для преодоления сил трения грунта о боковую поверхность стен колодца.

Шахты бетонных колодцев всегда следует располагать симметрично относительно осей колодца; это мероприятие, обеспечивая равномерность разработки грунта и правильное погружение колодца, исключает возможность появления трещин в бетонной кладке и таким образом разрушение колодца.



Фиг. 199.

В нижней части внутренних перегородок многошахтных бетонных колодцев для сообщения между шахтами устраиваются окна размером не менее 0,7 × 1,0 *м*.

Если не предполагается шахты колодца на всю высоту заполнять бетоном или не исключена возможность обращения колодца в кессон, то в нижней части стен шахт для связи кладки стен с бетонными заполнениями или для образования потолка камеры кессона устраиваются пазы и скосы (фиг. 199).

Скосы необходимы также при разработке грунта грейфером. При обращении колодца в кессон следует предусматривать выпуск специальной арматуры на горизонте предполагаемого потолка.

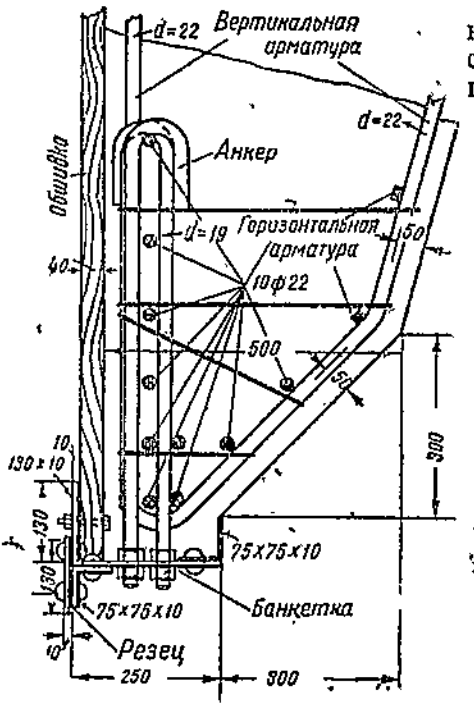
Нижняя часть колодца (нож) должна быть сооружена в соответствии с крепостью грунтов, проходимых колодцем. На фиг. 200 показана современная конструкция сильного ножа, у которого режущая часть и банкетка составлены из вертикального и горизонтального листов и уголков.

В бетонную кладку у колодца нож заанкеровывается стержнями из круглого железа. Нижняя часть бетонного колодца (ножевая) усиливается вертикальной и горизонтальной арматурой. На фиг. 201 дана конструкция нижней ножевой части бетонной кладки колодца при проходке слабых грунтов, которая заканчивается горизонтальной банкеткой, усиленной одним уголком, с полками, направленными по вертикальной и горизонтальной поверхностям ножевой части. Уголок укрепляется посредством металлического анкера в бетон ножевой части, которая, кроме того, усиливается горизонтальной арматурой, связанной хомутами.

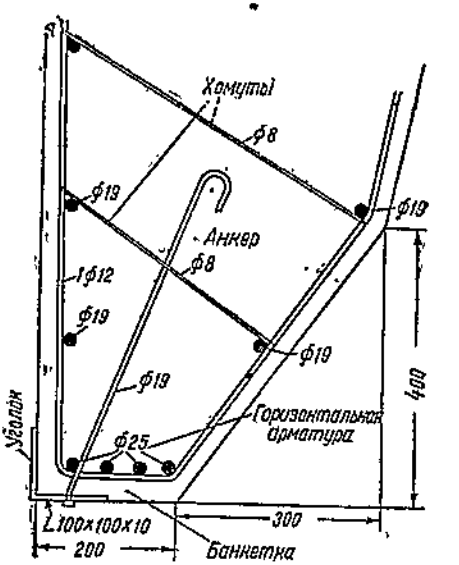
На фиг. 202 изображён двухшахтный прямоугольный колодец, ещё не освобождённый от опалубки. Опалубка щитовая и стянута тяжами, пропущенными через бетонные стенки колодца, которые при снятии опалубки обрубаются. Подобная щитовая опалубка снимается и устанавливается посредством кранов и таким образом применяется многократно. В этом колодце нож состоит из опорной деревянной рамы без режущих металлических частей.

На фиг. 203 изображён бетонный колодец, опущенный на глубину 15 *м* ниже уровня воды. Посредством этих колодцев образована сплошная стенка набережной. Колодцы, прямоугольные в плане, имеют размеры 6,17 × 3,73 *м* со средней поперечной стенкой. Толщина наружных стен 0,76 *м*, внутренних — 0,915 *м*. Ножевая часть колодца на высоту 1,70 *м* армирована железом, а режущая часть ножа состоит из уголков, закреплённых в бетоне анкерами из круглого железа.

При большей глубине опускания и в зависимости от геологического характера напластования грунтов разрешается вопрос о необходимости постановки вертикальных тяжей-связей; количество и размеры их определяются расчётами.



Фиг. 200



Фиг. 201

Для облегчения опускания бетонных колодцев производится смазка предварительно оштукатуренных стен колодца или укрепляется деревянная гладкая опалубка с вертикально поставленными досками, пришитыми к брускам, которые заделываются в бетонную кладку колодца.

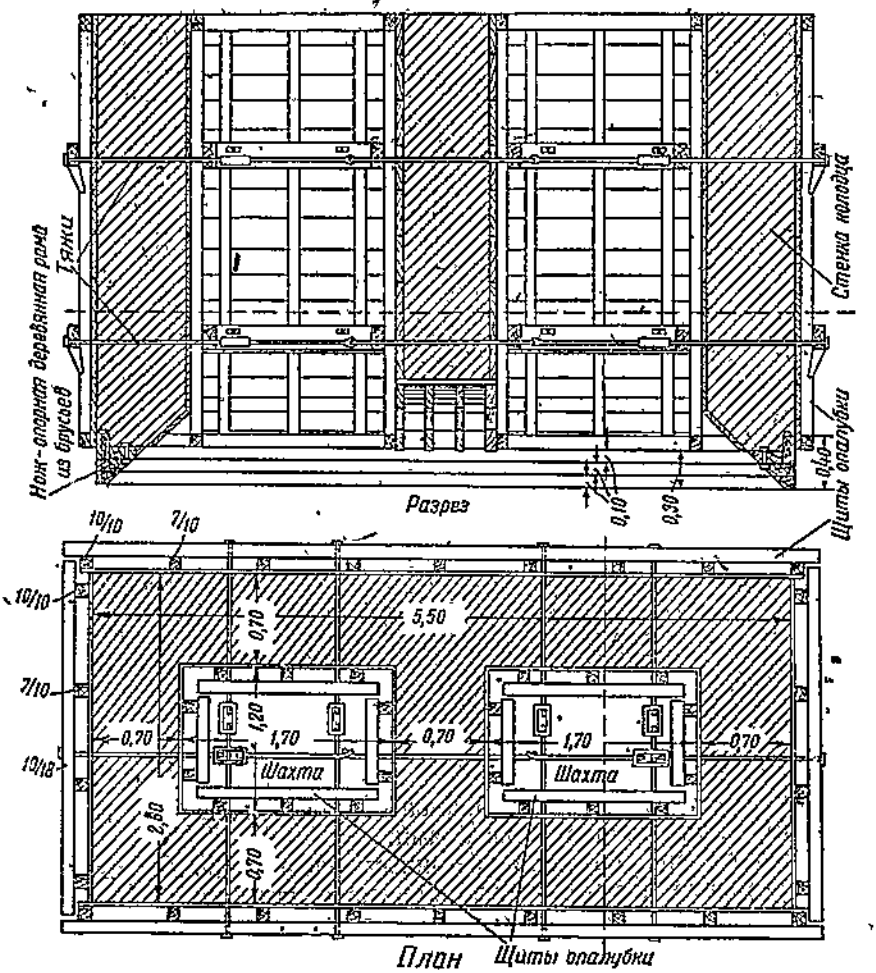
Толщину бетонных стен колодца не рекомендуется назначать менее 0,30—0,35 *м*, тогда минимальный диаметр опускного колодца будет составлять около 1,5—1,6 *м*. Известны примеры осуществлённых бетонных и бутовых колодцев с диаметром до 30 *м*.

§ 7. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОЛОДЦЫ

Большое сопротивление железобетона сжатию и изгибу допускает выполнять конструкцию железобетонных колодцев не только любого очертания в плане и вертикальном разрезе, но и колодцев, лёгких по

весу. Последнее обстоятельство имеет значение при конструировании тонкостенных как одношахтных, так и многошахтных колодцев, опускаемых наплаву или с подмостей на воде.

Стенки железобетонных колодцев имеют вертикальную арматуру, которая устанавливается для восприятия растягивающих усилий аналогично вертикальным металлическим тяжам-анкерам в каменных



Фиг. 202

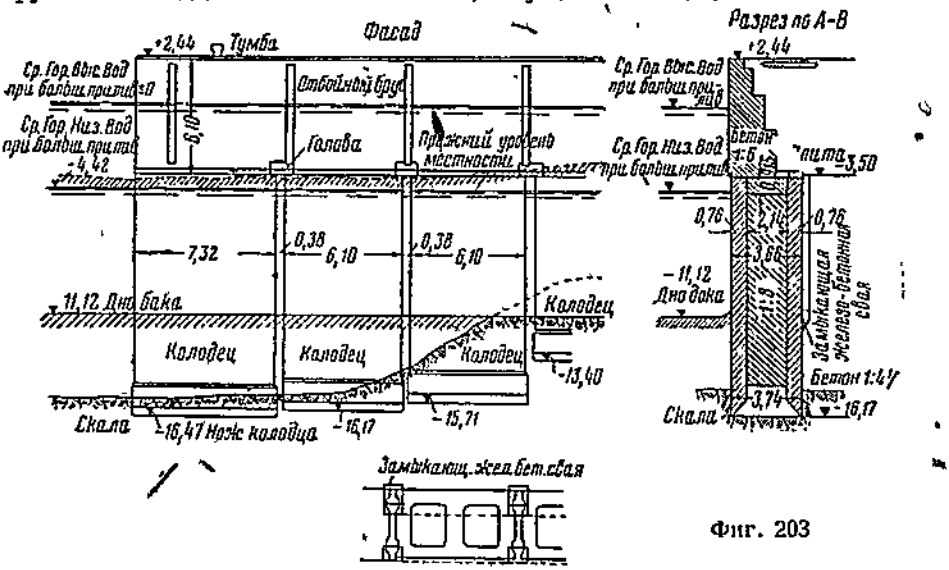
и бетонных колодцах. Горизонтальная арматура назначается и устанавливается в зависимости от величины бокового давления, меняющегося в свою очередь от способа выемки грунта из колодца (с водоотливом или без водоотлива).

Железобетонные опускные колодцы малых диаметров могут изготовляться на заводах железобетонных конструкций и доставляться к месту работ отдельными элементами. По мере погружения колодец наращивается готовыми звеньями. Иногда железобетонные колодцы

изготовляются на полную высоту сразу и затем опускаются в грунт. Предварительное изготовление колодцев в значительной мере ускоряет их опускание, так как не теряется время, необходимое для твердения бетона, что неизбежно в колодцах с постепенным наращиванием колодца в процессе опускания.

В СССР за последние годы под опоры железнодорожных мостов получили распространение железобетонные прямоугольные колодцы, вытянутые в одном направлении и с закруглёнными углами. Под каждой опорой делается один такой колодец. Эти колодцы обычно опускаются с искусственных островков или непосредственно с грунта берега.

Остановимся на рассмотрении конструкции двух колодцев из этой группы: колодца с шестью шахтами, опущенного под быки железно-



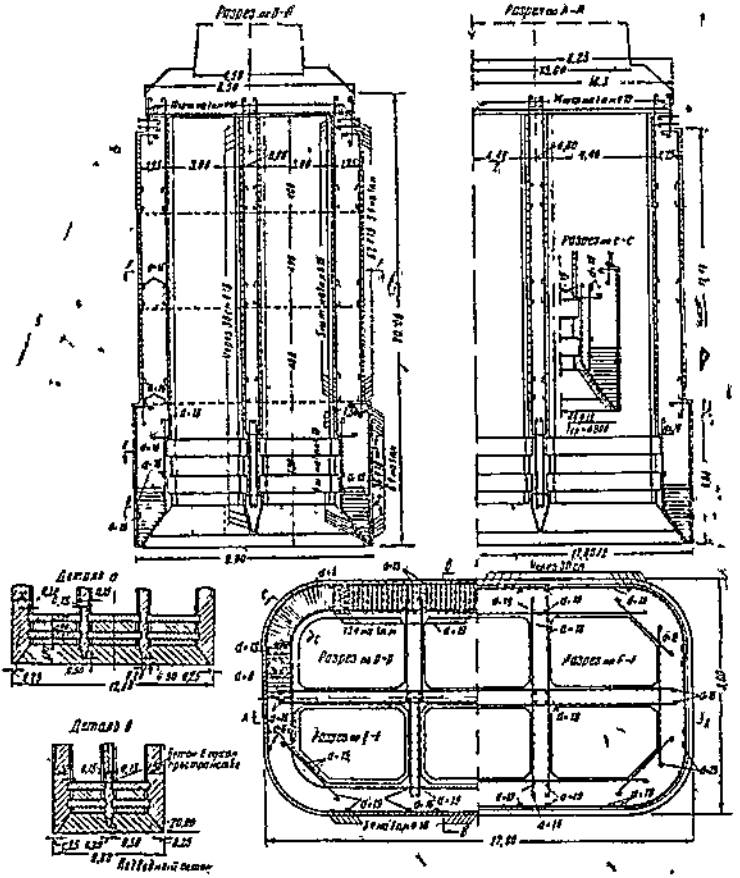
Фиг. 203

дорожного моста на глубину 23,38 *м*, и колодца с четырьмя шахтами и поперечными распорками, опущенного на глубину около 16 *м*.

Первый колодец имеет площадь по подошве 168 $м^2$ (фиг. 204). Сечение колодца по наружному периметру представляет прямоугольник 17,80 × 9,80 *м* с закруглёнными углами радиусом 2,75 *м*. Колодец разделён одной продольной и двумя поперечными стенками, образующими шесть шахт колодца размерами 3,0 × 4,40 *м*. Толщина наружных стен колодца 1,25 *м*, переходящая внизу на высоте 6 *м* в 1,50 *м*. Наружные стенки вертикальные. Внутренние, продольные и поперечные стенки имеют толщину 0,80 *м*. Внизу наружные и внутренние стенки заканчиваются ножами. Как видно из фиг. 205, нож наружной стенки состоит из двух листов: вертикального и горизонтального, соединённых уголком; нож укреплён в бетонную кладку колодца посредством вертикальных и горизонтальных стержней, обработанных крючками. Нож внутренних стен состоит из одного горизонтального листа, заанкеренного в кладку посредством стержней с крючками. Горизонтальная площадка (банкетка) наружных стен имеет ширину 25 *см* и распо-

лагается ниже тех же площадок внутренних стен на 0,50 *м*. Площадка ножей внутренних стен имеет ширину 20 *см*.

В нижней части стен колодца по периметру шахт устроено два ряда пазов высотой 0,75 *м* с интервалами по высоте 0,80 *м*. Нижний паз расположен на 0,50 *м* выше начала скоса стен колодца ножевой части (фиг. 204). Эти пазы предусмотрены для надёжной связи бетонного



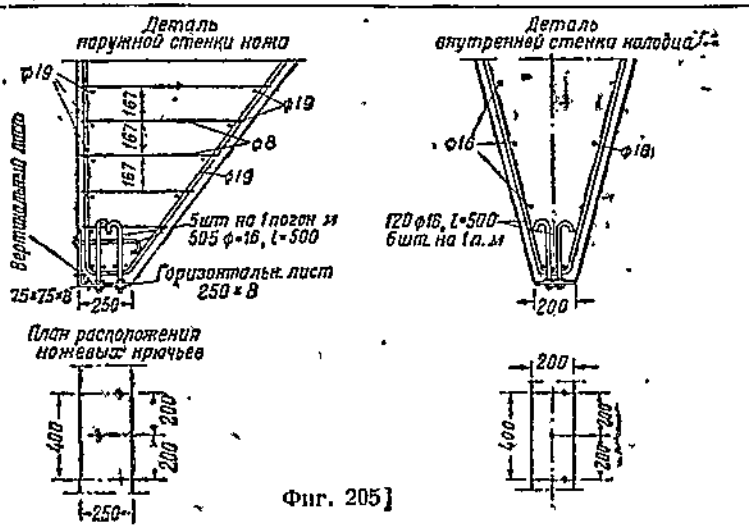
Фиг. 204

днища со стенками, а также при необходимости устройства потолка при образовании камеры и превращении колодца в кессон.

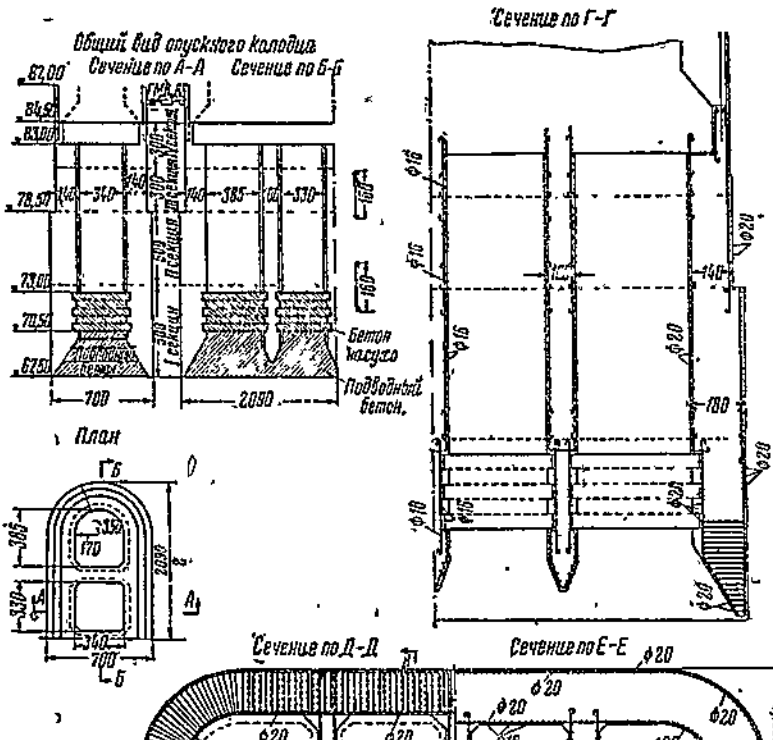
Нижнее пространство шахты колодца на высоте скосов стенок бетонируется подводным способом, а потолок — насухо (фиг. 204, детали *а* и *б*).

Как видно из фиг. 204, этот колодец имеет двойную арматуру (вертикальную и горизонтальную). Нижняя скошенная часть колодца имеет усиленную арматуру.

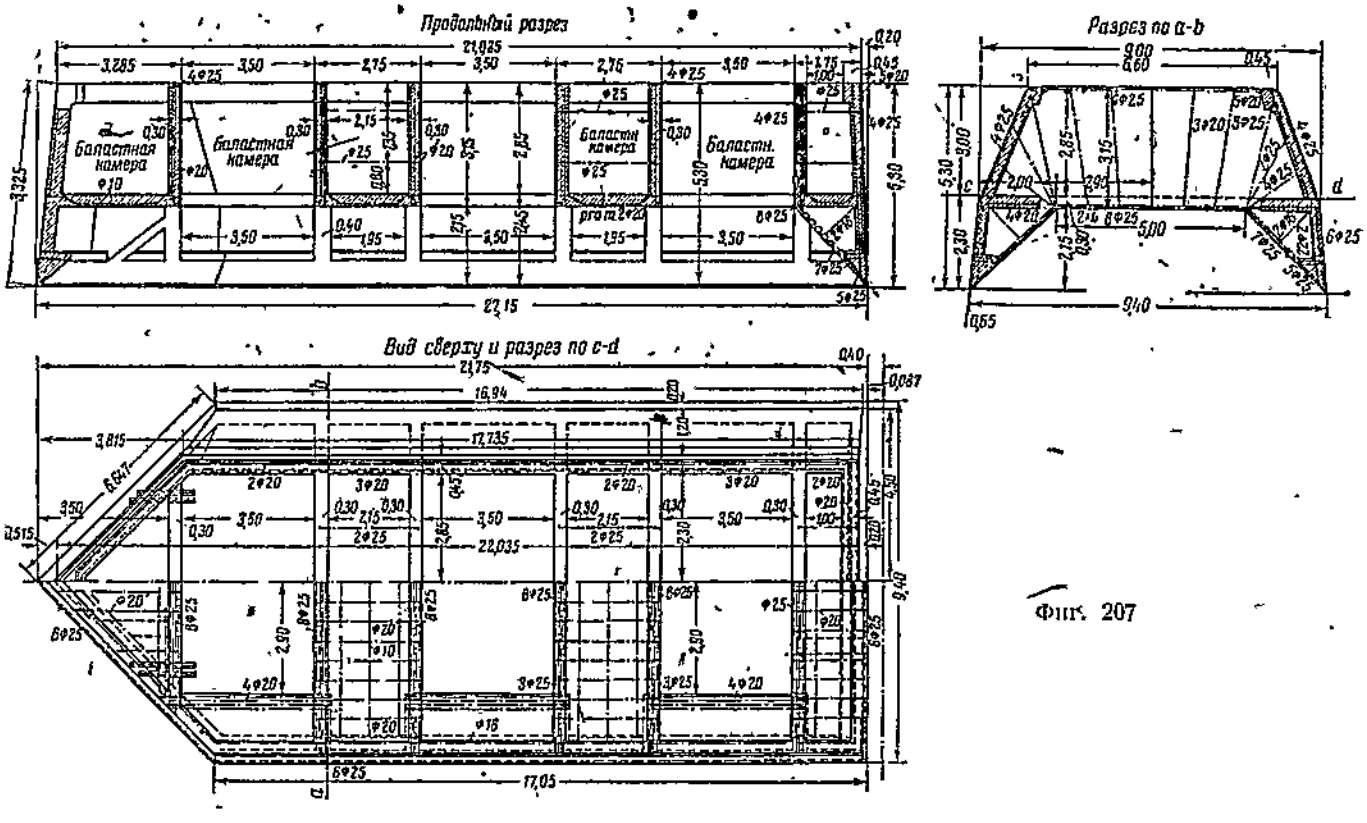
На фиг. 206 показан второй тип колодца, представляющий в плане форму вытянутого прямоугольника с закруглениями торцевых



Фиг. 205]



Фиг. 206


Продольный разрез
Балластная камера
Балластная камера
Балластная камера
Балластн. камера
Разрез по a-b
Вид сверху и разрез по c-d

Фиг. 207

стенок радиусом 3,5 *м* и с тремя поперечными внутренними распорками. Длина колодца 20,9 *м*, ширина 7,0 *м*. Крайние шахты имеют размер 3,35 × 3,4 *м*; средние 3,3 × 3,4 *м*. Толщина стен на высоте 10 *м* снизу 1,8 *м*, выше — 1,4 *м*; толщина внутренних стен 1 *м*. Так же как и в рассмотренном выше типе, этот колодец имеет в стенках шахт пазы для связи с бетоном заполнения шахт. Стенки колодца внизу скашиваются и заканчиваются горизонтальными банкетками шириной 0,25 *м*. Банкетки внутренних стенок колодца сделаны выше банкеток наружных стен. Арматура колодца двойная. Наращивание стен этого колодца в процессе опускания выполнено в четыре приёма.

В отличие от рассмотренных конструкций колодцев с массивными стенками, опускание которых производится или с поверхности земли или с искусственного островка, на фиг. 207 изображена конструкция тонкостенного железобетонного колодца (толщина стен колодца 0,30 *м*). Необходимость в тонкостенном колодце вызывалась условиями опускания колодца на цепях с подмостей на дно.

Устройством потолка толщиной 0,30 *м* на высоту 2,15 *м* от ножа отделялась нижняя часть колодца для производства работ по выемке грунта. Надпотолочная часть колодца делилась поперечными стенками, и таким образом были образованы четыре балластные камеры и три отверстия для сообщения с рабочей камерой. Для быка длиной 44,30 *м* потребовалось опустить два таких колодца, каждый длиной 21,75 *м* и шириной 9,40 *м* при высоте конструкции 5,30 *м*.



Фиг. 208

В качестве примера применения группы цилиндрических колодцев под опорами моста на фиг. 183 изображена опора на трёх колодцах наружным диаметром 5 *м* при толщине стен 0,9 *м*. Эти колодцы были опущены на 15 *м* в грунт ниже дна р. Дульче в Аргентине.

Для образования сплошной подпорной стенки при заложении фундаментов могут быть применены колодцы с прямоугольным очертанием плана без закругления в углах. При этом торцевые стенки (места примыкания к соседним колодцам) должны иметь обязательно вертикальное направление; фасадная сторона и ей противоположная могут иметь заданный уклон. При этих условиях конструирования и правильного опускания может быть получена непрерывная стенка.

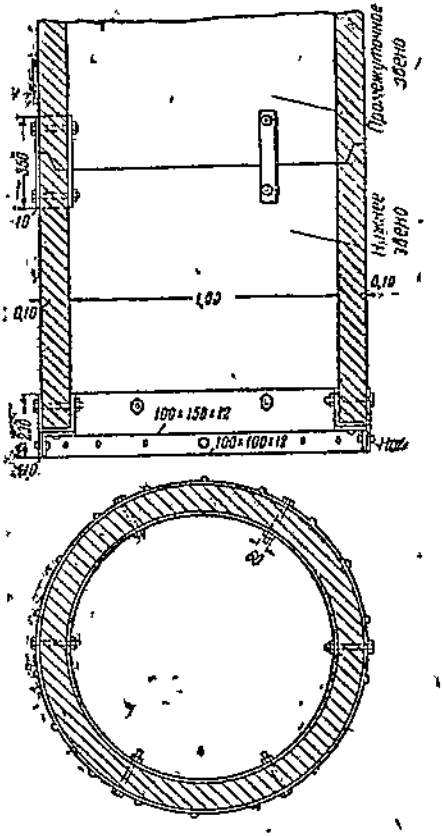
Ниже рассмотрены примеры применения для опускных колодцев заранее изготовленных на строительном дворе (или заводе) тонкостенных кольцевых звеньев.

Как уже отмечалось выше, при наличии готовых звеньев работа на строительной площадке сводится к монтажу, что даёт значительное ускорение при выполнении опускания колодцев.

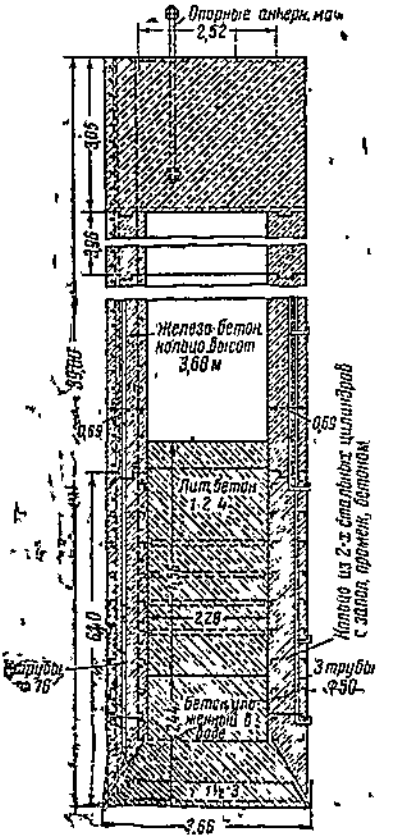
На фиг. 208 показана погрузка на трейлер элемента крупного диаметра 3,8 *м* для сборного опускного колодца. На фиг. 209 показан колодец с внутренним диаметром 1,00 *м*. Элементы этого колодца соединяются косым фальцем и укрепляются металлическими планками.

Колодцы рассматриваемого типа внутренним диаметром 1,00; 2,50; 2,00 *м* были опущены под здание в Витебске на глубину 15 *м*. Этот тип колодца находит широкое распространение при устройстве смотровых колодцев на различных подземных сетях (водопровод, канализация и др.).

На фиг. 210 показан опускной колодец из отдельных железобетон-



Фиг. 209



Фиг. 210

ных элементов высотой 3,66 *м* и толщиной стенок 0,69 *см* при наружном диаметре 3,65 *см*. Этот колодец был опущен в США под пору мачты на глубину 39 *м*. Первое звено состояло из двух металлических оболочек высотой 6,40 *м* с уголками жёсткости. Внутренняя полость между металлическими оболочками заполнялась бетоном; оболочки заканчивались внизу клинообразным ножом.

Колодцы из тонкостенных круглых элементов и с внутренним диаметром 1,40 *м* были опущены на глубину 40 *м* под опоры здания вокзалов в Кливленде. Заполнение колодца бетоном выполнено на вы-

соту 7 *м*, из которых подводным бетонированием — на 2,44 *м*, остальное насухо.

При устройстве водосборных и водоприёмных колодцев, отстойных резервуаров, насосных станций и т. п. при наличии благоприятных условий применение опускных колодцев является наиболее правильным решением задачи.

В настоящее время не является редкостью применение железобетонных колодцев для подземных частей насосных станций диаметром 30 *м*. При этом толщина стенок колодца зависит от глубины погружения и грунтовых условий и требований эксплуатации. Например, в одном случае при глубине опускания такого колодца на 22 *м* наибольшая толщина стенок составляла около 2,5 *м*.

После погружения колодца до проектной глубины бетонируется днище и отделывается помещение для размещения оборудования.

На фиг. 211 показан железобетонный водоприёмник, подземная часть которого выполнена посредством опускного колодца. Колодец представляет собой цилиндры с внутреним диаметром 2 *м*, составленный по высоте из пяти заранее сделанных железобетонных колец высотой каждое 1 *м*. Кольца соединялись посредством фальцев. Наращивание колодца производилось по мере погружения. Нижнее кольцо обрабатывалось в виде ножа с выступом наружу и надлежаще усиливалось добавлением арматуры. Такаяформа ножа облегчает опускание колодца. Режущая часть ножа состояла из листового железа. Толщина стенок колец: нижнего — 10 *см*, прочих — 8 *см*. Насыщение бетона арматурой различное: в верхних кольцах меньше, в нижних — увеличивается.

§ 8 ДЕРЕВОБЕТОННЫЕ КОЛОДЦЫ

Деревобетон как материал нашёл применение в СССР при устройстве временных сооружений, как, например, камер кессона, остающихся заделанными в нижней части массива опоры и находящихся обычно постоянно при одном и том же режиме грунтовых вод (см. раздел девятый «Кессоны»).

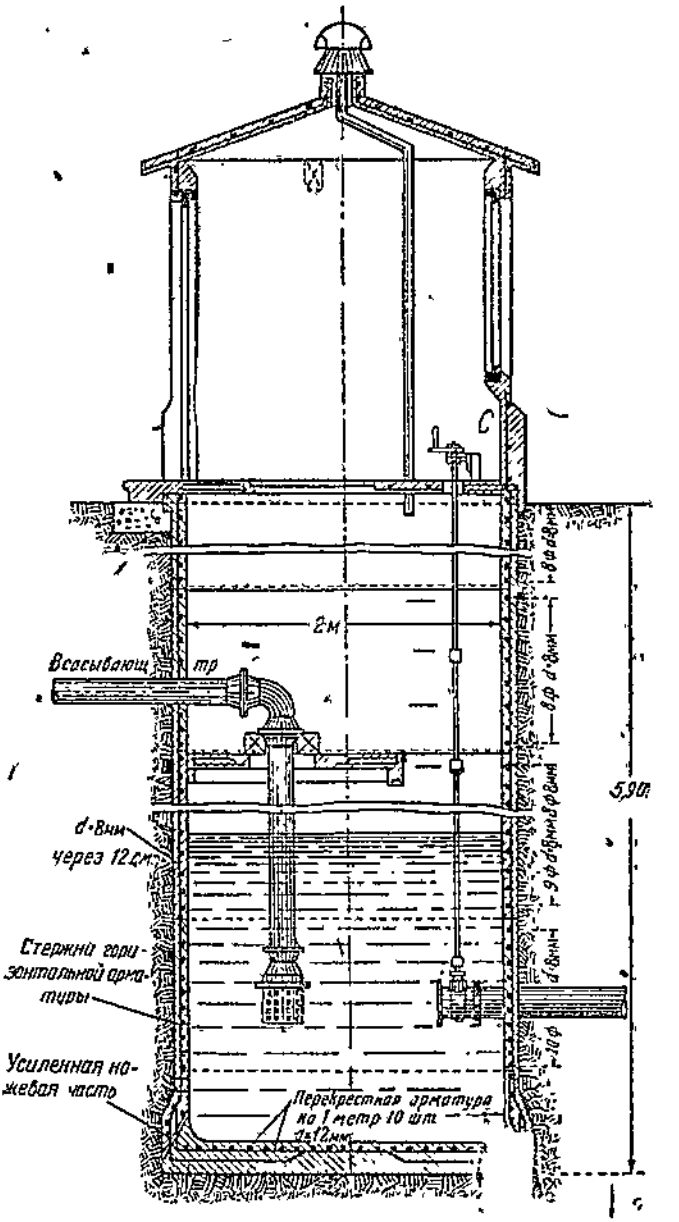
По аналогии с деревобетонными кессонами возникла мысль применения деревобетона в условиях постоянного режима грунтовых вод и для опускания колодцев с теми ограничениями, что деревянная арматура обрывается в местах, где не обеспечивается со временем прочность сооружения, подвергающегося увлажнению при переменном горизонте воды. Начиная с этого горизонта и выше, если требуется, колодец должен быть армирован железом.

Следует отметить, что применение деревобетона в массивных фундаментах (столбах), т. е. с заполнением бетоном шахты колодца, не может встречать возражений, в особенности при крупных размерах в плане колодца, так как арматура из деревянных планок и брусьев значительно упрощает работы и удешевляет стоимость колодца.

В порядке опытных работ для опор одного из железнодорожных мостов в СССР были опущены деревобетонные колодцы. На фиг. 212 даны разрезы нижней части рабочей камеры опускного колодца.

Колодец имел в плане размер 9,80 × 5,20 *м* и две шахты 3,50 × × 3,35 *м*. Толщина стен 1,25 *м*, а перегородки — 1 *м*. Арматура из

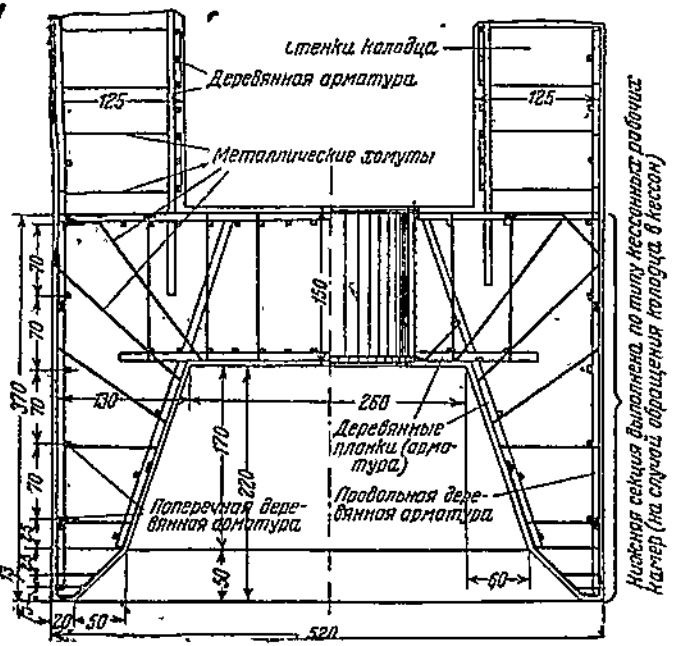
деревянных реек и брусков расставлена вдоль наружной и внутренней сторон стенок. Ножевая часть (скошенная) усиливается арматурой из



Фиг. 211

металлических стержней; нож — без режущих частей с горизонтальной банкеткой шириной 0,15 *м*. Расстояние между стержнями деревянной арматуры: горизонтальной 20—25 *см*, вертикальной 25—27 *см*.

Внутренняя и наружная арматура стянута хомутами из проволоки диаметром 6 *мм*. При объёме колодца 390 *м*³ объём деревянной арматуры составил 8,72 *м*³.



Фиг. 212

На фиг. 213 показана верхняя часть колодца, где деревянная арматура переходит в металлическую.

§ 9. ДЕРЕВЯННЫЕ КОЛОДЦЫ

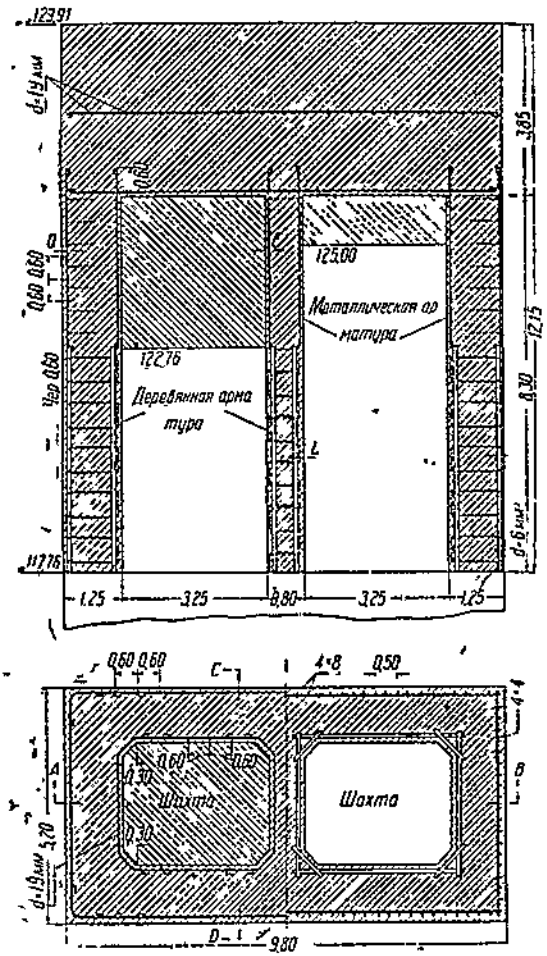
Конструкция опускного колодца из дерева в опорах под мосты может иметь технические и экономические преимущества при производстве опускания на глубокой воде, когда требуется иметь небольшой начальный вес колодца и обеспечить ему надлежащую пловучесть.

При опускании колодца на воде с незначительным заглублением в грунт стенки колодца устраиваются из горизонтально укладываемых брусьев с конопаткой швов и скрепляются для плотности поперечными внутренними рамами.

На фиг. 214 показан тип такого колодца, опущенного на скалу под опору моста.

В плане колодец имел размеры 10,92 × 7,01 *м*. Стенка колодца состояла из брусьев сечением 0,30 × 0,30 *м*. Водонепроницаемость стен достигалась тщательной конопаткой швов. Жёсткость колодцу придавалась поперечными и продольными связями из брусьев 25 × ×25 *см*, врубленными в стены ласточкиным хвостом. Кроме того, ставились парные стойки и диагональные распорки.

Нижняя часть колодца была вырублена на берегу, затем отведена к месту опускания и наплаву наращивалась при погружении. Когда колодец был опущен на скальное дно, к нижней части колодца водолазами были прикреплены брезентовые полотнища, при помощи которых закрывались неровности и отверстия при сопряжении низа колодца с дном. Затем подводным бетонированием укладывался слой бетона, по затвердении которого из колодца откачивалась вода, и дальше он насухо бетонировался. Конструкция шахтного деревянного колодца, показанная на фиг. 215, была применена при постройке быков для моста Каркинез в США. Под каждый бык было опущено четыре колодца, имевших в плане размеры × 12,2 × 12,2 *м* при высоте 34 *м*. Каждый колодец имеет 4 землечерпательные шахты размерами 2,54 × 2,54 *м*, окружённые полыми камерами снизу, заделанными днищами. Полые камеры в процессе погружения заполнялись бетоном.

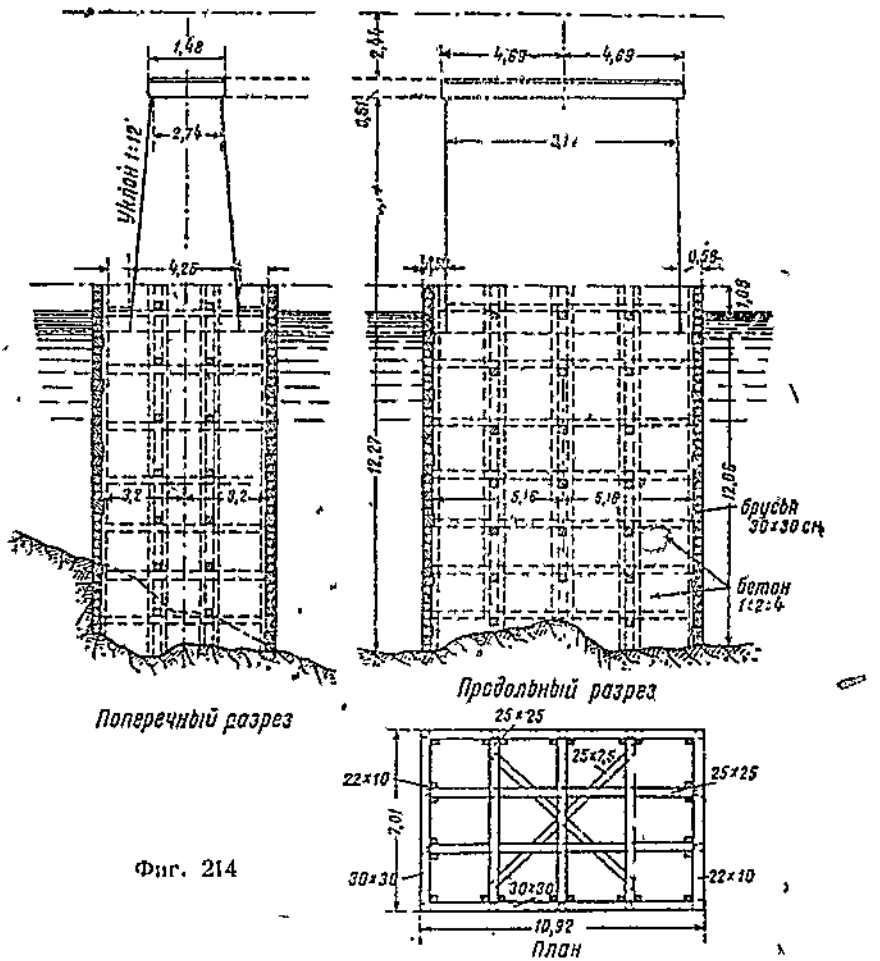


Фиг. 213

Для обеспечения водонепроницаемости стенки колодца тщательно проконопачивались. Наружные стенки этого колодца для защиты от древесного червя после конопатки смазывались смесью из асфальта с креозотом и покрывались просмолённым войлоком, а по последнему производилась обшивка досками. Деревянные распорки в полых камерах колодца удалялись по мере бетонирования камеры. Нижняя ножевая часть колодца составлялась из сплошных брусьев в 13 рядов, обшитых листовым железом, и заканчивалась режущими уголками. Для облегчения погружения колодца подводились струи воды как по периметру режущей части ножа, так и по наружной стенке. На высоте 3,80 *м* скошенной части были выпущены три подмывных сопла (фиг. 216).

Колодцы были опущены на 41 *м* при глубине воды 27 *м*. В качестве направляющих при опускании колодцев и при наличии значительного течения служили забитые металлические сваи длиной 37 *м*.

В СССР Мостотрестом НКПС были разработаны и опущены под опоры моста деревянные наплавные колодцы, конструкция которых показана на фиг. 217 — 218б. Эти наплавные колодцы имели раз-



Фиг. 214

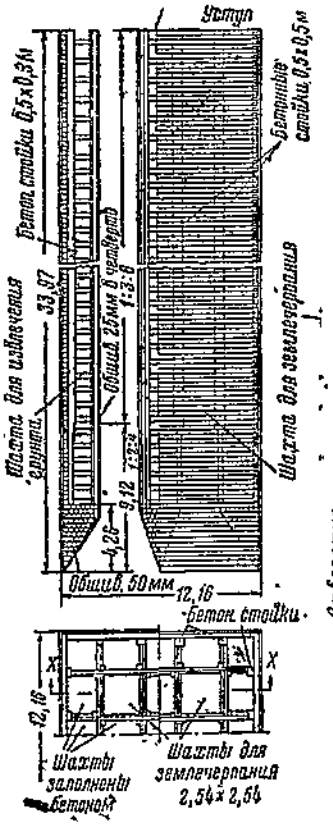
меры в плане 20 × 10 *м*, высоту 19,5 *м*. Вес колодца при спуске на воду и при высоте в первой секции 6,5 *м* составлял 186 *т*. Расход дерева на 1 *м*³ объёма колодца 0,15 *м*³ и металла 0,11 *т*. Брусья колодца соединены штырями; пазы между брусьями и досками обшивки проконопачены для водонепроницаемости в 3 ряда. При спуске колодца со стапеля на воду для жёсткости внутрь шахтных отверстий ставятся распорки.

Простейший вид деревянного колодца для небольших глубин погружения, применяющийся в гражданском строительстве,

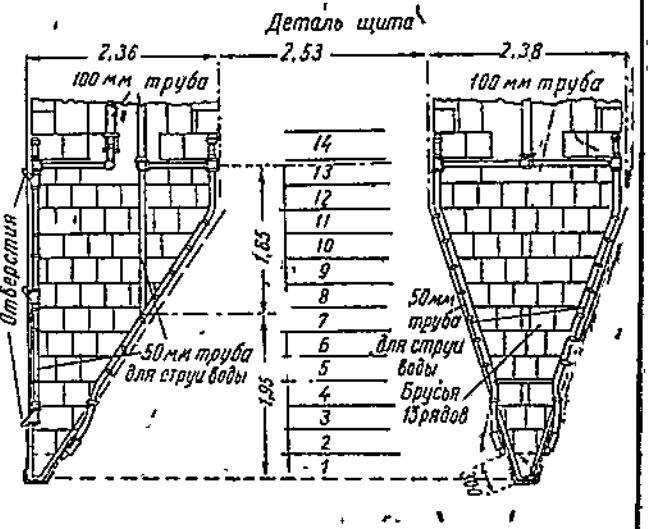
показан на фиг. 219. Он состоит из брусчатой рамы скелета, к которой пришиваются доски. Для погружения лёгкой оболочки этого колодца необходимо её загрузить балластом или вдавливать в грунт, применяя для этой цели домкраты.

§ 10. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОЛОДЦЫ

Металлические опускные колодцы находят применение для различного рода сооружений: мостов, портового строительства, гражданского и промышленного строительства.



Фиг. 215.

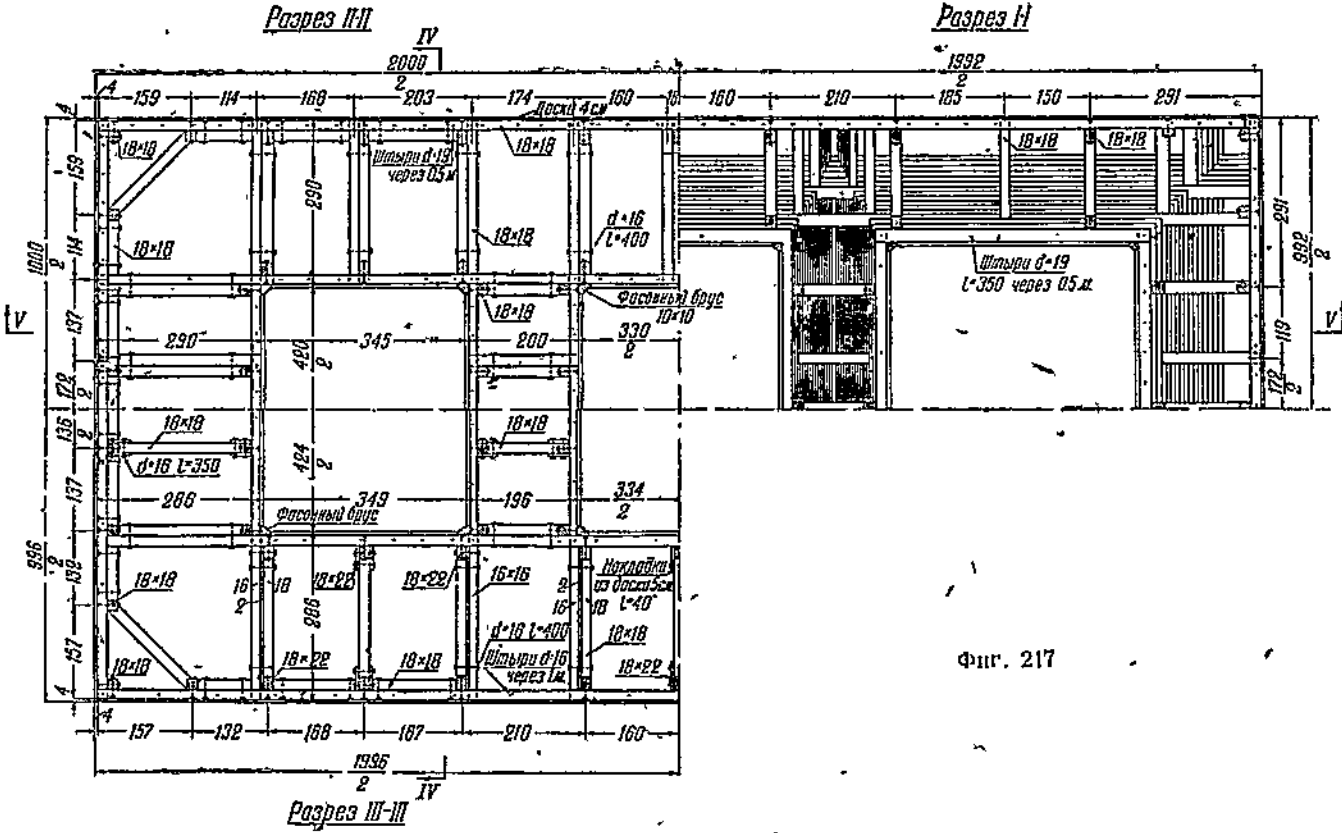


Фиг. 216

Положительной стороной применения металла для колодцев являются: высокая прочность, позволяющая иметь лёгкие конструкции; возможность получения плотных водонепроницаемых швов, в особенности при переходе от заклёпочных соединений к сварным, быстрота и удобство наращивания при опускании готовыми секциями с применением кранов.

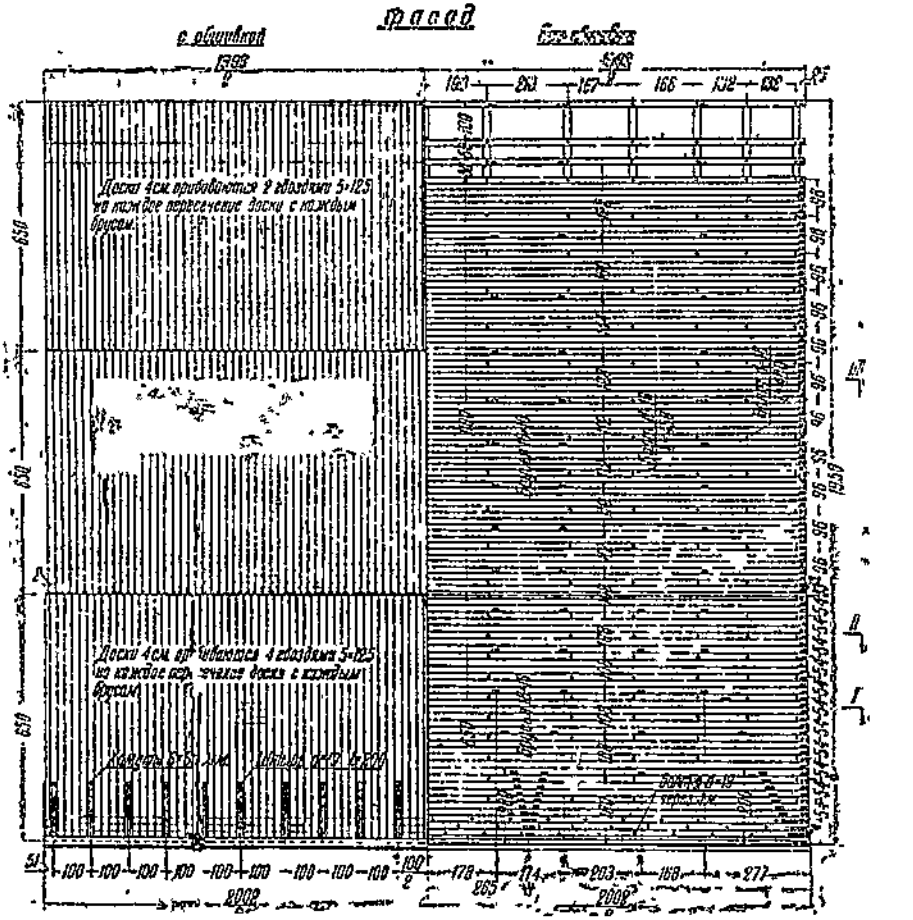
Однако во всех тех случаях, когда опускаемая конструкция (оболочка) не извлекается обратно из грунта и где можно обойтись применением колодцев из других материалов, следует избегать применения ценного материала, каким является металл.

Металлические опускные колодцы в конструктивном отношении делятся на две группы: колодцы каркасного типа с обшивкой каркаса листовым железом для образования стенок и колодцы-оболочки, не имеющие каркаса, а представляющие трубу-шахту, составленную из отдельных звеньев.


Разрез II-II
Разрез I-I
Разрез III-III
IV
V
2000
1992
1996
Доски 4см
Штыри d-19 через 0.5м
Фасонный брус 10×10
Штыри d-19 l-350 через 0.5м
d-16 l-400
d-16 l-350
Фасонный брус
Накладки из доски 5см l-40
Штыри d-16 через 1м
18×18
18×22
16×16
290
345
200
330
288
349
196
334
420
424
266
159
114
168
203
174
160
210
185
150
291
137
172
136
132
157
187

Фиг. 217

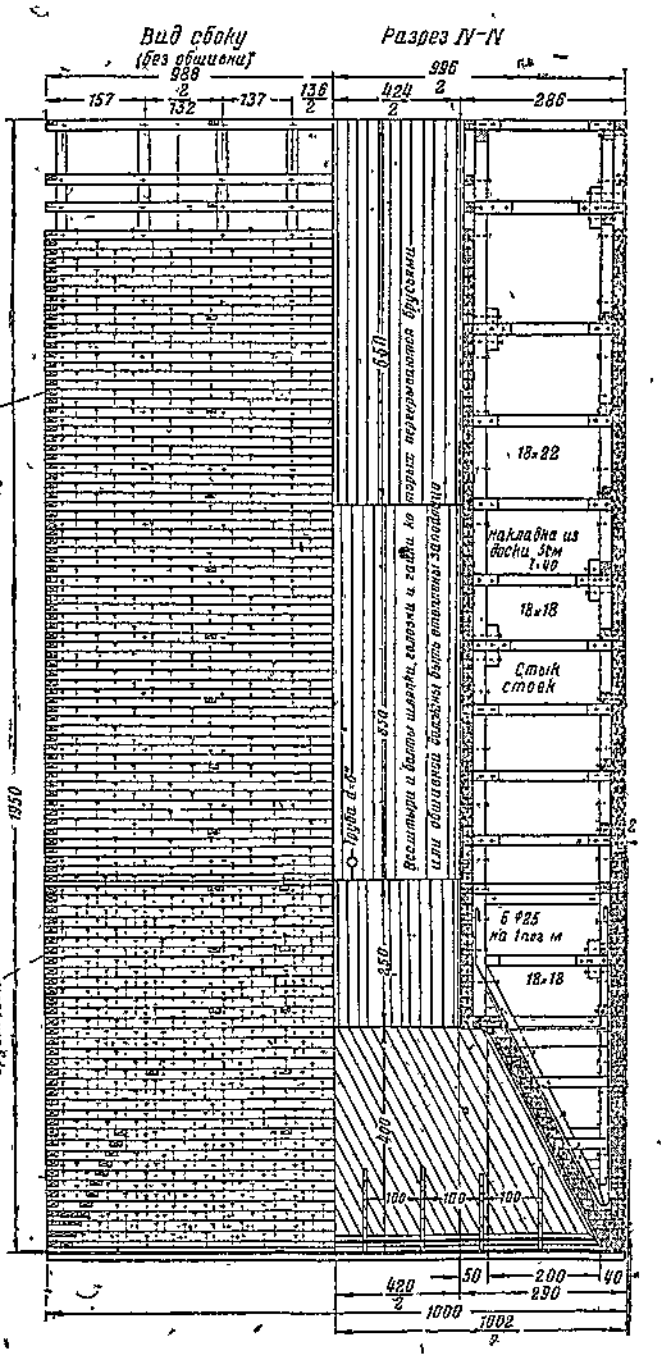
Колодец каркасного типа остаётся заделанным в массиве фундамента; оболочки трубы могут оставаться в грунте, будучи заполнены кладкой при их погружении, или служить защитой при возведении в них кладки и извлекаться из грунта по мере бетонирования внутреннего пространства опускного колодца (шахты).



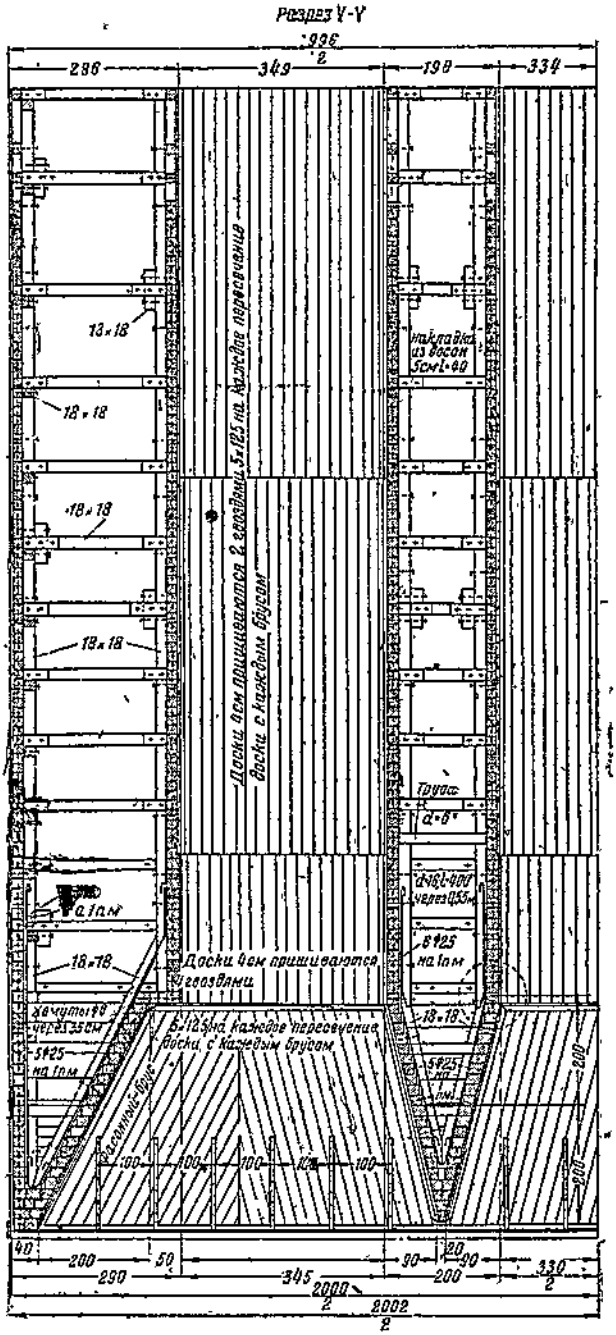
Фиг. 217а

Тип каркасно-металлического колодца обычно применяется при больших площадях. Наоборот, колодцы-оболочки, извлекаемые из грунта, имеют небольшие в плане размеры и в отношении методики производства работ напоминают способ изготовления набивных свай с трубой, извлекаемой из грунта.

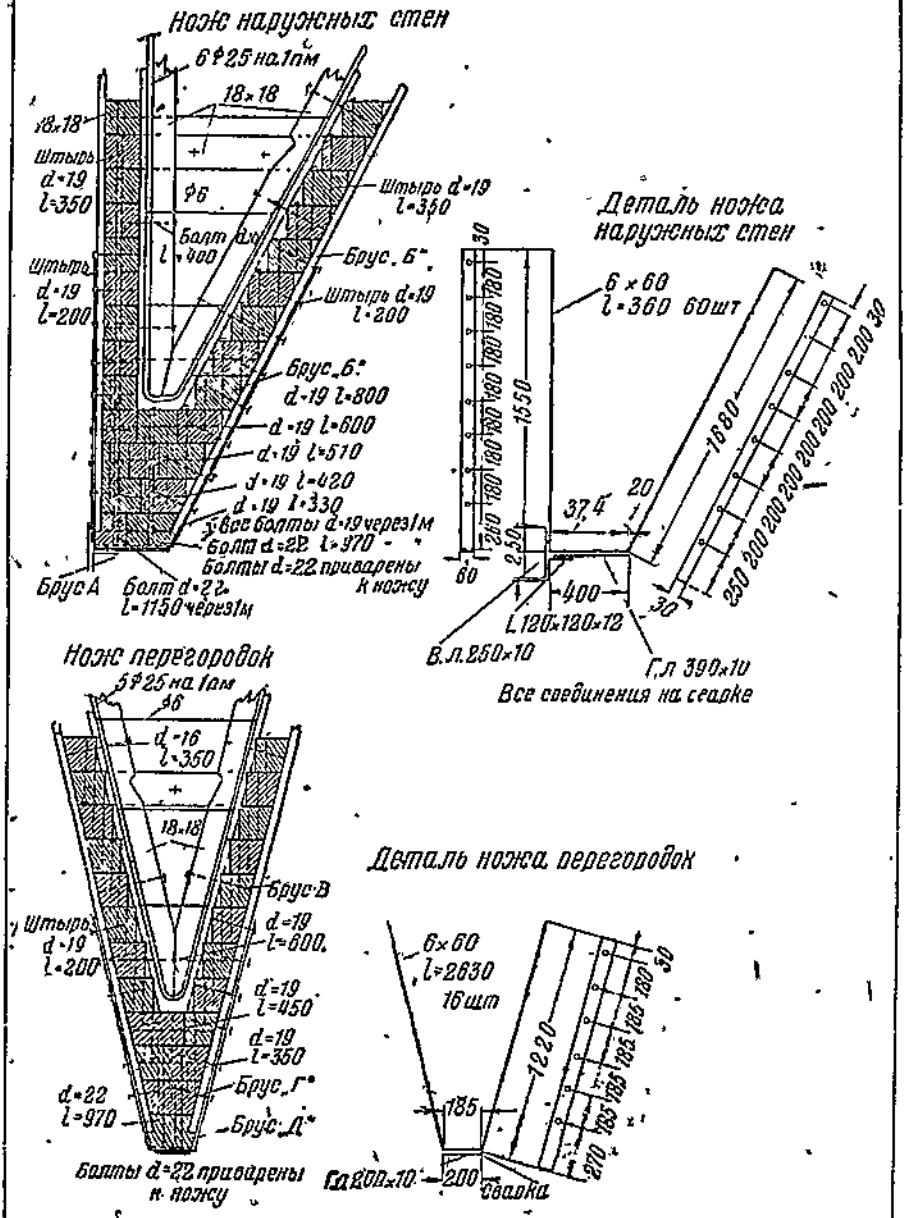
В качестве иллюстрации круглого металлического колодца, имеющего каркас, составленный из профильной стали, и две стенки-оболочки: наружную и внутреннюю, прикреплённые к каркасу, может служить представленный на фиг. 220 колодец под бык моста через р. Миссури в США.


Вид сбоку
(без обшивки)
Разрез IV-IV
988
2
732
157
137
136
2
996
2
424
2
286
650
Брусья 16×16
1950
Брусья 16×16
18×22
Накладка из доски 3см 1.40
18×18
Стык стоек
Труба d=6"
850
Вертикали и балки накладки, раскосы и задние ко или обшивка должны быть отделены звукоизоля
6 ф25 на 1 пог. м
18×18
350
400
100
100
100
420
2
50
200
230
40
1000
1002

Фиг. 218


Разрез У-У
286
349
198
334
13×18
18×18
18×18
18×18
18×18
Доски 6см пришиваются 2 гвоздями 5×125 на каждое пересечение
Доски с каждым брусом
накладка из досок 5см 1·60
Трубы
α=6°
α 1 п.м
Доски 6см пришиваются гвоздями
Зачуты 40 через 35см
5Ø25 на 1п.м
Бетон на каждое пересечение доски с каждым брусом
Щебень
100
100
100
100
40
200
50
90
20
90
330
290
305
200
2000
2002

Фиг. 218а

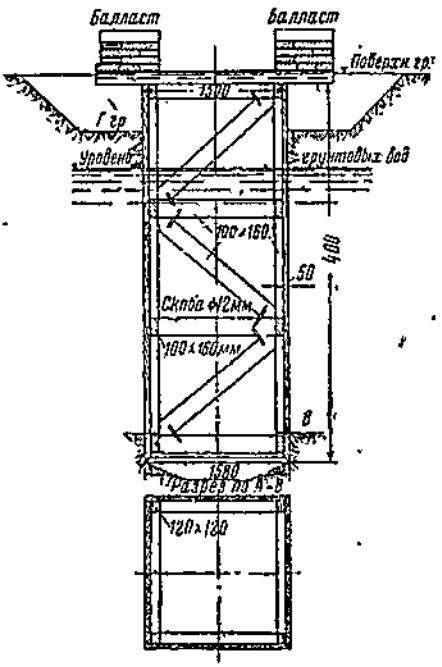

Нож наружных стен
6Ф25 на 1пм
18×18
Штырь d=19 l=350
Ф6
Болт d=22 l=400
Штырь d=19 l=200
Брус Б
Брус Б d=19 l=800
d=19 l=600
d=19 l=510
d=19 l=420
d=19 l=330
Все болты d=19 через 1м
Болт d=22 l=970
Болты d=22 приварены к ножу
Брус А
Болт d=22 l=1150 через 1м
Деталь ножа наружных стен
6×60 l=360 60шт
1550
1680
2.50
37.4
400
L 120×120×12
В.л. 250×10
Г.л 390×10
Все соединения на сварке
Нож перегородок
5Ф25 на 1пм
Ф6
d=16 l=350
18×18
Брус В
Штырь d=19 l=200
d=19 l=600
d=19 l=450
d=19 l=350
d=22 l=970
Брус Г
Брус Д
Болты d=22 приварены к ножу
Деталь ножа перегородок
6×60 l=2630 16шт
1220
185
270
Гл 200×10
200
Сварка

Фиг. 2185

Наружная металлическая оболочка имеет диаметр 12 *м*, внутренняя — 6,1 *м*. Толщина наружной оболочки 12 *мм*, внутренней — 10 *мм*. Обе оболочки внизу сходятся, и таким образом образуется нож.

Глубина опускания этого колодца — 36,5 *м* ниже уровня меженних вод. Колодцем пройдены песчано-глинистые грунты до скалы.

В процессе вычерпывания грунта из колодца производилась подача бетона в пространство между двумя оболочками; вес колодца и уложенного бетона с применением бокового размыва грунта струёй воды оказался достаточным для преодоления трения стенок о грунт при опускании.



Фиг. 219

Железные опускные колодцы широко применяются в английских колониях (Индия, Австралия).

Эти колодцы преимущественно имеют форму продолговатую — прямоугольник посредине и полукруги по концам. На фиг. 221 дан вид части такого колодца. На фигуре отчётливо видны конструкция каркаса наружной обшивки и внутренний вид шахты. Конструкция колодца выполнена на заклёпках. В настоящее время имеются все условия для изготовления подобных конструкций путём сварки, что значительно повышает водонепроницаемость стен обшивки и ещё более облегчает вес колодца.

На фиг. 222 показан тип наплавного металлического колодца с четырьмя шахтами, выполненного сваркой. Этот колодец был опущен под опору моста в Нью-Йорке на глубину 45 *м* от уровня воды. Секции наращивались по мере опускания. Камеры при этом заполнялись бетоном.

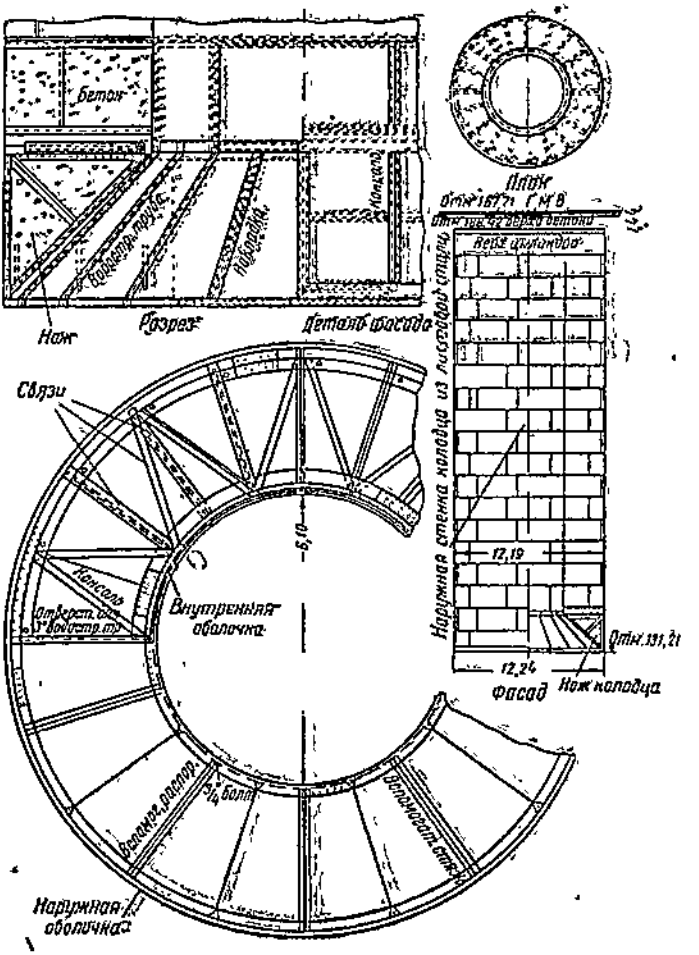
В качестве примера на фиг. 223 показаны опускные металлические колодцы под речные опоры моста через р. Аму-Дарья. 24 парных быка и 2 устоя были построены (1901 г.) на металлических колодцах, опущенных на среднюю глубину от уровня воды в реке 24 *м* через мелкие иловатые пески и глины.

Каждый колодец (фиг. 224) имеет круглое очертание в плане с двойной обшивкой: наружной диаметром 3,65 *м* и внутренней, образующей шахту для землечерпания, диаметром 1,70 *м*.

Колодцы собранными звеньями опускались с постоянных свайных подмостей на цепях и винтовых домкратах. При погружении колодца в воду на 1 *м* начинали заполнять полое пространство между обшивками бутовой кладкой. Бутовая кладка велась одновременно

с погружением колодца в воду, пока последний не опустился на дно реки. Уровень кладки сначала был ниже горизонта воды в реке, так что обшивка работала под напором. После того как нож колодца врезался в грунт, приступили к выемке грунта грейфером.

При погружении колодца в грунт одновременно наращивались элементы колодца и возводилась кольцевая бутовая кладка. При заглублении колодца в грунт на 13 *м* он был снят с цепей.

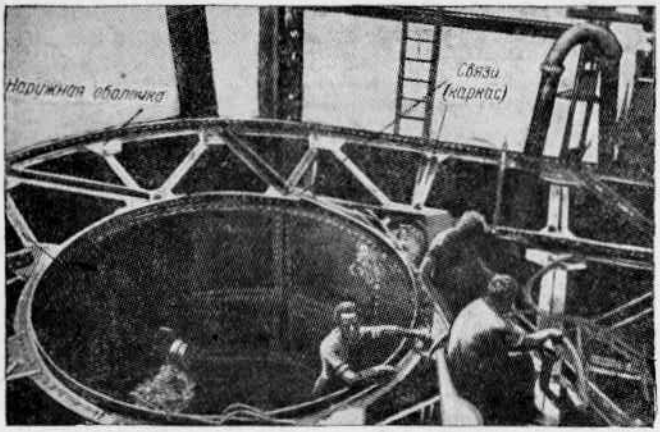


Фиг. 220.

Перекосы колодца при опускании выправлялись односторонней выборкой грунта грейфером и маневрированием при возведении бутовой кольцевой кладки. Размеры диаметров грейфера и шахты колодца имели разницу 0,36 *м*. Скорость погружения колодца в сутки составляла 1,60 *м*. Производительность грейфера в сутки — 40 $м^3$ при 400 подъёмов. Плотная глина, встретившаяся после песка и ила грунтов, предварительно разрыхлялась.

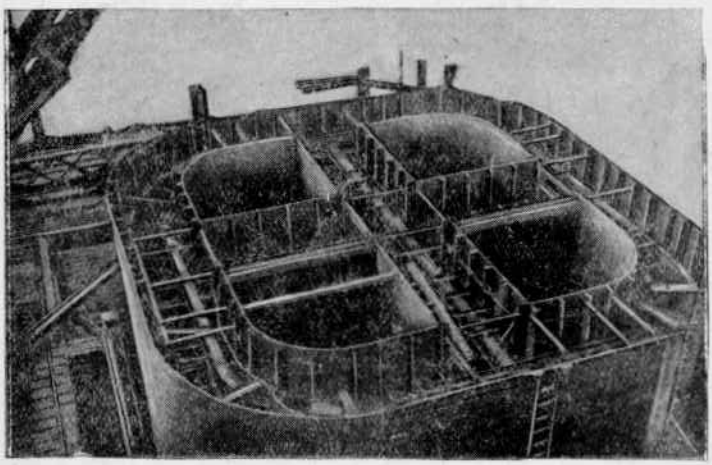
По достижении проектной глубины ножом колодца шахты заполнялись бетоном посредством подводного бетонирования.

Для образования столбчатых фундаментов при постройке здания музея в Мюнхене (1928 г.) были применены стальные оболочки диа-



Фиг. 221

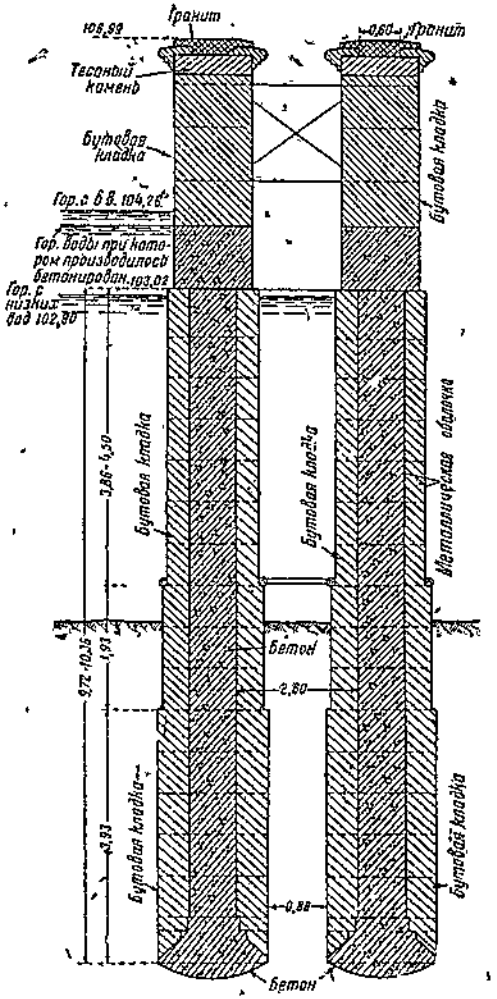
метром 0,8—1,25 *м* с толщиной стенок 15 *мм*, которыми надо было пройти слой насыщенного водой песка в 9 *м* и 1 *м* мергеля. Каждый колодец по высоте состоял из двух частей: нижней — от сланца до уров-



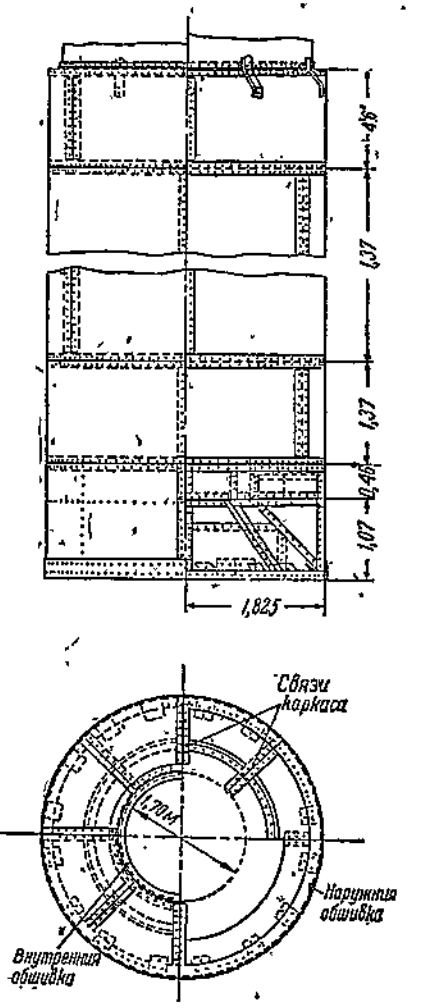
Фиг. 222

ня грунтовых вод и верхней — от уровня грунтовых вод до поверхности земли. Порядок производства работ показан на фиг. 225.

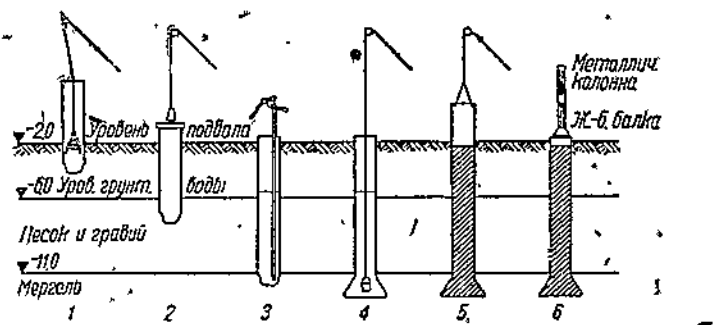
До уровня грунтовых вод грунт разрабатывался грейфером (поло-



Фиг. 223



Фиг. 224



Фиг. 225

жение *1*), а колодцы-трубы осаживались ударами бабы (положение *2*). В слое насыщенного водой песка грунт выбирался желонкой.

По достижении трубой-колодцем мергеля (положение *3*) из неё откачивалась вода, и далее в колодец опускался рабочий, который выбирал под трубой грунт, образуя расширяющуюся вниз воронку (положение *4*), что необходимо было сделать для увеличения площади опирания на грунт столбчатого фундамента. После этого подавался в трубу бетон, а труба по мере бетонирования поднималась вверх (положение *5*). Таким образом, железная труба-колодец являлась вспомогательным средством для образования глубокой скважины большого диаметра. В США под фундаменты небоскребов также применяются трубчатые опускные колодцы. Трубы-оболочки погружаются в грунт вращением с одновременным размывом и удалением грунта из полости оболочки. Иногда оболочка осаживалась посредством домкрата.

Глава III

РАСЧЁТ КОЛОДЦЕВ

§ 11. МЕТОДЫ РАСЧЁТА

Общие сведения. Расчёт колодцев под заданное сооружение представляет сложную комплексную задачу, решение которой распадается на две основные части.

В первой части в зависимости от характера сооружения и передаваемых от него сил фундаменту, геологического разреза места постройки, физико-механических свойств грунтов, слагающих строительную площадку, определяются: глубина опускания колодца (отметка подошвы колодца), форма и наружные размеры колодцев и их число.

Эта часть комплексного расчёта колодцев базируется главным образом на изученной ранее теории оснований.

Во второй части расчёта на основании наиболее неблагоприятных сочетаний действующих внешних сил устанавливается материал колодца и определяются прочные размеры отдельных конструктивных элементов колодца; вторая часть расчёта колодцев тесно связана с проектированием способа погружения колодца; так, например, если колодец опускается в грунтах, вызывающих большое трение вдоль боковой его поверхности, то при непринятии специальных мер для снижения этого трения необходимо утолщать стенки против достаточных размеров по расчёту на боковое давление, увеличивая тем самым собственный вес колодца для преодоления трения; если часть колодца затирает в верхних пластах, то нижней части его, окружённой слабым грунтом, угрожает отрыв от затёртой при недостаточной прочности стен колодца.

Если колодец опускается с воды как плавающее тело, ему необходимо обеспечивать надлежащую плавучесть для различных стадий глубины погружения, пока колодец не погрузится в грунт, и т. д.

Схема расчёта колодцев. Расчёт колодцев рекомендуется выполнять последовательно по следующей схеме:

1) определение глубины опускания колодцев;
2) назначение числа и размеров колодцев (в плане);

3) определение размеров элементов колодца: а) толщины стен; б) толщины нижней скошенной части колодца (консоли), если таковая имеется;

4) проверка прочности колодца на излом при раскружаливании и опускании;

5) проверка прочности колодца на разрыв при опускании;

6) проверка колодца на затирание при опускании.

В зависимости от выбранного способа погружения колодца на местности, покрытой водой (островок, стационарные подмости, доставка на плаву — см. ниже), должны быть даны расчёты, обосновывающие размеры и устойчивость: островка, подмостей с приспособлением для опускания с них в воду колодцев (тяжи), плавучесть колодца.

а) Определение глубины опускания колодца

Назначение отметки заложения подошвы колодца находится в зависимости от геологического напластования и строительных свойств грунтов площадки и от характера и величины передаваемой на колодец нагрузки.

Выбор отметки заложения подошвы производится способами, изложенными выше, как для случаев естественного основания (см. том I).

Если имеется ясно выраженный прочный пласт грунта, то чаще всего на него и опирают колодцы, особенно тяжёлые.

При однородных рыхлых грунтах (например, пески) глубина погружения колодца определяется работой сил сопротивления грунта по боковой поверхности (трение) и реакцией грунта по подошве.

При наличии только в е р т и к а л ь н ы х с и л давление на грунт передаётся через подошву и через стенки посредством трения. Трение по боковой поверхности не учитывается при наличии слабых грунтов или при таких способах опускания колодца в грунт, когда нет уверенности в том, что после окончания опускания колодца в грунте, окружающем колодец, вновь устанавливается такое его состояние, которое может обеспечить расчётное трение.

При рассмотрении условий равновесия нагруженного колодца в грунте часто пренебрегают силами трения по боковой поверхности колодца независимо от качеств грунтов и всё давление передают на подошву колодца, что следует считать неверным и неэкономичным, так как размеры колодцев получаются неоправданно преувеличенными.

Если кроме вертикальных сил на колодец передаются и г о р и з о н т а л ь н ы е с и л ы, то часть давления на грунт можно передать через боковые стенки с учётом о т п о р а г р у н т а, а другую часть — на подошву.

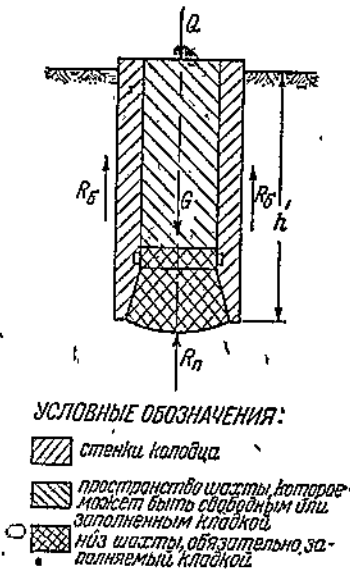
Расчёт несущей способности глубокого фундамента, каким является опускной колодец, с учётом отпора грунта по боковой поверхности колодца находит достаточное применение в практике железнодорожного строительства (например, при расчёте опор арочных мостов и устоев мостов).

Метод расчёта глубоких фундаментов с учётом бокового отпора грунта изложен в томе I (стр. 260).

При расчёте колодца по условиям работы в грунте и при наличии рыхлых пород под подошвой следует на основании методов расчёта, изложенных в томе I (стр. 110, сделать проверку колодца на осадку.

б) Назначение числа и размеров колодцев

Соображения по назначению числа колодцев. При современных методах погружения, обладающих мощным и совершенным оборудованием, а также при возможности изготовлять колодцы из материалов, хорошо работающих в конструкции как на сжатие, так и на растяжение, и больших размерах колодцев следует стремиться, если это обосновано технико-экономическими расчётами, ограничиваться минимальным количеством колодцев под сооружением и чаще применять один колодец. Так, например, если раньше под мостовые опоры опускали часто несколько колодцев из бутовой кладки, то теперь из железобетона опускают один колодец. В гражданском и промышленном строительстве при расположенных в плане сооружениях неизбежно приходится прибегать к опиранию здания на ряд колодцев и в местах сосредоточенных нагрузок (углы, пересечения стен, под колоннами).



Фиг. 226

Размеры колодцев (внешние). Высота колодцев определяется глубиной опускания с учётом расположения верхней грани стенок не выше отметки обреза фундамента (определяется местными условиями производства работ).

Размеры колодца в плане для частного случая вертикальной нагрузки определяются следующими соображениями, вытекающими из рассмотрения условий равновесия колодца, погружённого в грунт (фиг. 226):

$$Q + G = R_б + R_n, \tag{68}$$

где Q — внешняя вертикальная нагрузка на колодец от сооружения;
G — собственный вес колодца с заполнением;
$R_б$ — допускаемая сила трения по всей боковой поверхности опущенного колодца;
R_n — прочное сопротивление грунта по полной подошве колодца.

Значение Q определяется подсчётом всех нагрузок от сооружения или той части нагрузки, которая падает на рассчитываемый колодец.

Заполнение шахты может быть при этом сплошным или из того же материала, что и оболочка, или из другого материала

(например, гравия). Если шахта-колодец предназначается для использования под помещение, то обязательно делается заполнение внизу (подушка), которое распределяет давление по всей поверхности подошвы колодца, разгружая этим самым стенки колодца и одновременно являясь подготовкой для пола.

При заполнении шахт песком или если они остаются незаполненными, когда колодец работает только как фундамент, обязательно следует низ шахты колодца заполнять соответствующей кладкой на высоту, обеспечивающую восприятие реакции грунта по всей подошве колодца.

Если шахта колодца заполняется полностью кладкой того же веса, что и оболочка, то собственный вес колодца равен

$$G = \delta F h, \tag{69}$$

где δ — объёмный вес кладки колодца;
F — горизонтальное сечение колодца;
h — высота колодца.

При определении собственного веса колодца учитывается взвешивающее действие воды для части, погружённой ниже уровня воды.

Сила трения по боковой поверхности грунта определяется путём умножения коэфициента трения на полное боковое давление грунта по стенкам колодца.

Для простейшего случая однородного грунта, не обладающего сцеплением (песок), и без наличия грунтовых вод наибольшая сила трения

$$R_{бм} = fU\frac{\gamma h^2}{2}\operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right),$$

где f — коэфициент трения материала стенок колодца о грунт;
U — периметр колодца;
γ — объёмный вес грунта;
φ — угол внутреннего трения грунта.

Значения f, φ и γ были для различных грунтов даны выше. Полученная расчётом $R_{бм}$ должна быть уменьшена на коэфициент запаса, равный 1,5, т. е. допускаемая величина

$$R_д = \frac{R_{бм}}{1{,}5}. \tag{70}$$

Если представляется возможным, то желательно предельную величину силы трения определять на основании опытов применительно к реальным грунтам геологического разреза и материалам, применяемым для колодца.

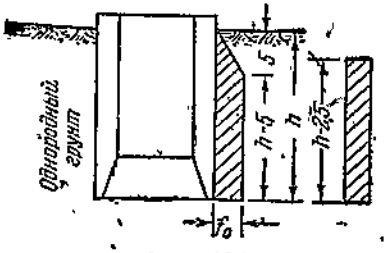
Для предварительного расчёта, учитывая аналогичные условия погружения колодца, можно пользоваться имеющимися опытными данными наибольших значений f_0 — силы трения на 1 $м^2$ поверхности для различных грунтов по различным материалам.

В табл. 33 приведены значения f_0 для глубины более 5 $м$.

Таблица 33

Характеристика стенки и грунта	Сила трения f_0 в $т/м^2$
Грубо обработанное дерево по песку и гравию	3,0
То же по глине	2,0
Шероховатая каменная кладка по песку и гравию	3,0
То же по глине	2,5
Неоштукатуренный бетон по песку и гравию	2,5
То же по глине	1,5
Железные листы с заклёпками по песку и гравию	2,5
То же по глине	1,5

Опытные данные показывают, что сила трения возрастает с глубиной до некоторой величины, а далее остаётся приблизительно постоянной. В практических расчётах принято считать, что в точке на поверхности грунта сила трения равна нулю, а затем возрастает для однородного грунта до полной величины на глубине 5 *м* (фиг. 227).



Фиг. 227

Тогда

$$R_б = f_0 U (h - 2{,}5).$$

При неоднородном напластовании грунтов эпюра значений наибольших сил трения f_0 будет переменной; поэтому при сложном геологическом разрезе следует определять для каждого слоя f_0 и затем для всех слоёв найти среднее значение

$$f_0 = \frac{f_{0_1} h_1 + f_{0_2} h_2 + \ldots + f_{0_n} h_n}{h_1 + h_2 + \ldots + h_n};$$

здесь $h_1, h_2, \ldots, h_n$ — высота каждого слоя;

$f_{0_1}, f_{0_2}, \ldots, f_{0_n}$ — наибольшая сила трения для каждого слоя.

Сопротивление (полное) по подошве колодца определяется из условия

$$R_n = \sigma_h F, \qquad (71)$$

где σ_h — допускаемое давление на грунт на уровне подошвы опущенного колодца, определяемое в соответствии с данными, приведёнными в томе I (стр. 136)

F — площадь подошвы колодца.

Из условия (68), т. е.

$$Q + \delta F h = f_0 U (h - 2{,}5) + \sigma_h F,$$

зная величину h и задаваясь требуемой формой колодца (круг, квадрат и др.), можно определить величины U, F и Q.

Измерения величин в приведённых формулах следует брать в метрах и тоннах.

Когда известны размеры сечения сооружения на уровне обреза фундамента (горизонт опирания по верхней поверхности колодца), то, прибавляя в плане запас на обрезы, можно при одиночном колодце сразу получить очертание последнего в верхнем сечении. При группе колодцев (два и более) по условиям удобства опускания следует оставлять разрыв между колодцами не менее 0,5 *м*.

в) Определение размеров элементов колодцев

Расчёт толщины стен колодца. Конструкция оболочки опускного колодца, как правило, должна быть проверена расчётом.

В том случае, когда внутренние размеры шахт колодца принимаются минимальными по условиям производства работ (см. табл. 32), а толщина стен назначена из условия достаточного веса для преодоления сил трения при опускании без применения подмыва или пригрузки, толщина стенок колодца обычно получается с большим запасом по сравнению с толщиной, полученной по статическому расчёту.

Стенки опускного колодца рассчитываются на действие боковых горизонтальных сил при его опускании.

Давление на боковую поверхность (величина и направление) зависит от строительных свойств грунта, наклона боковой поверхности колодца, наклона поверхности земли, глубины залегания рассматриваемого сечения боковой поверхности, степени насыщения грунта водой и т. д.

В дальнейшем для простоты расчёта будем полагать, что поверхность земли горизонтальна, боковые поверхности опускного колодца вертикальны, и закон изменения величины горизонтального давления p_x по глубине можно принять по треугольной эпюре

$$p_x = p_y \zeta,$$

или

$$p_x = \gamma h \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right),$$

где $p_y = \gamma h$;

$\zeta = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$;

γ — объёмный вес грунта;
φ — угол внутреннего трения грунта.

При наличии грунтов, находящихся под водой, давления воды и грунта подсчитываются отдельно.

Давление воды принимается равным полному гидростатическому.

При расчётах давления грунта объёмный вес его принимается с учётом взвешивающего действия воды.

Полное боковое давление на стенки принимается равным сумме давления воды и грунта.

При связных грунтах по требованию Технических условий на проектирование мостов НКПС полное боковое давление на стенки

можно принимать равным давлению грунта, насыщенного водой, без разделения и учёта взвешивающего действия воды на скелет грунта.

Возможные варианты давления грунта и воды на стенки колодца показаны на схемах фиг. 228.

По схеме *1* колодец опускается в грунтах при отсутствии грунтовых вод. С наружной стороны действует давление

$$p_{гр} = \gamma h \operatorname{tg}^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right).$$

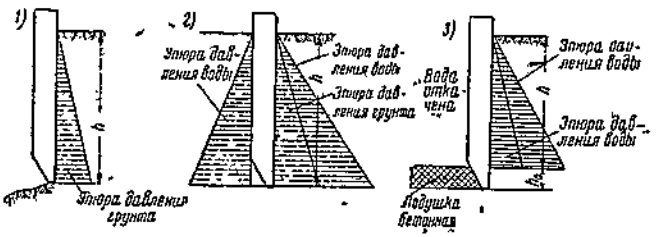
По схеме *2* колодец опускается без водоотлива в грунтах, насыщенных водой:

а) давление воды в колодце

$$p_в = \gamma_в h = 1 h = h;$$

б) давление с наружной стороны воды и грунта (с учётом взвешивающего действия воды)

$$p_{гр.\,в} = h \left[(\gamma - 1) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) + 1\right].$$



Фиг. 228

Результирующее давление

$$p_{гр} = p_{гр.\,а} - p_в = h\,(\gamma - 1) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right).$$

По схеме *3* колодец опускают без водоотлива в грунтах, насыщенных водой; после окончания опускания бетонируется дно и вода откачивается из колодца. Действуют снаружи: давление воды и грунта

$$p_{гр} = (h - h_0) \left[(\gamma - 1) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) + 1\right].$$

Из рассмотренного видно, что наибольшие давления на стенку будут для случая погружения по схеме *3*, по которой и следует производить расчёт.

Зная боковое давление на стенку колодца в любой точке по высоте, вырезают двумя горизонтальными плоскостями на расчётном горизонте элемент колодца стены высотой, равной 1 *м*, и рассчитывают его как замкнутый контур (кольцо, овал, прямоугольник и т. д.) в соответствии с видом поперечного сечения колодца.

Ниже приводятся формулы для расчёта некоторых видов поперечного сечения колодцев, встречающихся в сооружениях на железнодорожном транспорте.

Расчёт круглых колодцев. Выделим из цилиндрической оболочки двумя горизонтальными сечениями кольцо высотой, равной 1 *м*, и пусть это кольцо испытывает со стороны грунта горизонтальное равномерное давление $p_{гр}$ (фиг. 229).

Тогда при однородном материале кольца с допускаемым напряжением на сжатие σ толщина стенки колодца δ может быть определена по формуле Лямэ

$$\delta = r\left(\sqrt{\frac{\sigma}{\sigma - 2p_{гр}}} - 1\right).$$

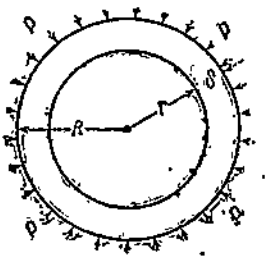
Здесь r — внутренний радиус кольца. Обозначая через R внешний радиус кольца, который устанавливается по условиям работы фундамента в грунте, получим следующее выражение для той же формулы:

$$\delta = R - r = r\sqrt{\frac{\sigma}{\sigma - 2p_{гр}}} - r,$$

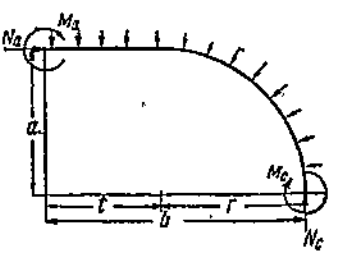
откуда внутренний радиус

$$r = R\sqrt{\frac{\sigma - 2p_{гр}}{\sigma}}$$

и толщина стенки δ определяется как разность внешнего и внутреннего радиусов колодца.



Фиг. 229



Фиг. 230

Допускаемое напряжение σ выражается в зависимости от рода кладки и возраста.

Для железобетонных круглых колодцев (материала неоднородного) толщина стенок определится из той же формулы, но допускаемое напряжение на сжатие железобетонной кладки должно быть увеличено в соответствии с количеством введённой в сечение арматуры.

Приведённое допускаемое напряжение будет равно

$$\sigma' = \sigma\cdot\left(1 + 15\frac{f_a}{f_в}\right),$$

где σ — основное допускаемое напряжение бетона на сжатие;
f_a — сечение арматуры;
$f_в$ — сечение кольца.

Расчёт колодцев овальной формы. Нередко встречается форма колодца, представляющая два полукруга, раздвинутых прямоугольником.

Для этого замкнутого контура наибольшие расчётные изгибающие моменты и продольные силы при равномерном распределении давления грунта на стенки (фиг. 230) для сечений a и c будут:

для сечения a

$$M_a = \frac{p_{zp} t^2}{12} \cdot \frac{2 + 3\pi\mu + 12\mu^2}{1 + \mu\frac{\pi}{2}};$$

$$N_a = p_{zp} r;$$

для сечения c

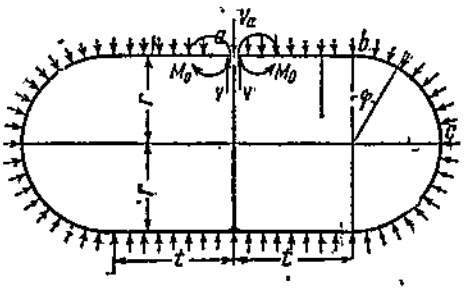
$$M_c = M_a - p_{zp} t \left(\frac{t}{2} + r\right);$$

$$N_c = p_{zp} b.$$

Здесь

$$\mu = \frac{r}{t}.$$

Определив изгибающие моменты и продольные силы, подбирают необходимую толщину оболочки для невыгоднейшей их комбинации. Обычно толщину оболочки сохраняют по всему периметру сечения, имея в виду нецелесообразность осуществления оболочки переменной толщины.



Фиг. 231

При железобетонных оболочках количество и расположение арматуры по сечению меняются в зависимости от величины изгибающего момента нормальной силы.

Скалывающие напряжения при расчёте железобетонных колодцев обычно не проверяются.

Расчёт овального кольца с перегородкой. Для уменьшения толщины вытянутых продольных стенок внутри колодца ставят перегородки.

Оболочка с прямоугольной вставкой между раздвинутыми полукругами и одной симметрично поставленной перегородкой. Будем предполагать шарнирное прикрепление перегородки к стенке овала; тогда перегородка будет испытывать только продольные усилия.

В этом случае в соответствии с обозначениями, данными на фиг. 231, изгибающие моменты в сечениях a, b, c и продольная сила V_a, сжимающая перегородку, определяются по следующим формулам:

для сечения a,

$$M_a = p_{zp}\frac{\alpha\delta - \gamma\beta}{\delta - \beta}; \quad V = p_{zp}\frac{\alpha - \gamma}{\beta - \delta} \text{ (поперечная сила)};$$

$$V_a = 2V = 2\,p_{zp}\frac{\alpha - \gamma}{\beta - \delta};$$

для сечения b

$$M_b = M_a + Vt - p_{zp}\frac{t^2}{2};$$

для сечения c

$$M_c = M_a + V(t + r) - p_{zp} t\left(\frac{t}{2} + r\right).$$

Здесь:

$$\alpha = \frac{t\left(\frac{t^3}{4} + rt^2\frac{\pi}{2} + 3r^2t + r^3\frac{\pi}{2}\right)}{t^2 + rt\pi + 2r^2};$$

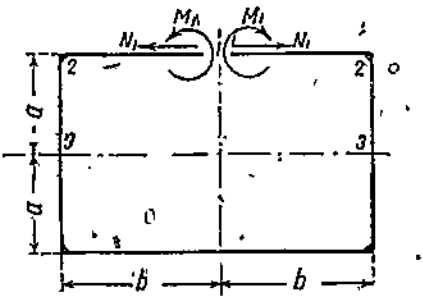
$$\beta = \frac{\frac{2}{3}t^3 + rt^2\pi + 4r^2t + r^3\frac{\pi}{2}}{t^2 + rt\pi + 2r^2};$$

$$\gamma = \frac{\frac{t^3}{3} + rt^2\frac{\pi}{2} + 2r^2t}{2t + r\pi};$$

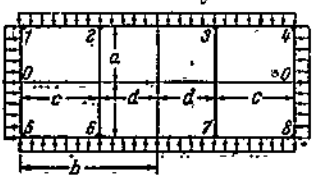
$$\delta = \frac{t^2 + rt\pi + 2t^2}{2t + r\pi}.$$

Расчёт прямоугольных колодцев. Основная расчётная схема прямоугольных колодцев представляет замкнутую раму, находящуюся под всесторонним равномерно распределённым давлением грунта.

Стены колодцев с перегородками можно рассчитывать приближённо как



Фиг. 232



Фиг. 233

неразрезные балки, что вполне оправдывается, если иметь в виду, что давление грунта учитывается неточно и часто носит условный характер.

При толстостенных колодцах можно рассматривать стены как балки с частичным защемлением.

1. Прямоугольные колодцы без перегородок. В соответствии с расчётной схемой по фиг. 232 изгибающие моменты в сечениях *1*, *2* и *3* будут:

в сечении *1*

$$M_1 = \frac{p_{1p}}{6} \cdot \frac{b^3 + 3ab^2 - 2a^3}{a + b};$$

в сечении *2*

$$M_2 = M_1 - \frac{p_{2p}}{2}b^2 = -\frac{p_{2p}}{3} \cdot \frac{a^3 + b^3}{a + b};$$

в сечении *3*

$$M_3 = M_2 + p_{1p}\frac{a^2}{2} - p_{2p}a^2 = -\frac{p_{2p}}{6} \cdot \frac{2b^3 - 3ab^2 - a^3}{a + b}.$$

Продольные сжимающие сил для:

сечения *1*

$$N_1 = p_{2p}a;$$

сечения *3*

$$N_3 = p_{1p}b.$$

2. Прямоугольный колодец с двумя перегородками, расположенными симметрично относительно поперечной оси (фиг. 233). Расчётная схема этого колодца дана на фиг. 233. В отличие

от предыдущего случая, где решение дано на основании теоремы Кастельяно здесь для вывода формул применено уравнение Клапейрона.

Составляя уравнения трёх моментов для участков $5-1-2$ и $1-2-3$, из двух уравнений с двумя неизвестными при обозначениях получаем:

$$k=\frac{a}{c} \quad \text{и} \quad m=\frac{d}{c};$$

$$M_1=M_5=M_4=M_8=-\frac{p_{cp}}{6}c^2\cdot\frac{\frac{1}{2}+8k^3+24k^3m+3m-4m^3}{1+4k+12km+4m}$$

и

$$M_2=M_6=M_3=M_7=-\frac{p_{cp}}{6}c^2\cdot\frac{\frac{1}{2}+8m^3+24km^3+3k-4k^3}{1+4k+12km+4m}.$$

Изгибающий момент в сечении $0-0$

$$M_0=+p_{cp}\frac{a^2}{2}-M_1.$$

Продольное усилие в перегородке

$$N_a=p_{cp}\left(\frac{c}{2}+d\right)+\frac{M_2-M_1}{c}.$$

3. Расчёт прямоугольной оболочки с несколькими взаимно перпендикулярными перегородками (приближённый расчёт). Когда внутри оболочки устраивается несколько взаимно пересекающихся перегородок, опорные и пролётные изгибающие моменты могут быть вычислены по приближённым формулам, как для неразрезных многопролётных балок.

Изгибающие моменты по середине пролёта

$$M_{сред}=0{,}083\,p_{cp}\,l^2;$$

то же опорные

$$M_{опор}=-0{,}083\,p_{cp}\,l^2.$$

Продольное усилие в стенках перегородок от давления грунта на стенки перпендикулярного направления

$$N=p_{cp}\,l,$$

где l — расстояние между перегородками.

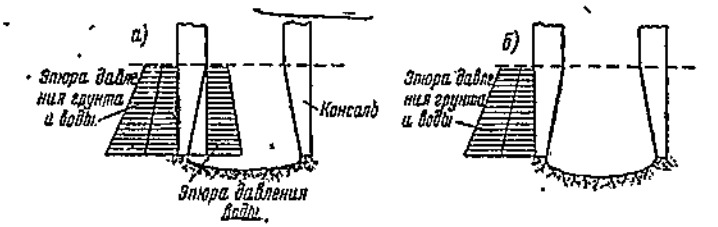
При расчёте оболочек опускных колодцев материалы должны назначаться (в частности, марка бетона опускного колодца в соответствии с величиной напряжений, действующих в различных сечениях колодца при его опускании) с учётом требований Технических условий на проектирование мостовых опор НКПС.

При расчёте бетонных колодцев растягивающие напряжения в бетоне не должны превосходить величины 0,05 R, где R — временное сопротивление бетона на сжатие в стенках колодца к моменту действия расчётных усилий. Во всех случаях, когда действующие в стенах растягивающие напряжения превосходят величины 0,05 R, необходимо армировать стены горизонтальной арматурой и рассчитывать колодец как железобетонный. Количество горизонтальной арматуры изменяется по высоте колодца в соответствии с изменением интенсивности расчётного бокового давления на стены колодца.

Расчёт скошенной (консольной) части колодца. Ножевая скошенная часть колодца рассчитывается на два случая загружения.

Первый случай соответствует положению, когда грунт под ножом колодца подобран и снаружи на консоль действует давление грунта. Если колодец опускается без водоотлива, то как снаружи, так и изнутри учитывается давление воды (фиг. 234, *а*).

Для колодцев, опускаемых с водоотливом (шахта свободна от воды), в расчёт вводятся только силы, действующие на консоль снаружи



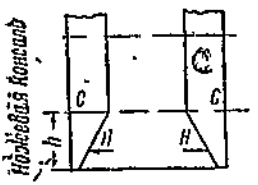
Фиг. 234

фиг. 234, *б*). При грунтах, насыщенных водой, учитывается взвешивающее действие воды на грунт.

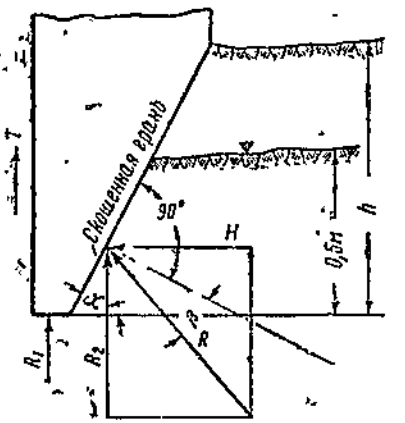
Второй случай загружения соответствует моменту быстрого погружения колодца в грунт (форсированная посадка). В этом случае консоль рассчитывается на давление грунта (распор H), приложенное к внутренней скошенной грани (фиг. 235).

При расчёте консолей на случай действия распора H при форсированной посадке по Техническим условиям глубина погружения в грунт принимается равной:

1) для колодцев, опускаемых ниже уровня воды, — полной высоте h скошенной части:



Фиг. 235



Фиг. 236

2) для колодцев, опускаемых в грунте выше уровня воды на 0,50 и до 1,00 *м*, — в зависимости от прочности грунта.

Величина распора H определяется как часть реакции грунта R (фиг. 236), приходящаяся на наклонную поверхность консоли.

Полная величина реакции грунта определяется, исходя из величины веса колодца с учётом взвешивающего действия воды (колодцы, опускаемые без водоотлива) и с учётом минимального значения сил трения по боковым стенкам. Вертикальные составляющие реакции грунта

под консолью, отнесённые к 1 *пог. м* ножа, $R_1 + R_2$ будут равны (фиг. 236)

$$R_1 + R_2 = G' - T,$$

где G' — вес колодца, отнесённый к 1 *пог. м* ножа;

T — минимальная сила трения, отнесённая на 1 *пог. м* ножа колодца.

Если полная реакция грунта на скошенную часть R, β — угол трения между грунтом и поверхностью скошенной части ножа, а α — угол наклона скошенной поверхности к горизонту, то распор H равен (фиг. 236)

$$H = V_2 \operatorname{tg}(\alpha - \beta).$$

Распор H прикладывается от уровня банкетки на расстоянии $^1/_3$ глубины погружения.

Для рассмотренных случаев действия нагрузки расчёт скошенной части колодца производится в двух направлениях: скошенная часть рассматривается как консоль длиной $l = h$ и как замкнутый горизонтальный контур (кольцо, рама).

При расчёте скошенной части как консоли для указанных двух случаев действия нагрузок определяются значения моментов M_{cc} и нормальных сил N_{cc}.

В железобетонных колодцах для восприятия расчётных моментов укладывается металлическая арматура в количестве не менее 0,1% от площади сечения бетона (в уровне $C - C$ — 0,1% для внутренней и внешней граней консоли). Вертикальная арматура продолжается за сечение C—C на длину, равную половине пролёта стены между продольными или поперечными стенками, но не менее 0,5 *м*. Вертикальная арматура по всей высоте консоли сохраняется в том же проценте армирования, что и в сечении $C - C$.

Расчёт скошенной части как замкнутого горизонтального контура производится также для обоих рассмотренных ниже случаев действия сил и тем же методом, что и толщина стен. Эта часть расчёта в железобетонных колодцах необходима для назначения горизонтальной арматуры. По Техническим требованиям на производство работ по искусственным сооружениям НКПС полученные расчётом значения изгибающих моментов и нормальных сил разрешается уменьшать на коэфициент k, определяемый из выражения

$$k = \frac{9{,}6\,h^4}{S + 9{,}9\,h^4}.$$

Тогда

$$M_{расч} = M_0\,k,$$

где M_0 — значение изгибающего момента в горизонтальной раме от действия нагрузки 1-го и 2-го случаев;

h — высота ножевой части;

S — пролёт стены между смежными продольными и поперечными стенками колодца в свету.

Площадь горизонтальной арматуры железобетонных колодцев, приходящаяся на 1 *пог. м* высоты, не должна быть меньше 20% от площади вертикальной арматуры в консолях.

г) Проверка прочности колодцев на излом при раскружаливании и опускании

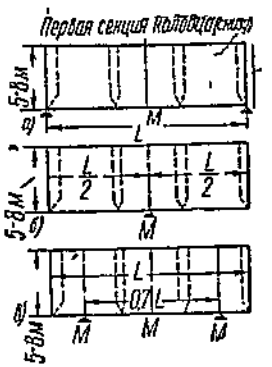
Опускной колодец должен обладать достаточной продольной прочностью, чтобы противостоять изгибающим моментам, действующим в вертикальной плоскости и возникающим при спуске первой секции колодца с подкладок, неравномерной выборке грунта из-под ножа колодца и встрече препятствий под ножом при опускании.

По Техническим требованиям на производство работ по искусственным сооружениям НКПС следует колодцы проверять на продольный излом при следующих расчётных предположениях:

1) опирание колодца по коротким сторонам (фиг. 237, *а*);

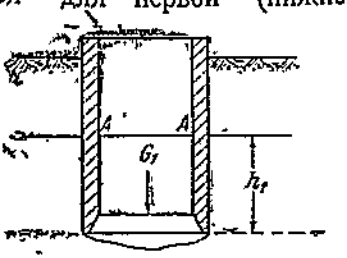
2) опирание по поперечной (короткой) оси (консоль длиной $\frac{L_1}{2}$; фиг. 237, *б*).

Колодцы, опускаемые в мягких грунтах (при отсутствии в грунте пней, стволов деревьев, валунов и других препятствий), рассчитываются на опирание по двум полосам, расположенным на расстоянии 0,7 L (фиг. 237, *в*).



Фиг. 237

Проверка на продольный излом производится для первой (нижней)



Фиг. 238

секции опускного колодца в начале её опускания. Поперечное сечение колодца по расчётной плоскости M—M (фиг. 237, *а*, *б* и *в*) рассматривается как бетонное с учётом работы бетона на растяжение.

При проверке на продольный излом растягивающие напряжения в бетоне при изгибе не должны превышать 0,07 R_{28}, где R_{28} — временное сопротивление на сжатие, соответствующее тому возрасту бетона, при котором производится спуск колодца с подкладок.

д) Проверка прочности колодца на разрыв при опускании

При неоднородном геологическом разрезе, когда верхняя часть колодца может оказаться зажатой боковым давлением грунта, а нижняя испытывает малое давление вследствие, например, выборки грунта за пределами ножа колодца в устойчивых грунтах, в кладке колодца по сечению A — A (фиг. 238) возникают растягивающие напряжения

от веса G_1 нижней, находящейся в подвешенном состоянии части колодца. Следовательно, колодцы в вертикальной плоскости в таких случаях надо рассчитывать и армировать на разрыв из условия

$$G_1 < \Omega\sigma,$$

где G_1 — вес колодца ниже сечения $A-A$ (отрывающаяся часть); для колодцев круглой формы

$$G_1 = \pi (R^2 - r^2) h_1 \delta;$$

R и r — наружный и внутренний диаметры колодца;

h_1 — высота отрывающейся части колодца;

δ — объёмный вес кладки, который при работе без водоотлива берётся с учётом взвешивающего действия воды;

Ω — площадь сечения кольца по $A-A$ [для круглых колодцев $\Omega = \pi (R^2 - r^2)$];

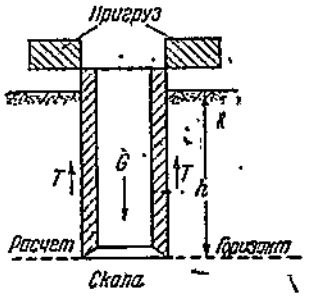
σ — допускаемое напряжение кладки на разрыв.

Высота части колодца h_1, которая может оказаться навесу, определяется из рассмотрения геологического разреза и характера грунтов в месте опускания колодца. Иногда в расчётах величину h_1 принимают равной половине глубины погружения колодца в грунт.

В случае возникновения в кладке растягивающих напряжений необходимо армировать её вертикальными металлическими тяжами (см. пример расчёта).

е) Проверка колодца на затирание при опускании

Если при опускании колодца не предполагается принимать специальные меры для уменьшения сил трения, развиваемых вдоль боковой наружной поверхности колодца во время опускания (например, применять струю воды), то во избежание затирания колодца в грунте ему надо обеспечить надлежащий собственный вес для преодоления сил трения или учесть необходимый добавочный пригруз при недостаточном собственном весе колодца.



Фиг. 239

Следовательно, на всей глубине опускания колодца (до расчётной отметки) должно быть соблюдено условие (фиг. 239)

$$G > T;\ G > Uhf_0,$$

где G — собственный вес колодца (или собственный вес колодца с добавочным грузом);

T — наибольшая сила трения грунта по боковой поверхности колодца во время опускания;

U — наружный периметр колодца;

h — расчётная глубина погружения колодца;

f_0 — наибольшая единичная сила трения, берётся по табл. 33.

Измерение величин, приведённых в формуле, следует брать в тоннах и метрах.

Обычно в расчётах принимается

$$k = \frac{Q}{T} \geqslant 1{,}25.$$

Для колодцев, опускаемых без водоотлива, собственный вес колодца определяется с учётом взвешивающего действия воды для погружённой части колодца.

Силы трения (сопротивления погружению) могут быть также определены по величине бокового давления грунта на стенки колодца, помноженному на коэфициент трения (табл. 34).

Таблица 34

Коэфициент трения

Характеристика стенки и грунта	Коэфициент трения
Кладка по плотно слежавшемуся илу гладкая	0,10
То же шероховатая	0,20
Кладка по влажной глине гладкая	0,20
То же шероховатая	0,30
Кладка по песку или гравию гладкая	0,30
То же шероховатая	0,40—0,50

Пригрузкой для погружения колодца обычно пользуются при опускании таких колодцев, как деревянные, или при вдавливании в грунт лёгких металлических оболочек колодцев.

Соображения о расчёте островков при опускании колодцев на местности, покрытой водой, тяжей для опускания колодцев в воду с подмостей, а также наплаву будут даны ниже в соответствующих главах, посвящённых опусканию колодцев и кессонов.

Если колодец в процессе опускания может быть превращён в кессон, то его стены следует проверять на давление сжатого воздуха изнутри колодца (см. раздел девятый «Кессоны»).

При расчёте колодцев, превращаемых в кессон, конструкция должна быть проверена на работу их в качестве кессона.

Конструкция потолка при этом должна быть надёжно закреплена в шахте и проверена расчётом, с тем чтобы устранить всякую возможность срыва потолка вверх давлением сжатого воздуха.

§ 12. ЧИСЛОВЫЕ ПРИМЕРЫ РАСЧЁТА

Пример 1. Расчёт круглого колодца

Задание. Требуется рассчитать круглый каменный колодец, опускаемый на глубину 12 *м* в глинистый однородный грунт до мергелей. Наружный диаметр колодца 5 *м*. Для глинистого грунта физические характеристики оказались следующими: $\gamma = 2{,}00$; $\varphi = 10°$.

Расчёт толщины стен. Разделим колодец по высоте на три секции, в каждой по 4 *м*; тогда единичное давление для нижней зоны в каждом поясе будет

$$p = \gamma h \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = h\,2 \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{10'}{2}\right) = 1{,}4h.$$

На глубине 4 *м* . . . . . $p = 1{,}4 \cdot 4 = 5{,}6$ *т/м²* ≈ 0,7 *кг/см²*
» » 8 » . . . . . $p = 1{,}4 \cdot 8 = 11{,}2$ » ≈ 1,1 »
» » 12 » . . . . . $p = 1{,}4 \cdot 12 = 16{,}8$ » ≈ 1,7 »

Принимаем каменную кладку на цементном растворе 1 : 4 с допускаемым напряжением на сжатие $\sigma = 12$ *кг/см*^{2}.

Тогда по формуле Лямэ:

$$r_1 = R\sqrt{\frac{\sigma - 2p}{\delta}} = 2{,}5 \cdot \sqrt{\frac{12 - 2 \cdot 0{,}7}{12}} = 2{,}32\ м;$$

$$r_2 = 2{,}5 \cdot \sqrt{\frac{12 - 2 \cdot 1{,}1}{2}} = 2{,}22\ м;$$

$$r_3 = 2{,}5 \cdot \sqrt{\frac{12 - 2 \cdot 1{,}7}{2}} = 2{,}07\ м;$$

$$\delta_1 = R - r = 2{,}5 - 2{,}32 = 0{,}18\ м;$$

$$\delta_2 = 2{,}5 - 2{,}22 = 0{,}28\ м;$$

$$\delta_3 = 2{,}5 - 2{,}07 = 0{,}43\ м.$$

Толщина стенки получилась малой; по конструктивным соображениям принимаем для бутовой кладки минимальную толщину в 0,6 *м* по всей высоте колодца.

Проверка колодца на затирание. Пусть коэфициент трения кладки по глине $f = 0{,}2$. Тогда сила трения по всей боковой поверхности колодца

$$T = f \cdot 2\pi R\gamma \frac{h^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) =$$

$$= 0{,}2 \cdot 2 \cdot 3{,}14 \cdot 2{,}5 \cdot 2 \cdot \frac{12^2}{2} \cdot 0{,}7 = 314\ т.$$

Объём кладки колодца

$$V = 3{,}14 \cdot (2{,}5^2 - 1{,}9^2) \cdot 12 = 100\ м^3.$$

Вес кладки колодца

$$Q = 2{,}4 \cdot 100 = 240\ т.$$

Вес колодца недостаточен для преодоления сил трения.

Берём толщину стен 1 *м*; тогда

$$V = 3{,}14 \cdot (2{,}5^2 - 1{,}5^2) \cdot 12 \approx 151\ м^3.$$

Вес кладки этого колодца

$$Q = 2{,}4 \cdot 151 = 362\ т > 314\ т.$$

Коэфициент запаса на затирание

$$k = \frac{Q}{T} = \frac{362}{314} = 1{,}15.$$

Проверка колодца на разрыв. Проверяем необходимость постановки вертикальной арматуры (тяжей) в предположении, что половина кладки колодца оказалась в конце опускания зажатой, а нижняя часть находится в подвешенном состоянии. Допускаемое напряжение кладки на разрыв принимаем 2 *кг/см*^{2}.

Вес отрывающейся части колодца

$$Q_1 = \frac{Q}{2} = \frac{362}{2} = 181\ т = 181\,000\ кг.$$

Сопротивление кладки разрыву

$$P = 2 \cdot (2{,}5 - 1{,}5) \cdot 3{,}14 \cdot 1\,000 = 25\,120\ кг.$$

Сопротивление кладки разрыву недостаточно, требуется поставить металлические тяжи.

Необходимое сечение железа при допускаемом напряжении на растяжение 1 500 *кг/см²*:

$$f_{эк} = \frac{181\,000 - 25\,120}{1\,500} = 100\ см^2.$$

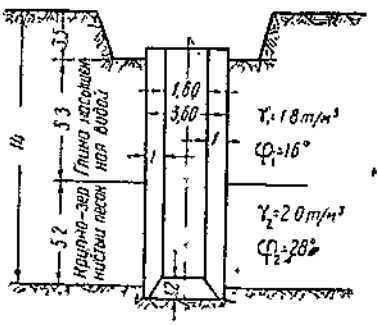
Устанавливаем тяжи на расстоянии друг от друга 0,75 *м*; тогда количество тяжей

$$n = \frac{(5-1)\cdot 3{,}14}{0{,}75} \approx 16,$$

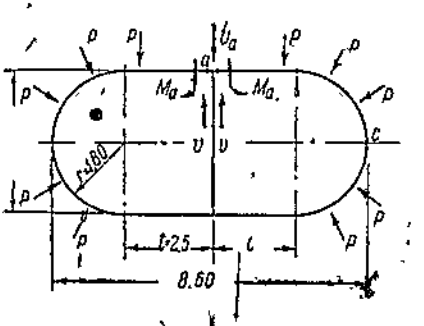
Сечение одного тяжа

$$\omega = \frac{f_{эк}}{n} = \frac{100}{16} = 6{,}25\ см^2,$$

Принимаем тяжи из круглого железа $d = 30$ *мм*.



Фиг. 240



Фиг. 241

Пример 2. Расчёт овального колодца с одной поперечной перегородкой (сокращённый ход расчёта)

Задание. Требуется рассчитать опускной колодец овальной формы в плане с одной поперечной перегородкой, опускаемый под мостовую опору (бык) до скалы (фиг. 240); размеры колодца в плане: по длинной оси овала 8,60 *м* и по короткой — 3,60 *м*.

Физико-механические характеристики грунта

Глина . . . . . $\gamma_1 = 1{,}8\ т/м^3$; $\varphi_1 = 16°$
Песок . . . . . $\gamma_2 = 2{,}0$ » $\varphi_2 = 28°$

$$\gamma_{ср} = 1{,}9\ т/м^3;\quad \varphi_{ср} = 22°$$

Проверка толщины стен (расчётная схема — фиг. 241). На основании формул, приведённых на стр. 206, определяем изгибающие моменты и нормальные силы в сечениях *a*, *b* и *c* и сжимающую (продольную силу) V_a в перегородке, предполагая шарнирное прикрепление её к стенкам колодца.

Расчётные коэфициенты, подсчитанные на основании формул, приведённых на стр. 207., и геометрических размеров сечения овала (фиг. 241): $\alpha = 3{,}3$; $\beta = 2{,}2$; $\gamma = 3{,}2$; $\delta = 3{,}1$.

Вырезаем двумя горизонтальными сечениями элемент овала высотой, равной 1 *м*.

Тогда единичное боковое давление грунта p на глубине $h = 14$ *м* (отметка у скалы):

$$p_{ср} = \gamma_{ср} h \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = 1{,}9 \cdot 14 \cdot 0{,}45 = 12{,}1\ т/м.$$

Изгибающий момент в сечении a

$$M_a = p\,\frac{\alpha\delta - \gamma\beta}{\delta' - \beta} = 12{,}10 \cdot \frac{3{,}3 \cdot 3{,}1 - 3{,}2 \cdot 2{,}2}{3{,}1 - 2{,}2} = 43\ тм.$$

Продольная сила, сжимающая перегородку, $V_a = 2V$ (она же поперечная сила для овала):

$$V_a = 2V = 2p\,\frac{\alpha - \beta}{\beta - \delta} = 2 \cdot 12{,}10 \cdot \frac{0{,}1}{0{,}9} = -2{,}7\ т.$$

Изгибающий момент в сечениях b и c:

$$M_b = M_a + Vt - p\,\frac{t^2}{2} = 43 + 3{,}8 - 38 = 8{,}38\ тм;$$

$$M_c = M_a + V\,(t + r)\,pt\left(\frac{t}{2} + r\right) = -35{,}3\ тм.$$

Продольная сила для сечений овала a и c:

$$N_a = pr = 12{,}10 \cdot 1{,}5 = 18{,}8\ т;$$

$$N_c = p\,(t + r) = 12{,}10 \cdot 4 = 48{,}6\ т.$$

Принимаем толщину стен равной 1 $м$. Тогда

$$\sigma_a = \frac{N_a}{\delta} \pm \frac{6M_a}{\delta^2} = \frac{18{,}3}{1} \pm \frac{6 \cdot 43}{1};$$

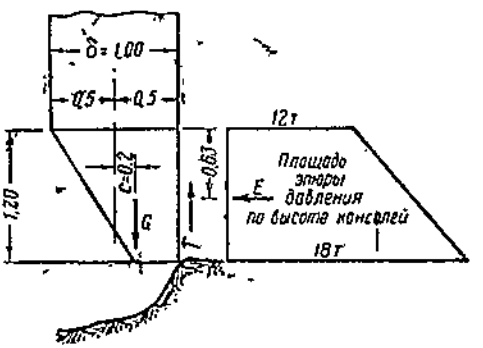
$$\max\sigma_a = +276{,}3\ т/м^2 = +27{,}63\ кг/см^2;$$

$$\min\sigma_a = -239{,}7\ т/м^2 = -23{,}97\ кг/см^2;$$

$$\sigma_c = \frac{N}{\delta} \pm \frac{6M_c}{\delta^2} = \frac{48{,}6}{1} \pm \frac{6(-35{,}3)}{1};$$

$$\min\sigma_c = -180\ т/м^2 = -18\ кг/см^2;$$

$$\max\sigma_c = +276\ т/м^2 = +27{,}6\ кг/см^2.$$



Фиг. 242

Требуется горизонтальное армирование бетонного колодца, так как напряжения на растяжение более $0{,}05\,R_{28}$ (R_{28} — марка бетона — 150 $кг/см^2$).

Расчёт ножевой части (консоли) колодца

Проверка консоли на изгиб внутрь колодца (сечение $A-A$). Грунт из-под банкетки ножа подрыт (фиг. 242)

Изгибающий момент

$$M = Ee - T\,\frac{\delta}{2} - Gc.$$

Нормальная сила

$$N = G - T;$$

$$E = \frac{18 + 16}{2} \cdot 1{,}20 = 20{,}4\ т/пог.\ м\ (\text{на полную высоту консоли});$$

$$e = 0{,}63\ м.$$

Вес 1 *пог. м* консоли

$$G \approx 0{,}72\ m;$$

$$c = 0{,}20\ м.$$

Сила трения определена опытами:

$$f_0 = 5\ m/м^2;\ T = 5 \cdot 1{,}2 = 6\ м \text{ на } 1\ пог.\ м \text{ консоли.}$$

Тогда

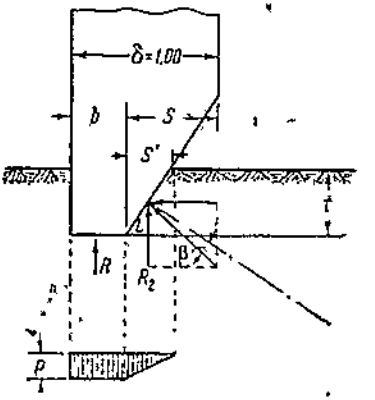
$$M = Ee - T\frac{\delta}{2} + Gc = 20{,}4 \cdot 0{,}63 - 6{,}05 + 0{,}72 \cdot 0{,}2 = 10\ m/м;$$

$$N = G - T = 0{,}72 - 6 = -5{,}28\ m;$$

$$\sigma = \frac{N}{\delta} \pm \frac{6M}{\delta^2} = \frac{5{,}28}{1} \pm \frac{60}{1};$$

$$\sigma_{max} = 65{,}28\ m/м^2 = 6{,}53\ кг/см^2;$$

$$\sigma_{min} = -54{,}72\ m/м^2 = -5{,}47\ кг/см^2.$$



Фиг. 243

Требуется армирование.

Проверка консоли на изгиб. Проверка производится в предположении погружения в грунт ножа и консоли на глубину 0,5 *м* (см. расчётную схему, фиг. 243).

Вертикальная составляющая реакции грунта P отнесена к 1 *пог. м* ножа консоли:

$$P = G - T,$$

где G — собственный вес колодца; отнесён к 1 *пог. м* ножа;
T — сила трения.

Далее

$$P = R_1 + R_2;\quad R_1 = pb;\quad R_2 + p\frac{c}{2} = p\frac{t}{2\operatorname{tg}\alpha}.$$

Следовательно,

$$P = R_1 + R_2 p\left(b + \frac{t}{2\operatorname{tg}\alpha}\right),$$

откуда

$$p = \frac{P}{b + \frac{t}{2\operatorname{tg}\alpha}} \text{ и } H = R_2(\alpha - \varphi).$$

Подставляя цифровые значения (фиг. 244), имеем для нашего случая:

$$P = 7{,}8\ m/пог.\ м;\ \operatorname{tg}\alpha = \frac{1{,}2}{0{,}75} = 1{,}6;\quad \alpha = 58°;\quad \beta = \varphi = 22°;$$

$$p = \frac{7{,}8}{0{,}25 + \frac{0{,}5}{2 \cdot 1{,}6}} = 19{,}5\ m;$$

$$R_1 = 19.5 \cdot 0{,}25 = 4{,}77;\ R_2 = 7{,}8 - 4{,}77 = 3{,}03;$$

$$H = 3{,}03;\ \operatorname{tg} 36° = 2{,}2\ m;$$

$$M = 2{,}2 \cdot 1 + 4{,}77 \cdot 0{,}38 + 3{,}03 \cdot 0{,}1 - 1{,}65 \cdot 0{,}15 = 4{,}07\ тм.$$

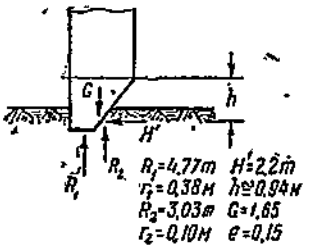
$$\sigma = \frac{6M}{1\delta^2} = \frac{4{,}07 \cdot 6}{1} = 24{,}42\ m/м^2 = 2{,}44\ кг/см^2.$$

Проверка на излом 1-й секции высотой 4 *м* (фиг. 245) как балки на двух опорах, равномерно нагруженной собственным весом и по середине сосредоточенной силой (вес перегородки):

$$M=\frac{gl^2}{8}+\frac{Ql}{4}=\frac{8{,}8\cdot 8{,}6^2}{8}+$$

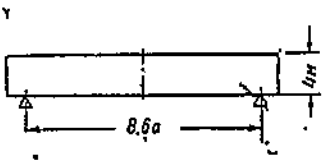
$$+\frac{7{,}2\cdot 8{,}6}{4}=81+15{,}5=96{,}5\ т/м;$$

$$\sigma=\frac{M}{W}=\frac{96{,}5}{2{,}68}=45\ т/м^2=4{,}5\ кг/м^2.$$



Фиг. 244

Проверка на обрыв. Предполагаем, что колодец на высоте 5,2 *м* от консоли освобождён от давления грунта.

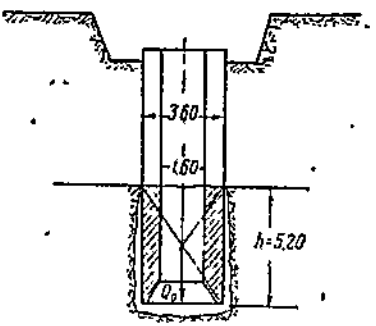


Фиг. 245

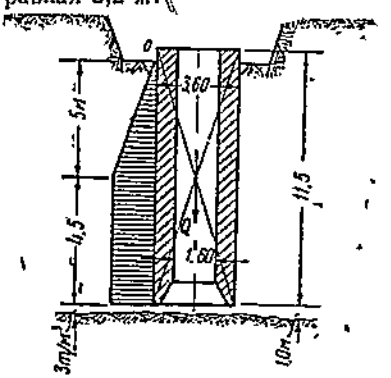
Тогда (фиг. 246) вес отрывающейся части Q_0 равен

$$Q_0=(\pi R^2-\pi r^2)\,\delta\, h\,\Delta+2\,l_{пр}\,\delta\, h\,\Delta=(3{,}14\cdot 1{,}8^2-3{,}14\cdot 1{,}3^2)\cdot 1\cdot 5{,}20\cdot 2{,}2+$$
$$+2\cdot 5\cdot 1\cdot 5{,}20\cdot 2{,}2=55{,}7+136{,}3=192\ т.$$

Здесь R — внешний радиус закругления, равный 1,8 *м*;
r — внутренний радиус закругления, равный 1,3 *м*;
δ — толщина стен, равная 1 *м*;
Δ — объёмный вес кладки, равный 2,2 *т/м*³;
h — высота отрывающейся части, равная 5,2 *м*.



Фиг. 246



Фиг. 247

Площадь сечения кольца кладки:

$$\Omega=\pi R^2-\pi r^2+2l\cdot 1=3{,}14\cdot 1{,}8^2-3{,}14\cdot 1{,}3^2+2\cdot 5\cdot 1=$$
$$=4{,}86+2\cdot 5\cdot 1=14{,}86;$$

$$\sigma_{расч}=\frac{192}{14{,}86}\approx 13{,}4\ т/м^2=1{,}34\ кг/см^2.$$

Армирование бетонной кладки не требуется.

Проверка на затирание. Полагаем, что колодец не дошёл до проектной отметки на 1 *м* (фиг. 247).

Сила трения действует на всей глубине погружённого в грунт колодца, т. е.

$$h = (5{,}2+5{,}3) - 1{,}0 = 9{,}5 \text{ м},$$

и средняя наибольшая величина её на единицу поверхности равна 2 $т/м^2$.

Тогда тормозящая опускание колодца сила трения равна

$$T = 2\cdot\left(\frac{5}{2} + 4{,}5\right) U = 14\cdot 23{,}3 \approx 337 \text{ } т,$$

где

$$U = 2\cdot 2\pi r + 2t = 2\cdot 3{,}14\cdot 1{,}8 + 2\cdot 6 = 23{,}3 \text{ м}.$$

Вес колодца Q с учётом скоса

$$Q = (h - 0{,}5)\ \Delta\delta\ (\pi R^2 - \pi r^2) + 2\, l_{пд}\, \delta\ (h - 0{,}5)\ \Delta =$$
$$= (11{,}5 - 0{,}5)\cdot 2{,}2\cdot 1\cdot (3{,}14\cdot 1{,}8^2 - 3{,}14\cdot 1{,}3^2) +$$
$$+ 2\cdot 6\cdot 1\cdot (11{,}5 - 0{,}5)\cdot 2{,}2 = 371 \text{ } т.$$

Необходимо, чтобы $Q > T$:

$$Q = 371 > T = 337.$$

Условие соблюдается и без учёта взвешивающего действия воды на колодец.

Глава IV

ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ

Изготовление и установка колодцев на грунт до начала погружения отличаются большим разнообразием и зависят от местных условий строительной площадки, типа сооружения, под которое опускаются колодцы, и материала опускного колодца.

Изготовление опускного колодца и установка его на грунт на сухой местности, например колодцы под гражданские и промышленные сооружения, а также под береговые опоры мостов, являются делом сравнительно простым; постановка колодца на дно реки или водоёма, т. е. при опускании колодца на местности, покрытой водой, является задачей, часто сложной. Ниже этот вопрос рассматривается раздельно.

§ 13. ИЗГОТОВЛЕНИЕ И УСТАНОВКА КОЛОДЦЕВ, ОПУСКАЕМЫХ НА СУХОЙ МЕСТНОСТИ

Колодцы перед погружением их в грунт могут быть изготовлены сразу на полную глубину их погружения; чаще ограничиваются изготовлением только первой нижней секции, которая в дальнейшем по мере опускания колодца наращивается.

Колодцы, изготовляемые сразу на полную высоту, находят преимущественное применение в гражданском и промышленном строительствах при небольшой глубине погружения, когда не создаются неудобства для подъёма разрабатываемого в колодце грунта; эти колодцы делаются из железобетона.

Для колодцев, изготовляемых на суше, необходимо подготовить площадку. Площадка должна быть удобной для работы, а при бетонных и железобетонных колодцах устроена так, чтобы исключалась возможность появления просадок подмостей во время бетонирования.

При наличии слабого грунта и при тяжёлых колодцах, как, например, под опоры мостов, следует делать искусственную подушку из грунта, заменив слабый грунт песком с трамбовкой последнего.

Площадь передачи давления на грунт от настила, на котором предполагается бетонирование первой секции колодца, должна назначаться с учётом несущих свойств грунта.

Высота секций колодцев, выкладываемых из кирпича, бетонных камней и бутовой кладки, обычно делается только несколько выше площадки работ и наращивается постепенно по мере погружения колодца. При таком порядке работ облегчаются ведение самой кладки и удаление поднимаемого грунта из колодца.

Наращивание колодца готовыми секциями обычно высотой в 1 *м* из металла или железобетона также производится по мере того, как предыдущая секция достаточно погрузилась в грунт.

В рассмотренных случаях не требуется прибегать к устройству подмостей, исключая настила.

При бетонных и железобетонных колодцах, изготовляемых на месте опускания, высота первой бетонируемой секции назначается до 5—6 *м* (например, в колодцах под мостовые опоры); в этих случаях для получения доброкачественной бетонной кладки в процессе её твердения требуются надёжные подмости и настил.

Перед изготовлением первой нижней секции колодца или установкой готового элемента следует на основании подсчётов выяснить, целесообразно ли начинать опускание колодца непосредственно с поверхности строительной площадки или может быть выгоднее предварительно отрыть котлован без крепления, например на глубину 2—3 *м*, если уровень грунтовых вод это допускает, и начать сборку или изготовление колодца на дне котлована.

Следует площадку котлована назначать выше уровня грунтовых вод в пределах 0,5—1,0 *м*.

Рассмотрим изготовление железобетонных и бетонных колодцев, получивших в настоящее время большое распространение в различных сооружениях.

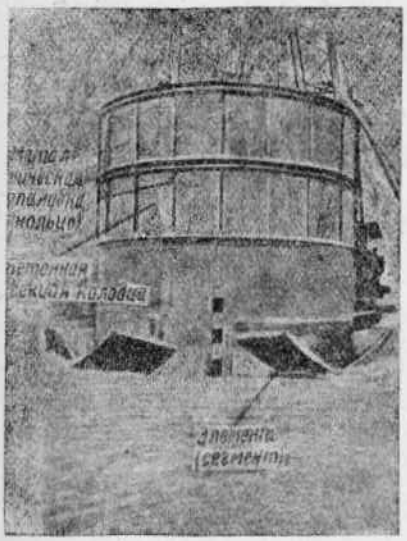
Для придания надлежащей формы колодцу последний бетонируется в опалубке. Опалубка изготовляется из дерева или металла. В зависимости от возможности повторного использования опалубка делится на разборно-переносную и стационарную.

Разборно-переносная опалубка обладает рядом преимуществ: лёгкая сборка и разборка её; обеспечиваются гладкие поверхности стенок колодца вследствие хорошей обработки поверхностей опалубки; ускоряется и удешевляется производство бетонных работ. К такой опалубке следует прибегать в тех случаях, когда предстоит массовое изготовление колодцев на данном строительстве.

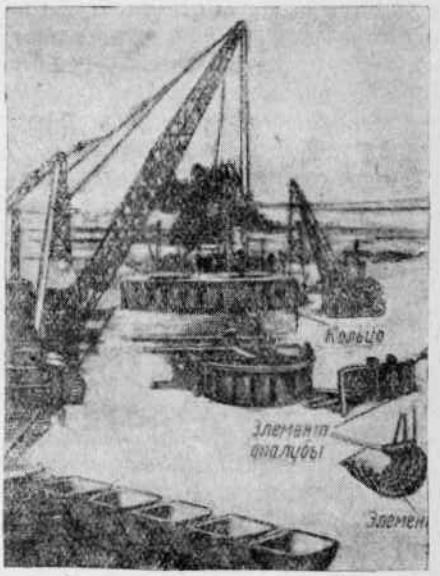
Разборно-переносная опалубка может состоять из отдельных форм по размеру сечения колодца (преимущественно металлических для небольших диаметров колодцев) и из отдельных щитов стандартных размеров, посредством которых составляется необходимая форма применительно к необходимым размерам сечения колодца. Последний тип опалубки делается из дерева и металла.

В качестве примера на фиг. 248 и 249 приводится разборно-перенос-

ная металлическая опалубка, состоящая из сегментов. Эта опалубка была применена при сооружении колодцев под опоры моста через р. Замбезе. Отдельные сегменты посредством фланцев и болтов соединялись



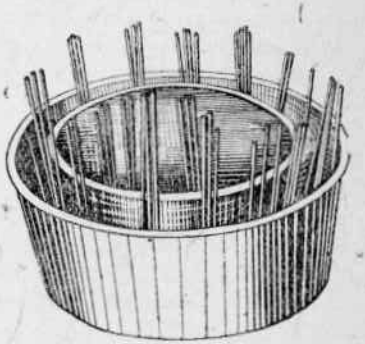
Фиг. 248



Фиг. 249

в целое кольцо. В качестве примера металлической опалубки в виде форм может служить представленная на фиг. 250 опалубка, применявшаяся на постройке одного моста в США. Внешний диаметр этой опалубки равен 2,60 *м*, внутренний — 2,0 *м*, высота цилиндрического кольца равна 1,88 *м*.

При быстро схватывающихся цементах выдерживание бетона в опалубке может быть сведено к минимальному сроку, после чего опалубка поднимается вверх для наращивания следующей секции. Эти опалубки, как отмечалось выше, обеспечивают получение гладкой поверхности колодцев.



Фиг. 250

Рассмотренная опалубка обычно собирается и перемещается вверх посредством кранов. При изготовлении железобетонных колодцев может быть также применена подвижная опалубка, формы которой подвешиваются к стержням вертикальной арматуры колодца. Вверх по этим стержням перемещаются винтовые домкраты (джеки), несущие на себе щиты опалубки и подмости, расположенные вокруг них. Ско-

рость подъёма этой опалубки при цементе марки 00 можно принимать в 1,5—2,0 *м* в сутки.

При колодцах, выполняемых по индивидуальным проектам, когда готовая опалубка звеньевая или стандартная не может быть применена, приходится делать стационарную опалубку из лесного материала. Однако и в этом случае только первая секция, имеющая обычно сложную форму ножевой части, выполняется из стационарно поставленной опалубки, а при дальнейшем наращивании кладки колодца применяются деревянные щиты, которые могут быть использованы многократно, являясь инвентарём строительной организации.

В качестве примера последнего типа опалубки, когда первая секция представляет стационарную опалубку, а дальнейшее наращивание колодца осуществляется посредством щитов, собираемых и разбираемых краном, может служить опалубка, применявшаяся в 1936 г. при постройке опускных колодцев одного из мостов под железную дорогу в СССР.

Стационарная опалубка для первой секции устанавливалась на дощатом настиле и песчаной подушке толщиной 1 *м*. На дощатый настил укладывали поперечные и радиальные лежни (фиг. 251). В лежни упёрты стойки наружной и внутренней опалубки. К стойкам укреплены рёбра, а к последним пришита обшивка. Стойки наружной и внутренней обшивок стянуты тяжами.

Стойки и обшивка для отверстий шахт распёрты продольными и поперечными распорками. Ножевая часть опалубки колодца образована подкосами, обшитыми досками.

Жёсткость опалубки в целом обеспечивается подкосами и схватками. Каркас опалубки выполнен из брёвен диаметром от 20 до 22 *см*, отёсанных на два канта.

Щитовая опалубка, применявшаяся для наращивания, как видно из фиг. 252, состоит из наружных и внутренних щитов различных размеров (номеров) и формы. Щиты посредством стяжных болтов и прижимных брусьев образуют необходимую форму для бетонирования.

Наращивание (соединение) щитов показано на той же фигуре.

Работа по изготовлению колодца начинается с предварительного монтажа (фиг. 253) и установки ножа на спланированной площадке. В бутовых и кирпичных колодцах нож является основанием для возводимой на нём кладки. Каменная кладка ведётся на цементном растворе состава не ниже 1 : 4.

В железобетонных и бетонных колодцах нож не делается отдельно от остальной части первой секции, а входит в состав её конструкции и бетонируется одновременно.

После изготовления опалубки, а в железобетонных колодцах и установки арматуры (обычно двойной) производится бетонирование колодца.

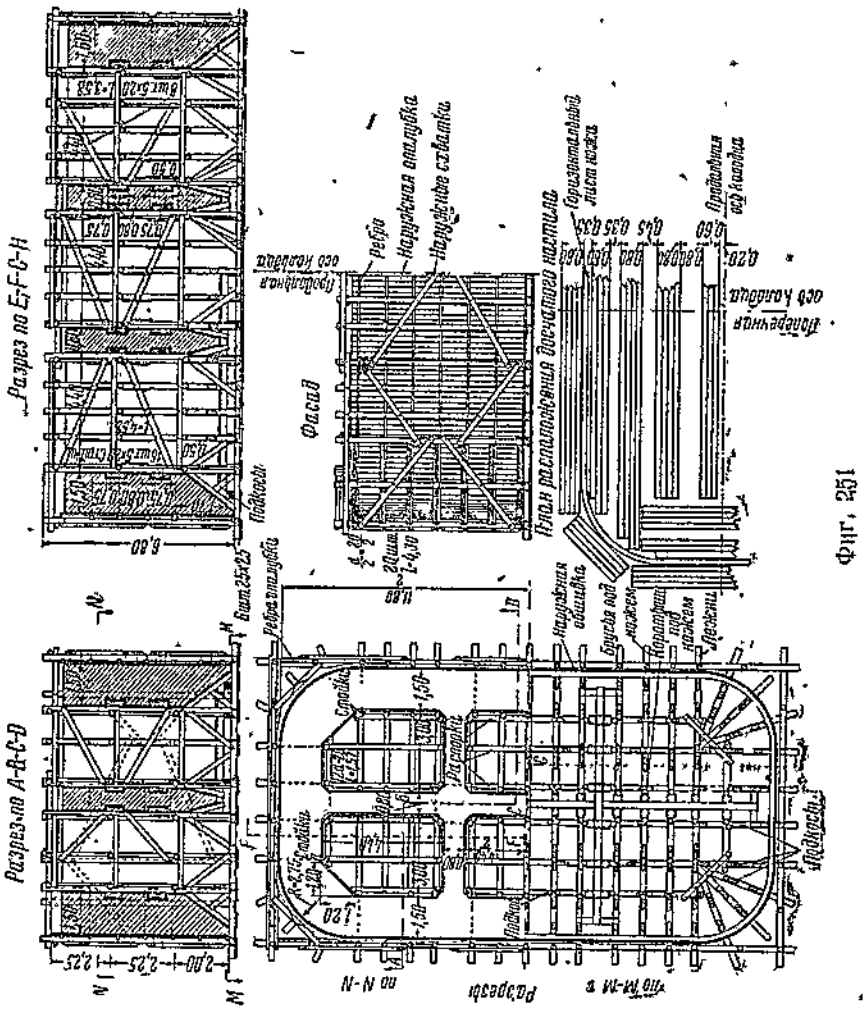
На фиг. 254 показана схема расположения кранов, применявшихся при установке щитовой опалубки, бетонировании и извлечении грунта грейфером одного из опускных колодцев под опору железнодорожного моста. Высота наращиваемой секции 6 *м*.

На фиг. 255 дан график изготовления и опускания колодца.

Порядок производства работ, подбора состава бетона и выполне-

ния бетонных и арматурных работ соответствует Техническим требованиям на постройку искусственных сооружений, утверждённым НКПС.

Краны обслуживают следующие работы: установку щитовой опалубки, бетонировку, выемку грунта грейферами и перестановку эжек-

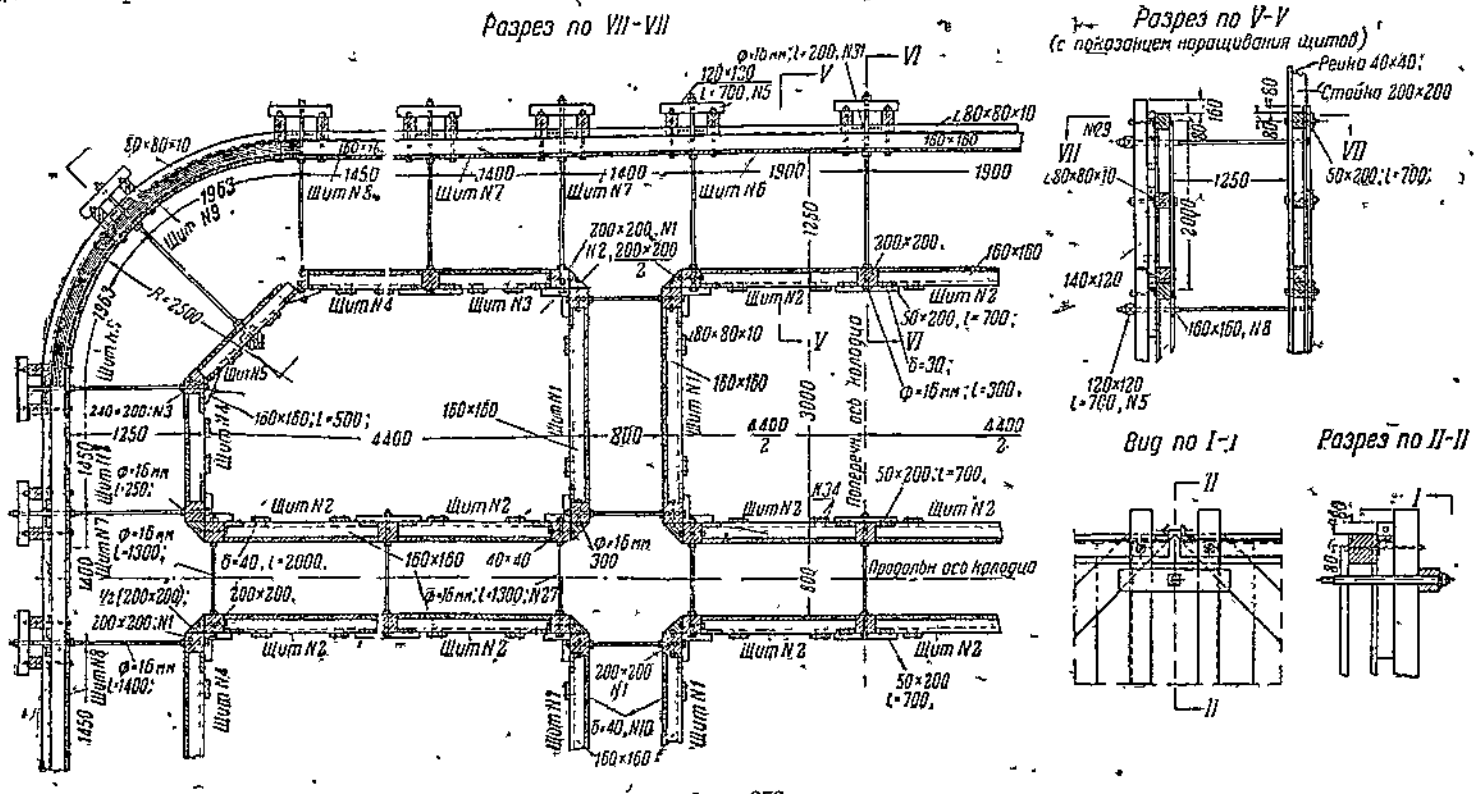


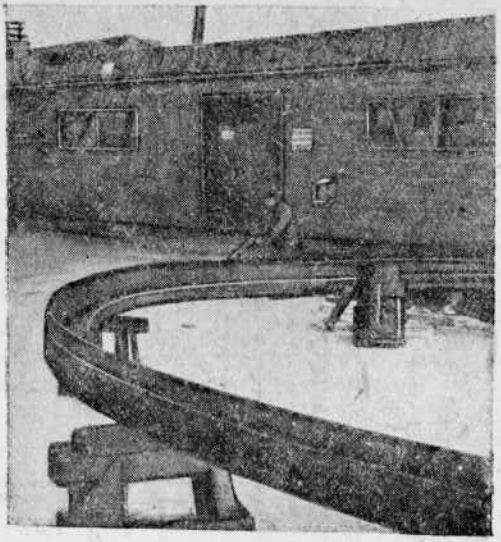
Фиг. 251

торов. Краны должны иметь трёхбарабанные лебёдки и по одной ручной.

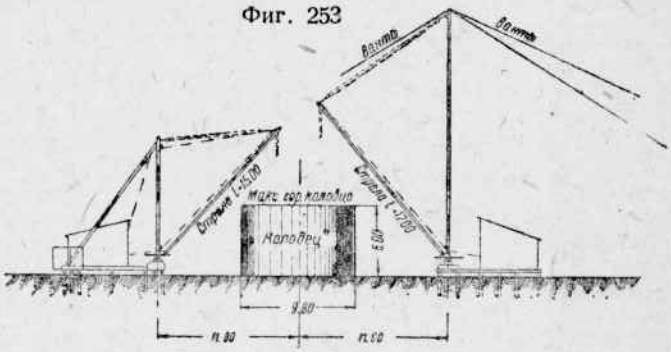
Наращивание колодца рекомендуется производить секциями высотой не менее 3 *м*.

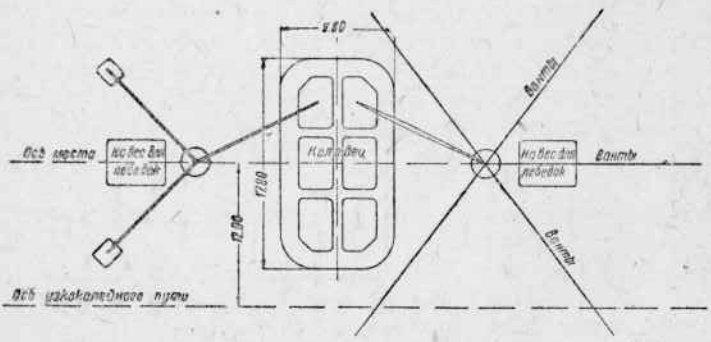
Монолитность кладки в пределах высоты секции обеспечивается


Разрез по VII-VII
Разрез по V-V
(с показанием наращивания щитов)
Вид по I-I
Разрез по II-II
Шит N1
Шит N2
Шит N3
Шит N4
Шит N5
Шит N6
Шит N7
Шит N8
Шит N9
Продольн ось колодца
Поперечн ось колодца
Рейка 40×40;
Стойка 200×200
160×160, N8
120×120
l=700, N5
160×160; l=500;
200×200, N1
50×200; l=700;
Ф=16 мм; l=300;
Ф=16 мм; l=1300;
Ф=16 мм; l=1400;
Ф=16 мм; l=1300; N27
Ф=16 мм; l=200; N31
Ф=16 мм
l=250;
Ф=16 мм
300
δ=40, l=2000.
δ=40, N10
δ=30;
40×40
240×200; N3
200×200; N1
200×200
N1
200×200
N2
200×200.
160×160
160×160
160×160



Фиг. 253



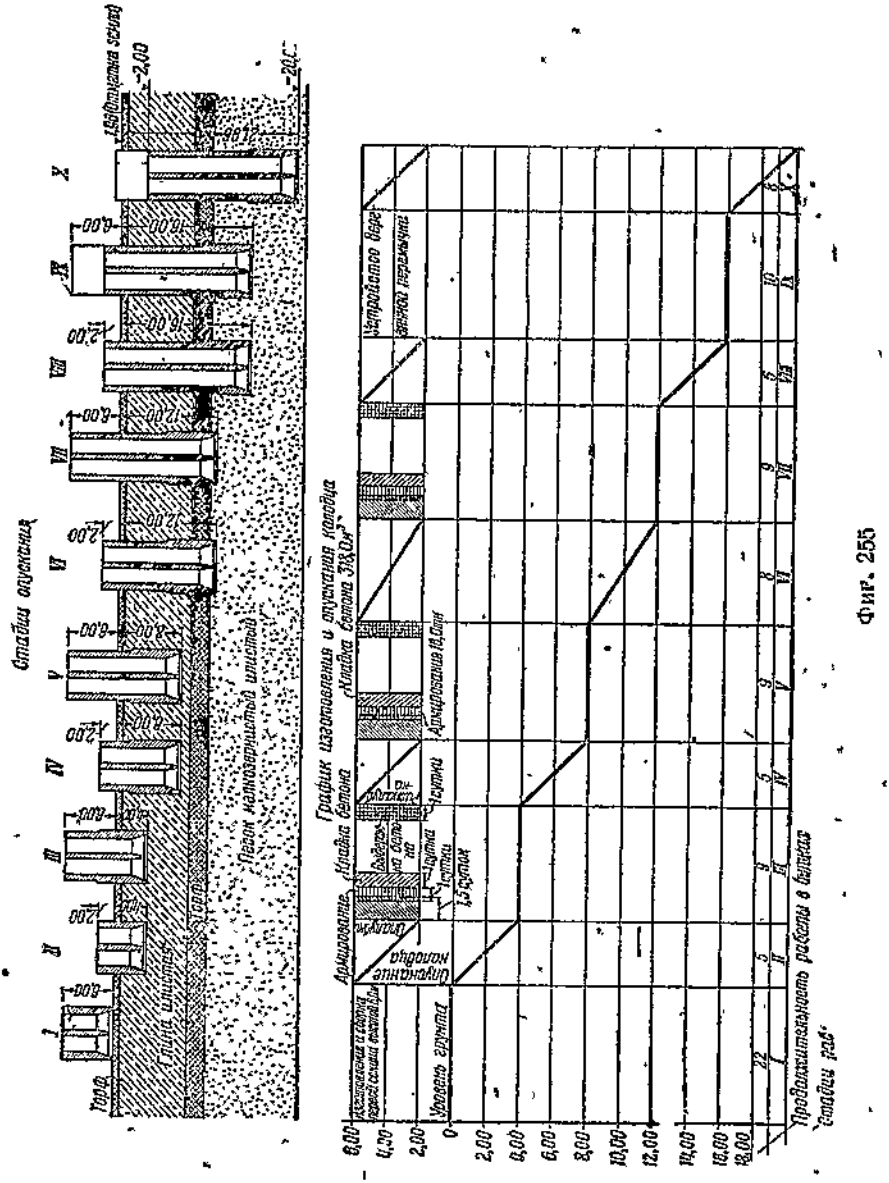


Фиг. 254

интенсивностью бетонирования; поднятие уровня бетона в час должно быть не меньше величины

$$i = \frac{0{,}5}{k}\ [м];$$

здесь k — срок начала схватывания применяемого цемента в часах.



Фиг. 255

Бетон секции должен получить достаточную прочность ранее момента его погружения ниже горизонта воды (или грунта).

Процесс изготовления железобетонного опускного колодца по стадиям работ и его опускания (к фиг. 255).

Стадии работ	Наименование работ	Глубина опускания колодца при данной стадии работ	Полная глубина опускания колодца	Продолжительность работ в сутках	
				по данной стадии работ	всего от начала работ
I	Изготовление 1-го нижнего звена колодца высотой 6,0 *м* . .	—	—	22	22
II	Опускание 1-го звена на 4 *м* .	4,0	4,0	5	27
III	Наращивание 2-го звена колодца на 4,0 *м*	—	4,0	9	36
IV	Опускание колодца на 4,0 *м* . .	4,0	8,0	5	41
V	Наращивание 3-го звена колодца на 4,0 *м*	—	8,0	9	50
VI	Опускание колодца на 4,0 *м* . .	4,0	12,0	18	68
VII	Наращивание 4-го звена колодца на 4,0 *м*	—	12,0	9	77
VIII	Опускание колодца на 4,0 *м* . .	4,0	16,0	6	83
IX	Наращивание 5-го звена колодца из деревянных брусьев . .	—	16,0	10	93
X	Опускание колодца на 4,0 *м* . .	4,0	20,0	18	111

В наплавных колодцах устраивается жёсткая обшивка, предохраняющая бетон от повреждения под действием внешних сил.

Металлические опускные колодцы, опускаемые с суши, в СССР не применялись.

О металлических колодцах, применяющихся в заграничной, в особенности американской, практике, будет сказано ниже при описании погружения колодцев в грунт.

§ 14. ИЗГОТОВЛЕНИЕ И УСТАНОВКА КОЛОДЦЕВ, ОПУСКАЕМЫХ НА МЕСТНОСТИ, ПОКРЫТОЙ ВОДОЙ

При устройстве опор на местности, покрытой водой, опускные колодцы находят достаточное применение и в тех сложных случаях, когда глубина погружения становится недоступной даже при ведении работ кессонным способом.

Применение опускных колодцев на местности, покрытой водой, осуществляется одним из следующих четырёх приёмов:

1) изготовление и опускание с искусственного островка;
2) изготовление и опускание с постоянных подмостей;
3) изготовление и опускание с плавучих подмостей;
4) опускание колодцев наплаву.

а) Изготовление и опускание искусственного островка

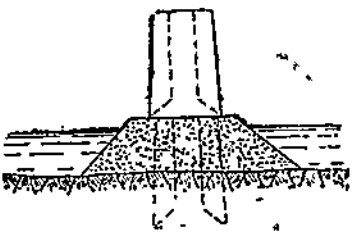
На месте устройства опоры в реке или другом месте, покрытом водой, возводится искусственный островок (фиг. 256).

Считалось, что возведение искусственного островка экономически выгодно при глубине воды до 4 *м*, но за последнее время техника устройства искусственных островков настолько пошла вперёд, что те-

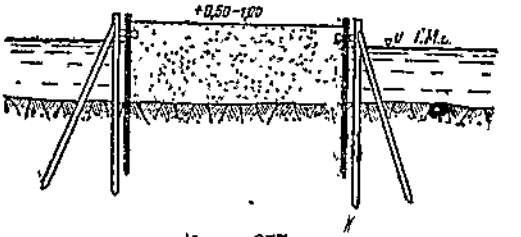
перь находят экономически целесообразным применять их при глубине воды более 15 *м* (постройка опор моста Свисен-Бэй). В простейшем случае при малой глубине воды (до 1,5—2 *м*) и при отсутствии течения островки возводятся без укрепления откосов, которые получаются под водой пологими и требуют много грунта. Для экономии объёма отсыпки при малой глубине воды при наличии течения целесообразно переходить к ограждению островка шпунтовыми стенками. При глубине воды более 2 *м* невыгодно применять свободно стоящие шпунтовые стенки; поэтому их укрепляют свайными козлами-подкосами (фиг. 257).

При глубине воды 5—6 *м* прибегают к устройству более сильного ограждения из ряжевой стенки или из двойной шпунтовой стенки, стянутой тяжами. Ограждение должно быть плотным и вместе с заполнением обеспечивать от размывания грунта островка.

Для образования тела искусственного островка рекомендуется применять песчаные грунты, плотно укладывающиеся под водой. Не



Фиг. 256



Фиг. 257

следует отсыпать островки из илистого, слабого и сильно сжимаемого грунтов. Является целесообразным возводить островки посредством гидромеханизации (землесосов).

В отличие от рассмотренных типов ограждения островков появившийся металлический шпунт при наличии специального замка, допускающего передачу вдоль стенки разрывающих усилий, позволил увеличить глубину, при которой можно устраивать островок. При круглой форме островка, ограждённого металлическим шпунтом, при высоком сопротивлении металла растягивающим напряжениям эти шпунтовые стенки (фиг. 258) получаются лёгкими и не требуют поддерживающих креплений, неизбежных при прямолинейных очертаниях деревянных шпунтовых стенок.

Металлический шпунт типа Лакованна позволяет выполнять островки при глубине воды до 12 *м*.

На постройке моста в Брисбене при ограждении островков металлическим шпунтом глубина воды была 15,4 *м*.

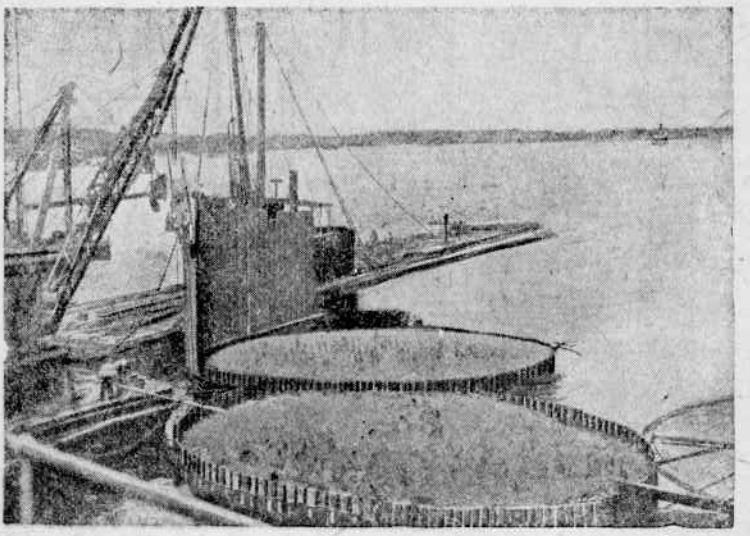
Кроме островков в шпунтовом ограждении в США при большой глубине воды получило распространение ограждение островка посредством металлических цилиндров из листового железа.

В качестве примера ограждения металлическим цилиндром могут служить островки, применявшиеся при опускании колодцев под опоры моста в бухте Сан-Франциско на глубину 46 *м* при глубине воды 13 *м*.

Вокруг будущего островка забивались сваи длиной до 38 *м* для устройства на них подмостей. На свайных подмостях устанавливались башни-опоры (фиг. 259).

На подмостях посредством копров собирался цилиндр диаметром 24,69 *м*. Цилиндр собирался из клёпаных колец, сверху и снизу окаймлённых уголками, допускавшими сборку колец на болтах. Нижней кромкой цилиндр опирался на балки подмостей, выпущенные внутрь островка.

После сборки первых секций цилиндра последние подвешивались на тросах к копрам-башням, и после удаления консолей балок цилиндры опускались лебёдками в воду. По мере опускания производилось наращивание последующих секций, пока цилиндры не сели на дно. Затем оболочка была заполнена песком.



Фиг. 258

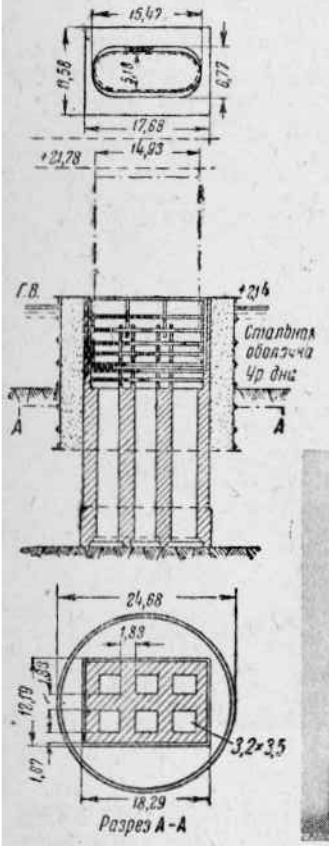
Железобетонные колодцы (фиг. 260) имели размеры 18,29 × 12,19 *м* при шести шахтных отверстиях. Бетонировались на островке так же, как на суше, в металлических передвижных формах; через каждые 3 *м* бетонирования по высоте формы поднимались. После изготовления колодца на высоту 7,62 *м* и затвердения бетона началось погружение. Грунт вычерпывался посредством грейферов. По окончании опускания колодца ограждение островка извлекалось.

Другой пример применения ограждения металлическим цилиндром островка для опор моста имел место в Новом Орлеане (США). Общий вид сборки цилиндра показана на фиг. 261. Цилиндры изготовлялись из листового железа толщиной от 12 до 17 *мм* с кольцами жёсткости из уголков, которые устанавливались через 1,5 *м*. Диаметр цилиндра 37 *м*, высота 25 *м*.

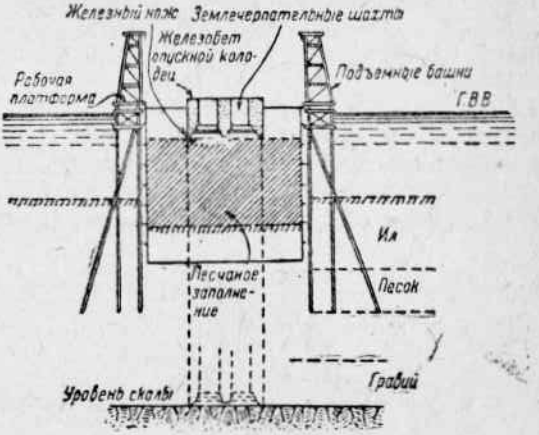
На постройке опоры моста Свисен-Бэй применялись цилиндры для островков в большом количестве при диаметре 25 *м*. Цилиндры

в илистый грунт дна погружались от собственного веса на 12 *м*. Полная высота цилиндров составляла 30 *м*.

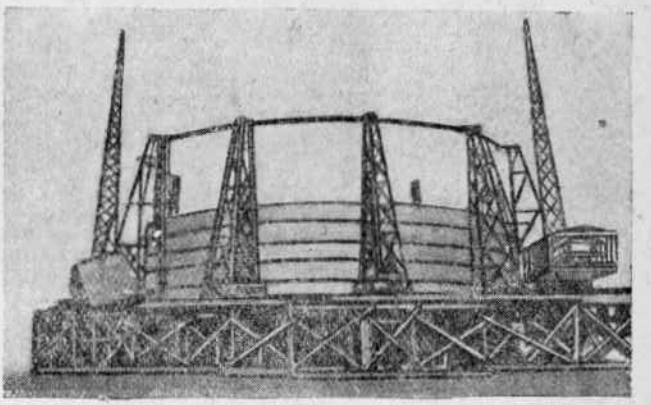
Во всех случаях применения искусственного островка работы по устройству колодцев ничем не отличаются от обычных при опускании их на сухом месте.



Фиг. 260



Фиг. 259



Фиг. 261

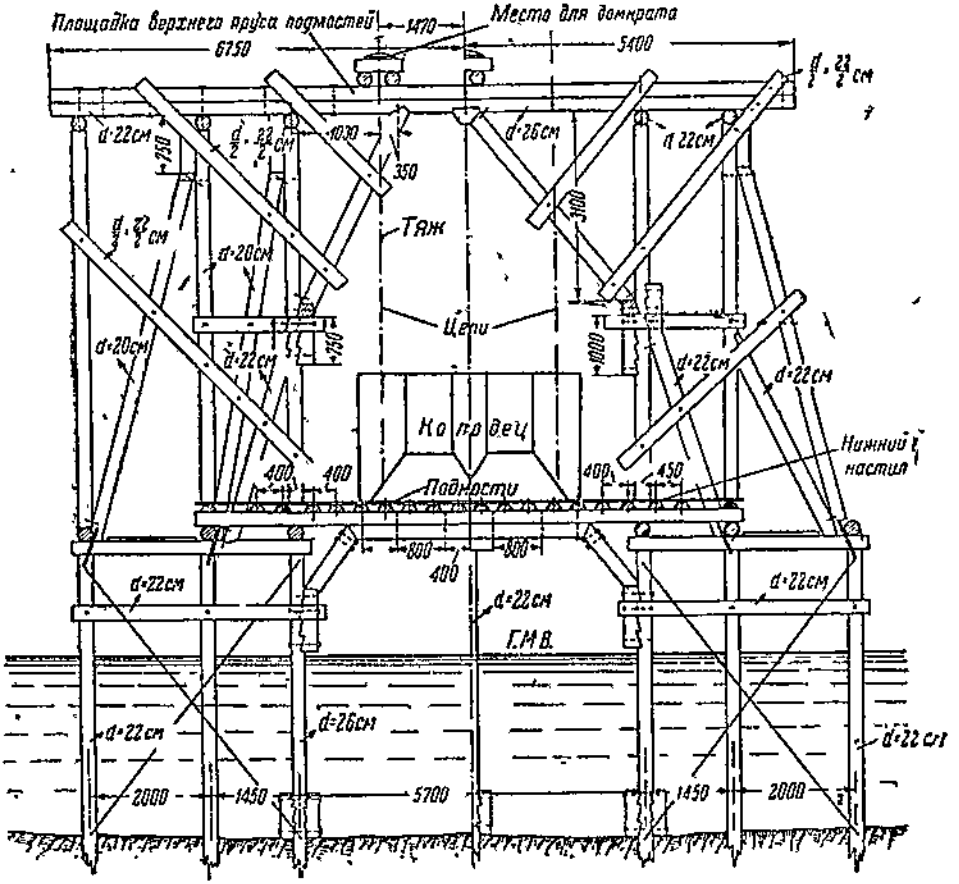
б) Изготовление и опускание колодцев на дно с постоянных подмостей

Сущность этого метода заключается в том, что в грунт дна реки забиваются деревянные сваи. На сваях устраивается нижний настил, на котором изготовляется колодец. Для установки винтовых домкратов и подвешивания к ним на цепях или штангах колодца во время спуска на дно (фиг. 262) над нижним настилом делается надстройка по типу ригельно-подкосной конструкции с верхней площадкой.

Для облегчения конструкции подмостей последние могут применяться только для подвешивания и спуска колодца на дно, тогда как

колодец может быть изготовлен в стороне (на берегу или на понтонах) и доставлен на судах к подмостям.

Колодец, изготовленный на подмостях, подвешивается к цепям через пропущенные в кладке колодца тяжи и перед опусканием посредством винтовых домкратов приподнимается вверх; тогда нижний настил подмостей убирается, и колодец на винтовых домкратах погру-



Фиг. 262

жается через воду на дно. В процессе погружения производится наращивание стен колодца.

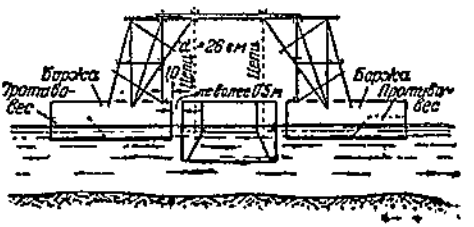
При этом способе изготовления и погружения колодца на дно прибегают к прежней практике, когда колодцы делались лёгкими из дерева и металла.

Тяжёлые колодцы (бетонные, каменные толстостенные, железобетонные) нерационально погружать с этих подмостей, так как для этого требуются мощные подмости, а также устройство дорогих подвесных и спускных приспособлений. Описание последних подробно дано в разделе девятом «Кессоны».

Опускание колодцев с постоянных подмостей производилось при глубине воды до 5 *м*. В настоящее время экономичнее дорогостоящие стационарные подмости, устраиваемые для опускания одного колодца, заменять устройством искусственного островка. При этом с последнего могут быть опущены колодцы, выполненные из различных материалов, в том числе и тяжёлые толстостенные колодцы, которые в большинстве случаев рационально применять для успешного погружения.

в) Изготовление и опускание колодцев с пловучих подмостей

При глубокой воде или невозможности забить сваи в грунт, когда не были ещё изобретены ограждения для опускания колодцев с островков при большой глубине и не был так хорошо усовершенствован метод опускания колодцев наплаву, часто для опускания на дно колодцев прибегали к пловучим подмостям. При этом способе колодцы изготовляются на самих подмостях, на специальных понтонах или на берегу, откуда доставляются к месту погружения.



Фиг. 263

Пловучие подмости выгодно используются при опускании с них нескольких колодцев; кроме того, они могут по окончании одной работы быть переброшены на другие. Но опускание с пловучих подмостей имеет ряд крупнейших недостатков, например затруднена установка колодца на дно ввиду чувствительности всей системы к волнениям и необходимости прибегать к сложным устройствам для подвешивания.

Пловучие подмости состоят из двух барж или понтонов, на которых устраиваются собственно подмости в виде портального крана, к которому подвешивается колодец. Тип этих подмостей показан на фиг. 263.

В том случае, когда колодец собирается на пловучих подмостях, на уровне палубы барж или понтонов делается настил.

Суда-подмости закрепляются на реке посредством носового, кормового и бортовых якорей. Целесообразно баржу закреплять на тросе к кусту свай, который забивается выше течения на расстоянии 50 *м*, если нет уверенности в том, что якори не будут сдавать.

г) Опускание колодцев на дно наплаву

На фиг. 264 представлены простейшие схемы, поясняющие идею наплавных опускных колодцев.

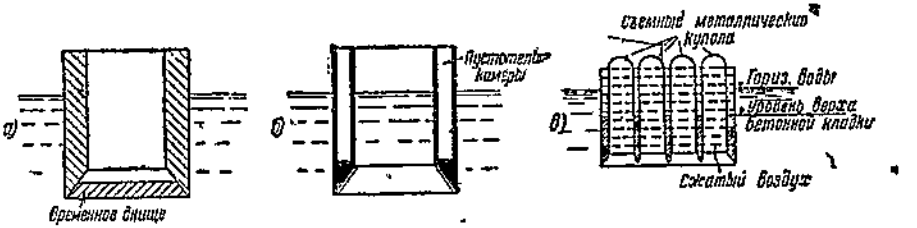
Пловучесть колодца на фиг. 264, *а* достигается устройством временного днища. Стенки колодца и днище образуют ящик с внутренним объёмом, вполне достаточным, чтобы такой колодец держался на воде самостоятельно без посторонней поддержки.

Пловучесть колодца на фиг. 264, *б* достигается наличием в его конструкции пустотелых камер-ящиков. Объёма пустот должно быть достаточно, чтобы этот колодец держался на воде без посторонней помощи.

Пловучесть колодца на фиг. 264, *в* достигается наличием в нём шахт, закрываемых сверху съёмными куполами; в эти шахты подаётся сжатый воздух под купола, которыми вода вытесняется вниз шахт. Регулируя подачу сжатого воздуха под купол и вытесняя тем самым из шахт воду, можно сохранить желаемые условия осадки в воде наплавного опускного колодца по этой схеме.

Наплавные колодцы по фиг. 264, *а* и *б* делаются железобетонными и металлическими. Колодцы по фиг. 264, *в* делаются металлическими.

Погружение колодца по схеме фиг. 264, *а* с временным днищем через воду и постановка на дно осуществляются заполнением его балластом, преимущественно водой, с одновременным наращиванием стен так, чтобы верхняя кромка кладки всегда находилась выше уровня воды или выше верха установленной водонепроницаемой обшивки.



Фиг. 264

По достижении дна и углублении в него колодца временное днище пробивается или взрывается, чем и достигается постановка на грунт колодца. По этой схеме колодцы могут быть сделаны с одной и многими ячейками.

Погружение в воду колодца по фиг. 264, *б* осуществляется заполнением пустотелых камер балластом (водой) с одновременным наращиванием стен колодца и постановкой обшивки, верх которой делается выше уровня воды. По достижении дна посадка колодца делается удалением балласта.

Балласт в рассматриваемых типах необходим для регулирования посадки колодца в проектное положение, что и может быть достигнуто с сохранением пловучих свойств колодца. Погружение колодца по фиг. 264, *в* осуществляется заполнением пространства между вертикальными цилиндрами и наращиваемой наружной стенкой бетоном, а пловучесть поддерживается вдуванием воздуха под купола в цилиндры. Наращивание цилиндров при погружении производится по частям. Подачей воздуха в цилиндры обеспечивается хорошая регулировка при постановке колодца на дно; особенно удобно производить погружение колодца на большую глубину в илистое дно, поддерживая колодец наплаву, пока он не опустится до надёжного слоя грунта.

Согласно Техническим требованиям на производство работ по искусственным сооружениям НКПС к наплавным колодцам, применяемым для возведения опор под железнодорожные мосты, предъявляются следующие требования.

При наплавных колодцах для возможности держать кладку стен ниже горизонта воды в реке водонепроницаемая напорная обшивка

проверяется расчётом на возможное давление воды. Устройство напорной обшивки и способы расчалки и крепления наплаву опускных колодцев ничем не должны отличаться от подобных работ при опускании кессонов (см. ниже).

Во избежание аварии не рекомендуется опускание наплавных колодцев с временным днищем тогда, когда дно реки состоит из илистых или иных легко размываемых грунтов.

Опускание наплавных колодцев на дно производится по заранее составленному графику. Осадка регулируется выведением кладки стен колодца согласно графику (см. ниже аналогичные графики погружения наплавных кессонов).

Устойчивость колодца обеспечивается выведением кладки стен до уровня горизонта воды в реке, после того как колодец углубится в грунт дна на определённую глубину, зависящую от прочности грунта.

При илистом дне и других слабых грунтах, не гарантирующих устойчивости колодца, опускание следует производить в подвешенном состоянии до тех пор, пока колодец не углубится до надёжных грунтов.

При песчаных грунтах выведение кладки до уровня воды в реке может производиться только после того, как нож колодца углубится в грунт дна на величину t:

$$t \geqslant 2{,}4\frac{H}{a},$$

где t — глубина погружения ножа колодца в грунт в *м*;
H — глубина воды в месте опускания в *м*;
a — ширина колодца по низу в *м*.

§ 15. ИЗГОТОВЛЕНИЕ И СПУСК НАПЛАВНЫХ КОЛОДЦЕВ

Изготовление и спуск наплавных колодцев на воду производятся в зависимости от местных условий различными способами: изготовление на берегу и спуск по стапелям в воду; изготовление в доках (для этой цели может быть применён плавучий док) и т. д.

Спущенный на воду наплавной колодец доставляется буксиром к месту погружения, где и раскрепляется для удержания на воде посредством тросов и якорей.

В разделе «Кессоны» подробно рассмотрены методы, применяемые для спуска на воду, и крепления на воде наплавных кессонов. Рассмотренные там приёмы могут быть в одинаковой мере применены для наплавных колодцев.

Ниже мы остановимся на рассмотрении наиболее интересных примеров опускания наплавных колодцев.

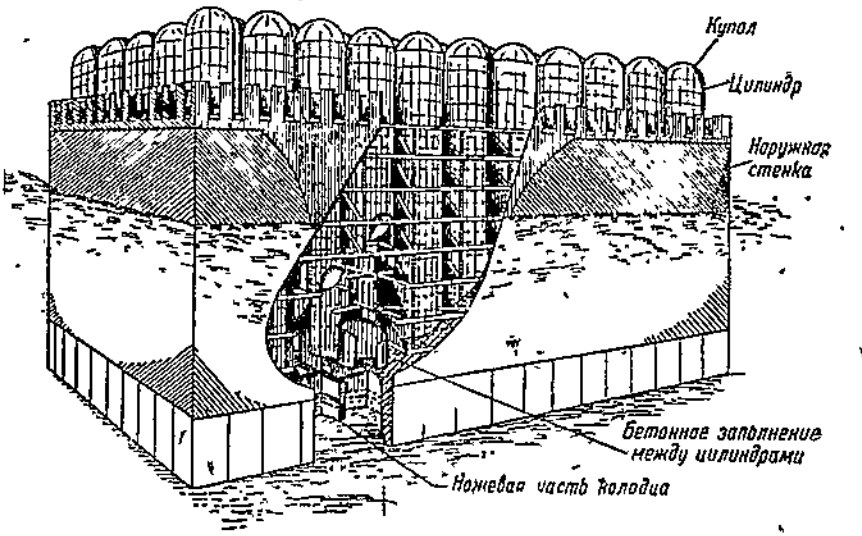
а) Наплавной металлический спускной колодец, применённый для опускания на глубину 72,6 *м* от уровня воды

При постройке опор Оклендского моста в Сан-Франциско потребовалось заложить опоры на глубину 72,6 *м* ниже уровня воды в бухте. Глубина воды залива составляла 32 *м*, и наличие мягких илистых грунтов дна исключало возможность применения тяжёлых опускных

колодцев или устройства подмостей, с которых можно было бы вести опускание колодца. Поэтому потребовалось сконструировать лёгкую систему, которую можно было бы на воде в пловучем состоянии доставить, опустить и, кроме того, иметь возможность производить регулировку при посадке колодца на дно в первоначальный период погружения в грунте на случай отклонения колодца от оси моста.

На фиг. 265 показан общий вид этого оригинального опускного пловучего колодца. Применявшиеся колодцы состояли из металлических цилиндров, расположенных в 4 ряда, в каждом ряду по 7 шт. Цилиндры закрывались сверху куполами и соединялись между собой в единую жёсткую систему.

В цилиндры подавался сжатый воздух, которым вытеснялась вода из них, чем создавались требуемые условия для пловучести колодца.



Фиг. 265

Цилиндры в процессе погружения наращивались, для чего купола снимались, цилиндрические секции добавлялись и цилиндры снова закрывались; одновременно открывалось не более 10% цилиндров.

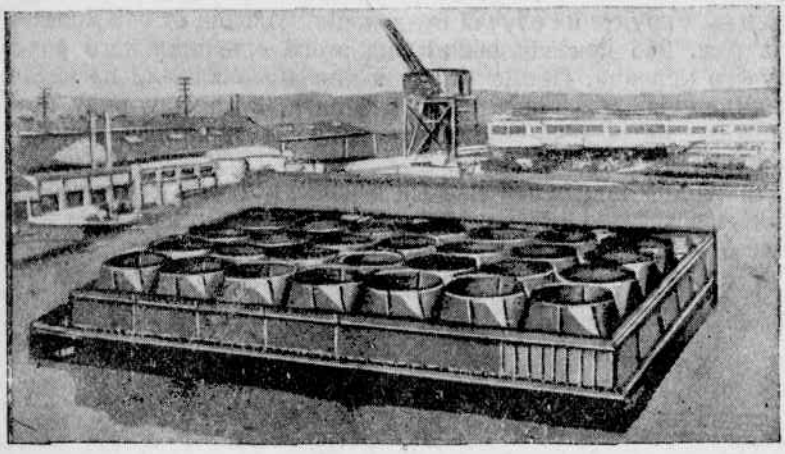
При погружении колодца пространство между колодцами и наружной обшивкой заполнялось бетоном.

Нижняя ножевая часть колодца представляла раму, которая была составлена из продольных и поперечных балок коробчатого сечения. В промежутках между балками устанавливались металлические цилиндры диаметром 4;57 *м*. Цилиндры по высоте раскреплялись распорками. Соединение элементов колодца производилось сваркой.

После спуска нижней секции колодца на воду (фиг. 266) до буксирования к месту погружения высота их доводилась до 13,71 *м*.

Крепление на воде колодца в месте погружения осуществлялось бетонными якорями весом 18—25 *т*, от которых шли тросы для зачаливания колодца (фиг. 267).

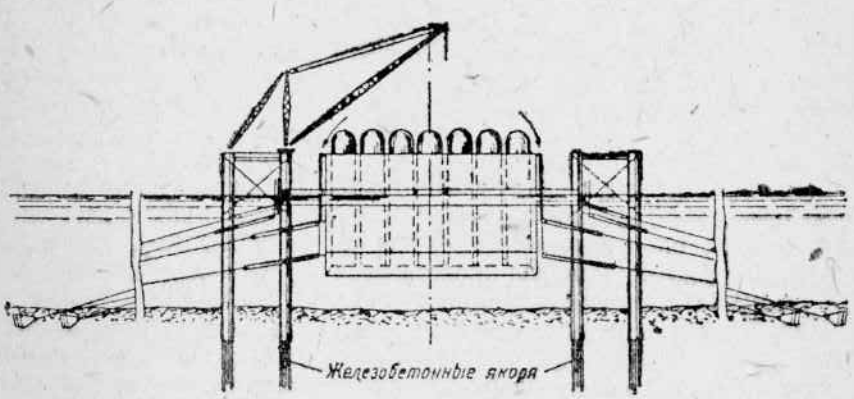
В процессе погружения колодцев наращивание и снятие куполов цилиндров производились автогенной резкой и электросваркой. Наращивание производилось секциями на высоту 12,20 *м*. Для предотв



Фиг. 266

вращения наплыва грунта в цилиндры при съёмке куполов накачивалась вода выше уровня воды в бухте, чем создавался обратный противоток.

Таким образом, парализовалась возможность наклона колодцев.



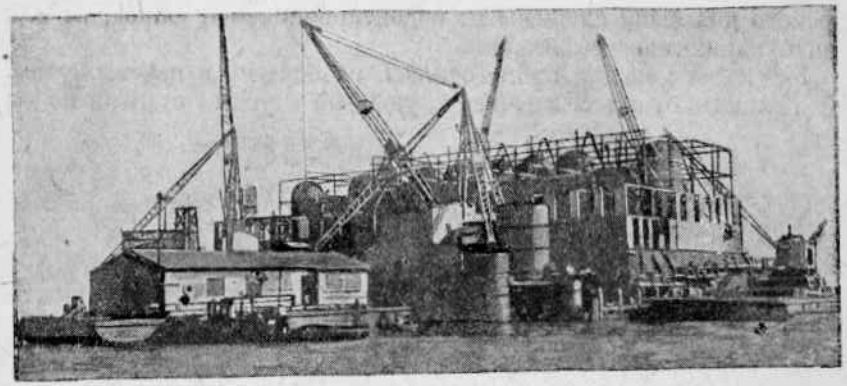
Фиг. 267

Давление сжатого воздуха в цилиндрах доводилось до 2,8 *кг/см²*, а наружная обшивка подвергалась напору воды высотой до 9 *м*.

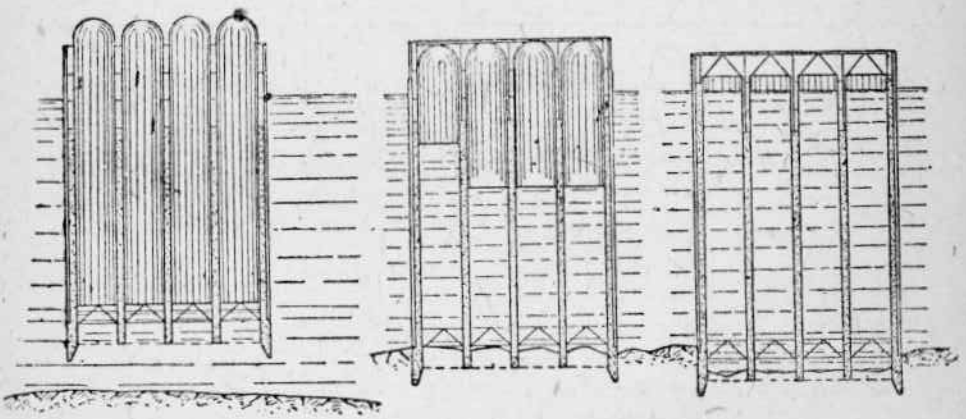
После выпуска сжатого воздуха из цилиндров снимались купола и из них производилось землечерпание посредством грейфера, подвешенного к деррик-крану, установленному на подмостях.

Подмости в зависимости от глубины воды применялись свайные (фиг. 267) или пловучие (фиг. 268).

На фиг. 269 показана схема посадки колодца на дно посредством маневрирования давления сжатого воздуха в цилиндрах и заполнения последних водой.



Фиг. 268



Фиг. 269

б) Наплавной железобетонный колодец с трубчатым ножом

Своеобразный тип железобетонных колодцев с трубчатым ножом представляют колодцы, опущенные под быки моста через р. Малый Бельт в Дании (фиг. 270).

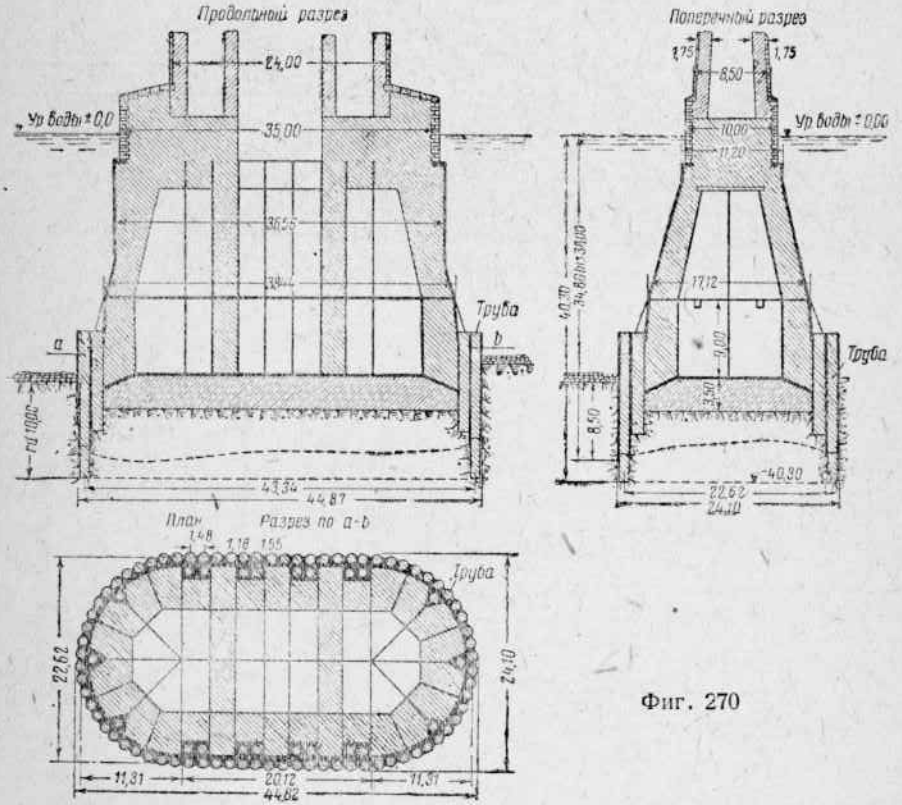
Как видно из фигуры, колодец имеет длину 44,82 *м* и ширину 24,10 *м* с закруглениями коротких сторон. Внизу по периметру колодец опоясан железобетонными трубами внутренним диаметром 1,18 *м*.

Пространство, ограниченное этими трубами, открытыми снизу и сверху, имеет высоту около 7 *м*, причём длина трубы, выступавшая за основную конструкцию ножа колодца, подбиралась в соответствии

с заснятым профилем морского дна. Концы их, таким образом, не находились на одной плоскости, и это необходимо было для обеспечения посадки колодца на дно в вертикальном положении. Применение такой необычной конструкции колодца диктовалось условиями грунта морского дна и избранным способом погружения.

На месте опускания глубина воды составляла 30 *м*, а верхние слои морского дна были сложены из водонепроницаемой глины, не содержащей каких-либо включений.

Постройка колодца производилась на берегу в перевёрнутом на 180° положении, что обеспечивало удобный спуск со стапеля по верх-



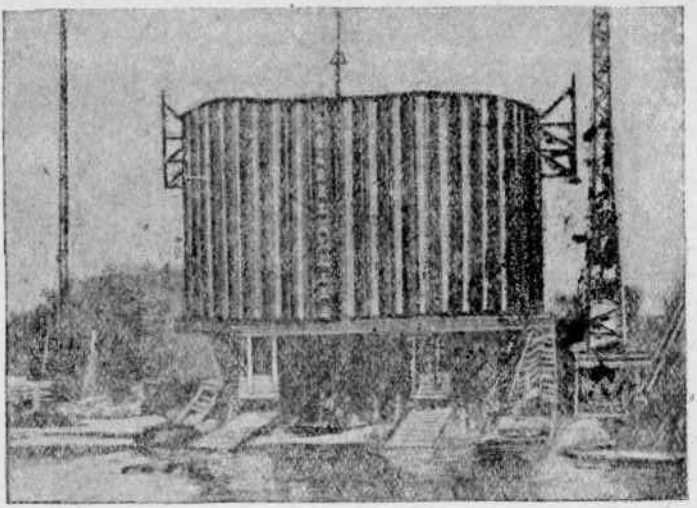
Фиг. 270

ней плоскости колодца; это затруднительно было бы сделать при неровном контуре нижней поверхности пустотелых труб. Спуск готового колодца со стапеля по верхней гладкой плите показан на фиг. 271. Для увеличения пловучести полого тела колодца трубы временно закрывались снизу.

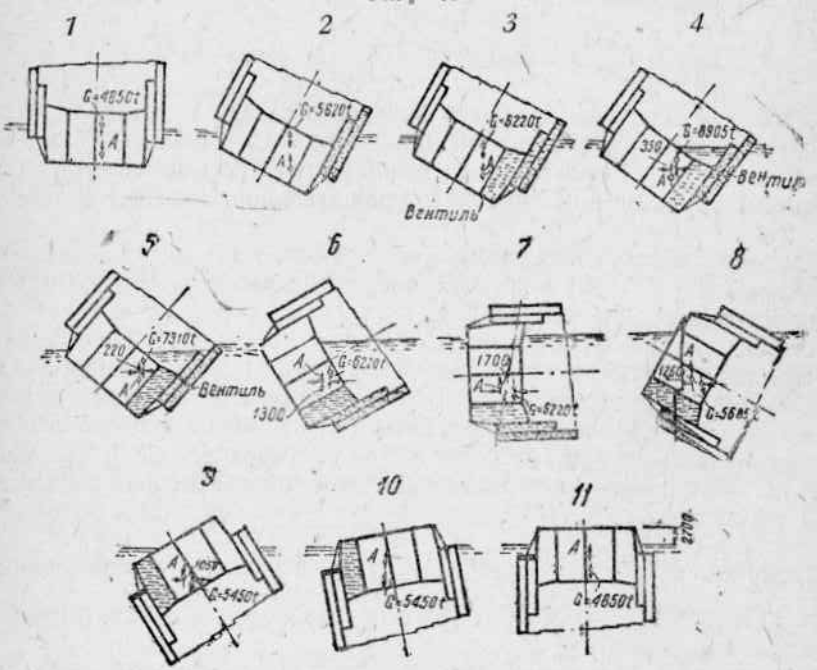
Для переворачивания на воде плавающего колодца его односторонне загружали балластом.

На фиг. 272 показан ряд последовательных положений колодца при повороте его на 180°: положение *1* — колодец без загрузки; *2* — одностороннее загружение труб гравием; *3* — заполнение семи ячеек водой; *4* — вращение при добавлении воды; *5* — добавлено ещё воды;

6 — колодец вращается при заливании воды за борт колодца; *7* — колодец повёртывается на 90°, и гравий начинает высыпаться; *8* — ко-



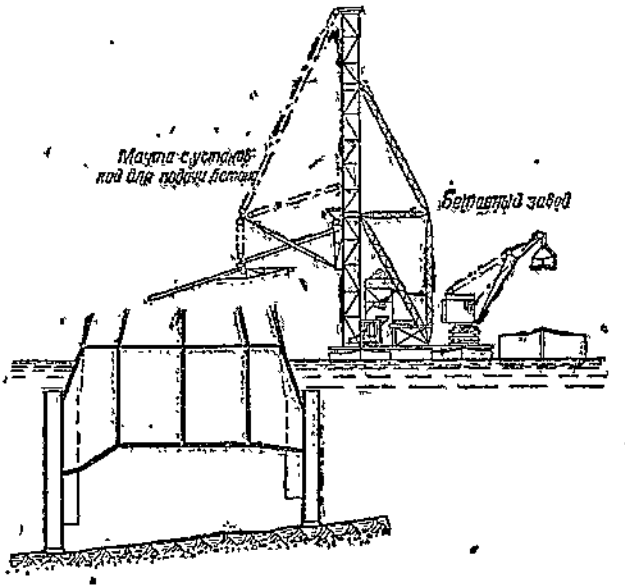
Фиг; 271



Фиг. 272

лодец в результате освобождается от гравия и продолжает вращаться; *9* — балласт из труб высыпается; *10* — при наличии воды в семи

камерах колодец перестал поворачиваться, остановившись на угле поворота 170°; *11* — выпуск воды посредством сжатого воздуха из камер колодца, принимающего нормальное положение.



Фиг. 273

Далее, посредством плавучего бетонного завода колодец наращивался (фиг. 273) и после заполнения камер колодца водой (балласт) опускался на дно. Затем железобетонные трубы наращивались металлическими трубами и начиналось вращательное бурение в трубах (фиг. 274).

Плотная глина разминалась при бурении, разжижалась водой и выбрасывалась сжатым воздухом вверх (пневматическая эжекция); камни извлекались грейфером.

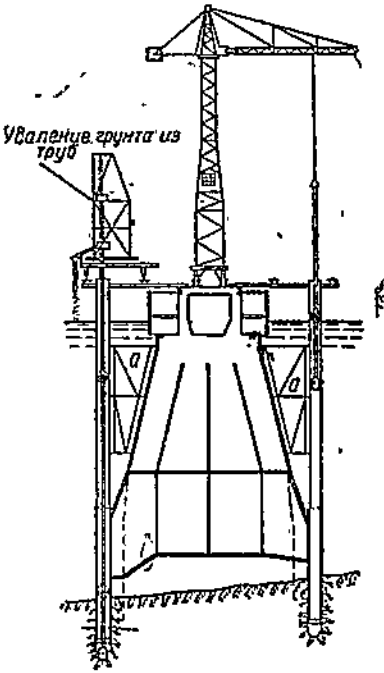
По мере удаления грунта из труб колодец опускался. По достижении проектной глубины продолжалось бурение скважин в глине ещё на 4 *м* ниже трубчатого ножа. Затем производилось бетонирование скважин и труб. После твердения бетона в скважинах и откачки воды из ограждённой трубами полости (камеры колодца) разрабатывали грунт насухо. Заполнение камеры бетоном производилось на высоту 3,5 *м* от потолка (фиг. 275).

в) Плавучие железобетонные колодцы (при реконструкции опоры)

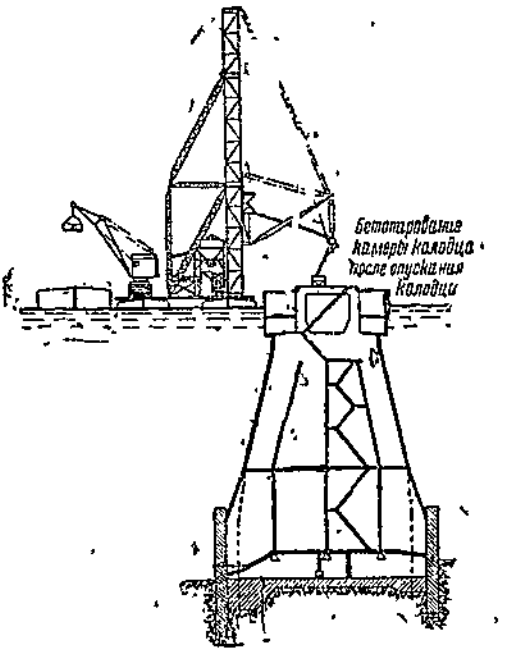
При реконструкции одного из мостов в СССР применялся плавучий железобетонный колодец.

Этот колодец имел две железобетонные стенки, которые внизу посредством скоса внутренней стенки и горизонтальной банкетки соединялись вместе, образуя кольцевую по периметру камеру. К верхней кромке колодца прикреплялась перемычка-обшивка. Камеры и пере-

мычка-обшивка обеспечивали необходимую плавучесть. Колодец был изготовлен у берега реки на искусственном островке, затем опущен до глубины, при которой колодец должен плавать. После землечерпанием со стороны реки грунт островка был удалён, и колодец, оказавшись наплаву, дальше буксировался к месту установки на старый



Фиг. 274



Фиг. 275

свайный ростверк, который был обнажён после разборки кладки старой опоры. Шахта колодца заполнялась подводным бетонированием.

§ 16. СЪЁМНЫЕ ПЛОВУЧИЕ КОЛОДЦЫ

При сооружении опор моста через пролив Шторштрем (1933—1937 гг.) были применены своеобразные металлические съёмные колодцы (универсальные агрегаты) для устройства фундаментов 41 быка при глубине 10—16 *м*.

Колодцу овальной формы в плане (фиг. 276) придавалась плавучесть при наличии двойных стен.

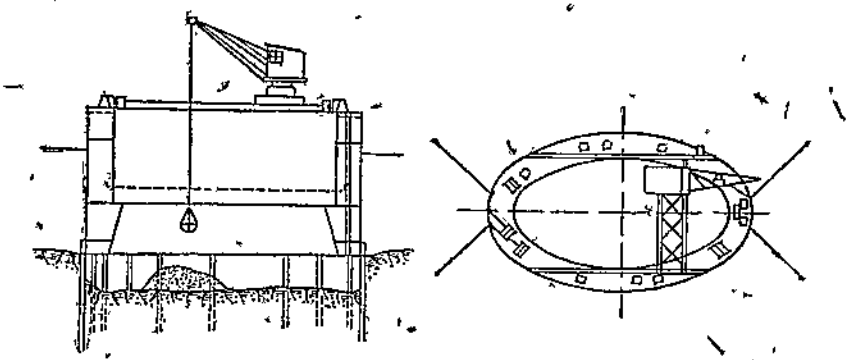
Пространство между наружной и внутренней стенками, закрытое снизу, делилось поперечными перегородками на ряд камер, которые служили в качестве резервуаров для воды.

Заполняя водой или опоражнивая камеры, можно было плавучий колодец этот поднимать или погружать в воде на желаемую глубину. Насосная станция для откачивания и наполнения камеры водой была установлена на стенках колодца.

Эти колодцы были использованы на работах по устройству опор моста в двух вариантах: в одном случае после опускания их через воду

на дно, они ограждались наружной шпунтовой стенкой, забивавшейся в глину на глубину 8—12 *м*; в другом случае шпунтовая стенка забивалась внутри колодца.

В том случае, когда шпунт забивался снаружи стен колодца, работа



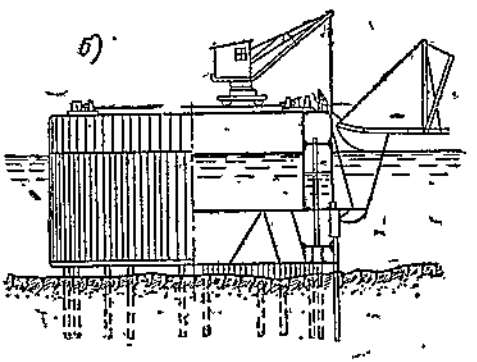
Фиг. 276

производилась в колодце по разработке грунта и бетонированию с водоотливом (насухо).

Шпунт подвешивался к наружной стенке и забивался пневматическими молотами, работавшими как под водой, так и на воздухе (фиг. 277).

Для образования водонепроницаемого стыка между верхом шпунтовой стенки и нижней частью колодца набивался пеньковый просмолённый канат.

Разработка грунта в колодце производилась на глубину 3 *м* ниже дна пролива в сухом пространстве, а затем бетонировалась подушка под опору (фиг. 278, *а*).



Фиг. 277

Для облегчения снятия металлического колодца между бетонной подушкой и стенками колодца прокладывался пропитанный битумом картон.

Колодец вначале приподнимался посредством гидравлических домкратов до уровня голов шпунтового ряда, а затем откачкой воды из камер съёмный колодец поднимался вверх и буксиром отводился на место устройства фундамента под следующие быки (фиг. 278, *б*).

При колодцах с внутренними шпунтовыми ограждениями работа в колодце до устройства подушки под опору производилась без водоотлива; грунт выбирался грейфером под водой, а подушка бетонировалась под водой по шведскому методу «контрактор».

Для водонепроницаемости стык между стенками колодца и внутрен-

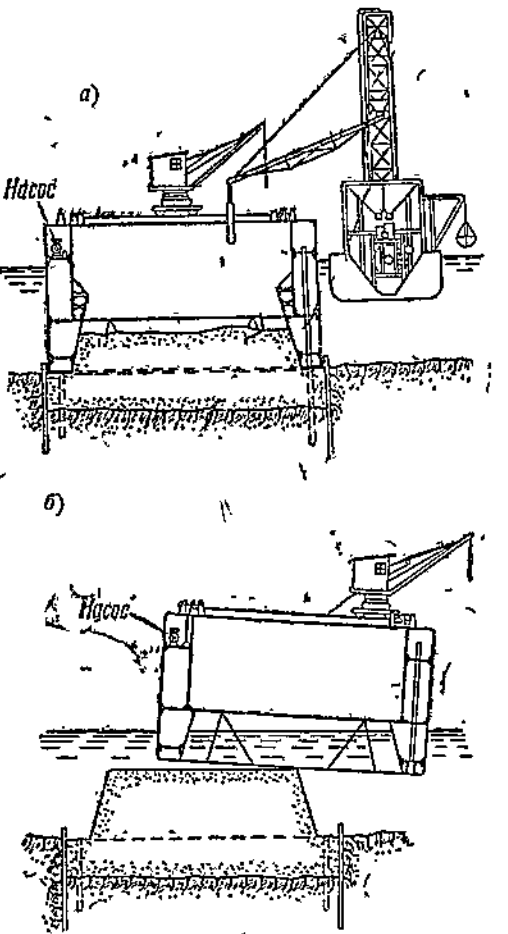
ней шпунтовой стенкой заполнялся бетоном. После устройства подушки вода откачивалась из колодца и бетонирование тела опоры производилось насухо.

§ 17. ОБОРУДОВАНИЕ ДЛЯ РАЗРАБОТКИ И ПОДЪЁМА ГРУНТА

Оборудование, применяемое для разработки и подъёмки грунта, определяется характером проходимых грунтов, наличием и величиной притока грунтовых вод, объёмом колодца, глубиной погружения колодца и т. д.

Эти факторы могут применяться в различных комбинациях, и от их сочетания в каждом частном случае будет зависеть выбор целесообразного оборудования.

В простейших случаях и небольших колодцах, когда грунт сухой или эти условия могут быть без затруднения обеспечены водоотливом, в шахту колодца опускаются рабочие, которые разрабатывают грунт лопатами, кирками, насыпают его в бадьи, а последние посредством ворота или лебёдки поднимаются наверх, где и опоражниваются.

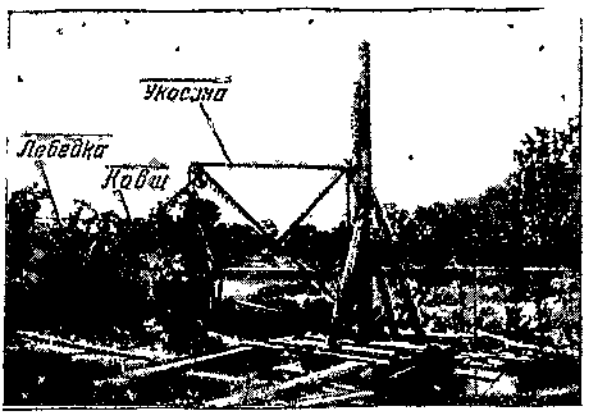


Фиг. 278

При значительных размерах колодцев, например под опоры мостов, следует пользоваться ручными механизированными инструментами: пневматическими лопатами, долотами, отбойными молотами. Подъёмку грунта следует производить посредством приводных лебёдок через краны-укосины (фиг. 279). Для этой же цели могут быть применены специальные агрегаты, состоящие из барабана, приводимого в движение от двигателя через редуктор. На трос барабана подвешено две бадьи: одна, порожняя, опускается, другая, гружёная, поднимается (фиг. 280—282).

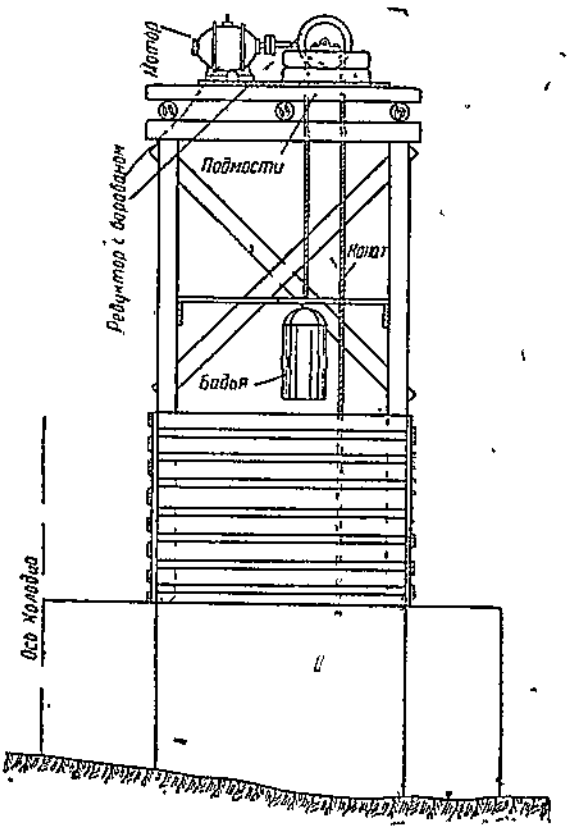
При больших колодцах и несцементированных грунтах для разработки и подъёма грунта применяется грейфер (самораскрывающийся и закрывающийся ковш).

При значительном притоке воды разработка грунта в колодце производится без водоотлива также посредством землечерпательных снарядов или всасывающих приспособлений— эжекторов.



Фиг. 279

В прежнее время были распространены ручные простейшие снаряды, как, например, перфорированный ковш — черпак на длинной штанге (индийская лопата), буры с мешками и др., посредством которых производилось вычерпывание грунта. Производительность этих снарядов исключительно мала. Кроме того, они могут быть применены при незначительной глубине опускания. Эти снаряды не отвечают современным темпам работ и заменены более производительными снарядами; на современных работах снаряды устаревшей конструкции не применяются, и поэтому мы не останавливаемся на их описании.

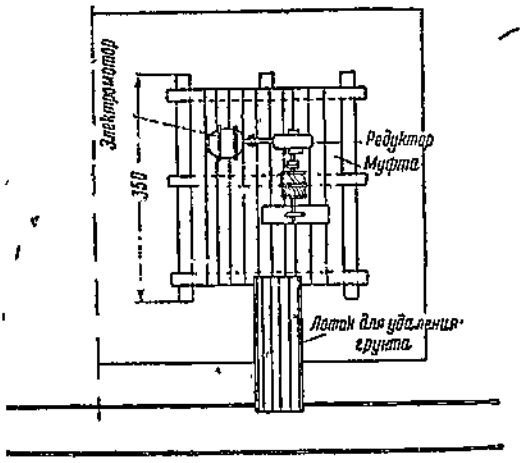


Фиг. 280

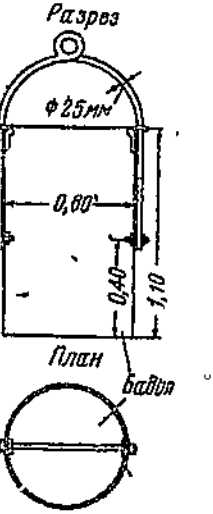
Механическими снарядами для землечерпания являются грейфер— снаряд прерывного действия — и нория — многочерпаковый снаряд непрерывного действия (фиг. 283). Землечерпательный прибор непрерывного действия не находит широкого распространения на работах из-за повреждений механизма при неожиданных резких посадках колодца, а также за-

труднительности наращивания их при глубоком опускании колодца. Одна из целесообразных схем работы нории показана на фиг. 284.

Грейфер — одночерпаковый снаряд — во всех отношениях удобнее, так как ковш-черпак можно подавать в любое место шахты, а вы-



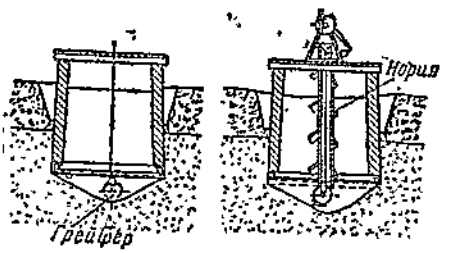
Фиг. 281



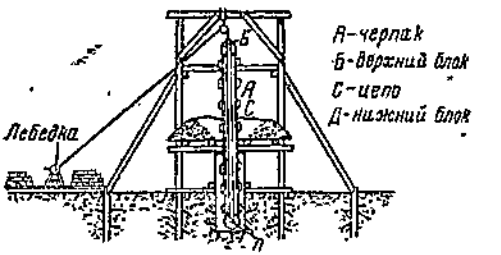
Фиг. 282

нутый ковш разгружать за пределами опускного колодца, так как он подвешивается к стреле крана.

Грейфер, являясь рабочим снарядом, подвешивается к стреле крана (фиг. 285). В современных универсальных экскаваторах грейфер-ковш является сменным оборудованием.



Фиг. 283



Фиг. 284

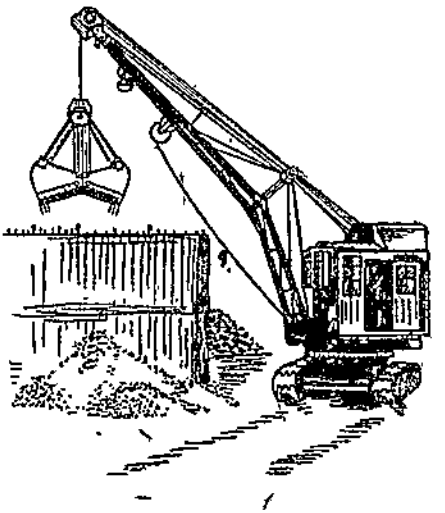
Грейферы изготовляются двух типов: двустворчатые (фиг. 285) и многостворчатые типа «Полип» (фиг. 286).

Грейферы «Полип» хорошо врезаются в грунт различной твёрдости и по форме и габариту лучше размещаются в шахтах колодца.

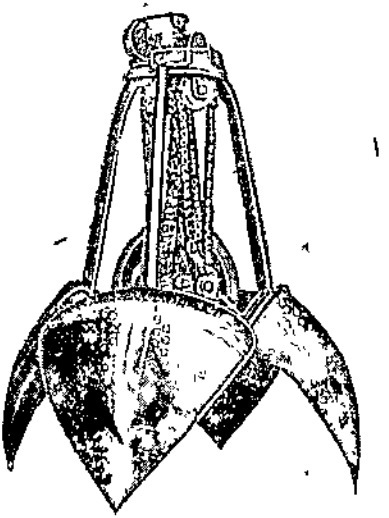
Для извлечения камней грейферы имеют специальную форму и снабжаются длинными зубьями или имеют вид клещей (фиг. 287). Эти грейферы могут поднимать камни больших размеров.

Ёмкость ковшей четырёхлопастного грейфера «Полип» 0,6—1,0 $м^3$. Ёмкость ковша грейфера при экскаваторе 0,75 $м^3$.

Грейфер работает от двухбарабанной лебёдки: посредством подъёмного троса грейфер поднимается с закрытыми створками; посредством



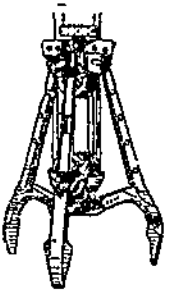
Фиг. 285



Фиг. 286

натяжения троса, связанного со створками, производится открывание грейфера.

Грейферы с ковшами ёмкостью 0,75 $м^3$, работающие при опускании колодцев под опоры мостов, за 8 час. работы выбирали 120 $м^3$ песчано-галечного грунта и 60 $м^3$ подорванного скального грунта с глубины 10 $м$.



Фиг. 287

Грейфер разрабатывает различные виды грунтов, кроме скальных или особо плотных, сцементированных, требующих предварительного разрыхления. При работе в мелкозернистых песках под водой наблюдается сильное вымывание грунта из грейфера при подъёме в воде.

Применение грейфера представляет большие удобства, а высокая их производительность обеспечивает быстрое погружение колодца.

При опускании колодца в песчаных или связных илистых грунтах, но предварительно разрыхлённых (разжиженных), применяются снаряды высасывающего действия — эжекторы.

Эжекторы могут работать под водой посредством подачи в снаряд воды с большой скоростью (гидравлический эжектор) или нагнетания сжатого воздуха (пневматический эжектор).

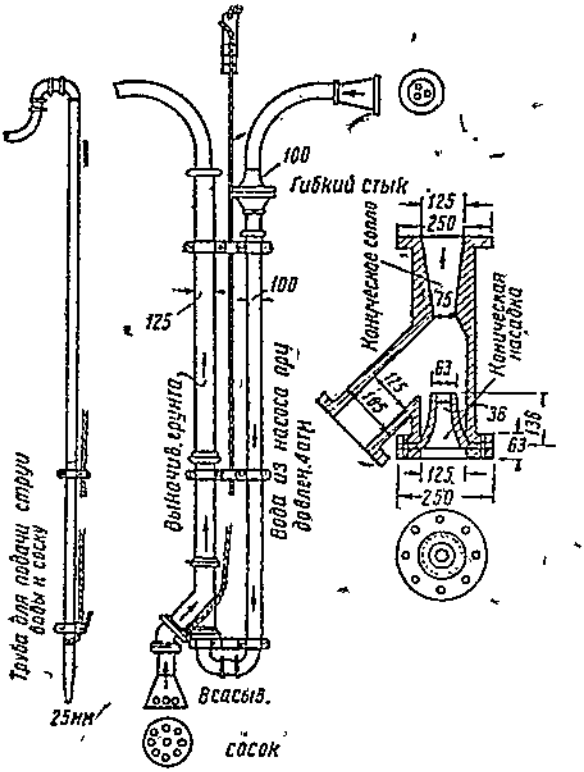
Принцип действия гидроэлеватора основан на том, что напорная струя воды, проходя через систему конических насадок (фиг. 288),

образует разрежение (вакуум), всасывающее действие которого используется для подъёма разжиженного грунта.

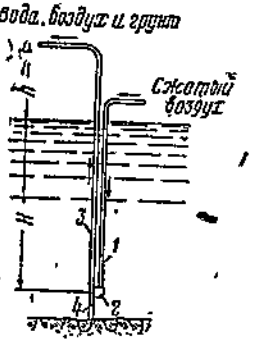
На фиг. 288 дана одна из конструкций гидравлического эжектора, состоящего из трубы, подводящей напорную воду к специальному тройнику.

Этот тройник имеет центрально расположенное сопло и конически расширяющуюся горловину; ко второму (наклонному) отводу тройника присоединяется патрубок с соском, а к третьему — выбросная труба для смеси воды с грунтом (пульпы).

При действии напорной воды, проходящей через систему конических отверстий, в тройнике образуется разрежение, вследствие чего через сосок и патрубок производится всасывание разжиженного грунта и энергией струи воды подъём последнего по выкидной трубе.



Фиг. 288



Фиг. 289

Для разрыхления грунта к соску по специальной трубке подаётся струя воды требуемого напора.

Принцип работы пневматического эжектора состоит в том, что вследствие разности плотностей воды в трубе, куда нагнетается сжатый воздух, и воды, окружающей трубу в колодце, создаётся поток воды вверх из колодца через всасывающий патрубок, которым увлекается грунт.

На схеме (фиг. 289) дана идея устройства пневматического эжектора.

Сжатый воздух по трубке *1* вводится в смесительную камеру *2* и через мелкое отверстие проходит в отводную трубу *3*, образуя в ней смесь воды и воздуха, имеющую удельный вес меньше чистой воды.

При углублении смесительной камеры на некоторую величину H, достаточном количестве подаваемого сжатого воздуха и определённом подборе труб *1*, *3* и *4*, расстоянии от смесительной камеры до грунта, — смесь воды с воздухом под давлением столба воды высотой H может быть поднята на высоту h. Для этого необходимо, чтобы

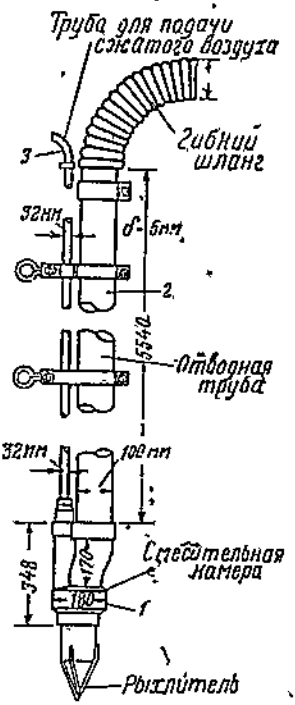
$$H\delta = (H+h)\delta_1,$$

где δ — удельный вес воды;

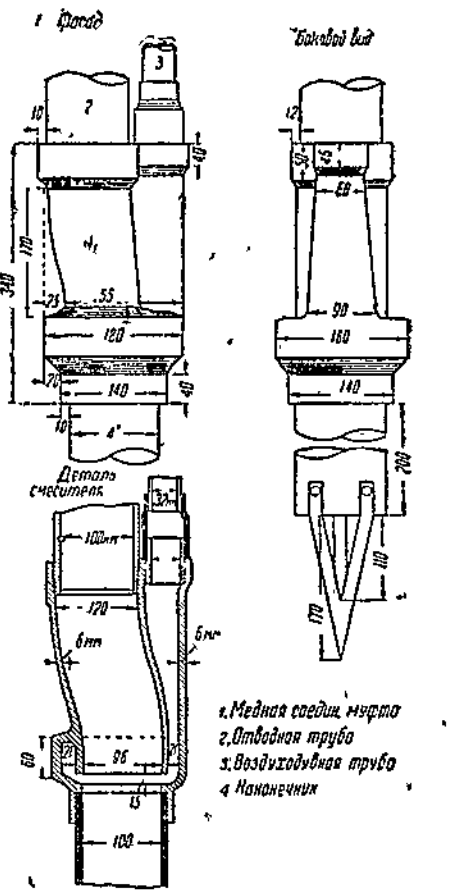
δ_1 — удельный вес смеси воды и воздуха.

Если конец трубы *4* будет опущен на поверхность подвижного грунта, последний вместе с водой засасывается в трубу и поднимается вверх.

Для работы эжектор требует такую высоту давления подаваемого воздуха, которой достаточно было бы для преодоления сопротивления напора столба воды в трубе.



Фиг. 290



Фиг. 290а

Эффективность работы эжектора зависит от объёма подаваемого воздуха и достаточности высоты столба воды, окружающей эжектор.

Пневматический эжектор прост по устройству и почти не требует при работе ухода, он действует безотказно, а потому его следует широко применять при подходящих условиях для удаления грунта при опускании колодцев. На фиг. 290 и 290а, показан пневматический

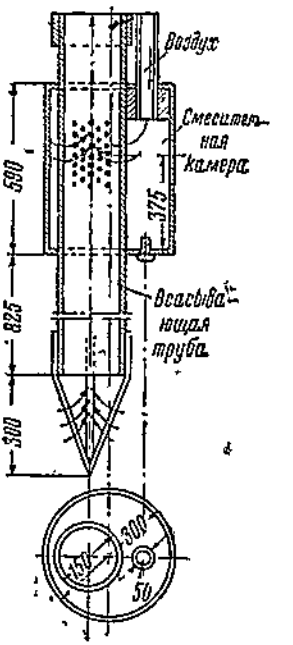
эжектор, работавший в песчаных грунтах при погружении колодца под опору моста в СССР. Этот эжектор состоял из воздуходувной трубы *3* $d = 32$ *мм*, всасывающей трубы *2* $d = 100$ *мм*, соединительной муфты *1* и наконечника *4*.

Воздух подавался в соединительную муфту (смесительную камеру), откуда через отверстие он попадал во всасывающую трубу. Наконечник *4* типа башмака, составленный из трёх полос, сваренных вместе, имел высоту 1,7 *м*. Этим эжектором песчаный грунт разрабатывался на глубину 14 *м* при давлении воздуха 1,4 *ат*.

Суточная глубина погружения колодца площадью около 45 $м^2$ составляла в глинистом грунте 0,41 *м*, а в песке — 0,83 *м*.

В другом случае при погружении колодца площадью около 24 $м^2$ на глубину 7,5 *м* в песчано-гравелистом грунте производительность эжектора, имевшего две воздушные трубы $d = 25$ *мм* и всасывающую $d = 150$ *мм*, доходила до 2,5 $м^3/ч$. При работе с этим эжектором наблюдалось, что при глубине воды 2 *м* эжектор не поднимал воды; при глубине 4 *м* и менее эжектор непродуктивно работал и поднимал только чистую воду.

При погружении колодца под опорами железнодорожного моста в СССР в песчано-илистых грунтах применялся эжектор, показанный на фиг. 291. Он состоял из воздушной трубы $d = 50$ *мм*, всасывающей $d = 150$ *мм*, муфты $d = 300$ *мм* и наконечника. Размер этих частей показан на фиг. 291.



Фиг. 291

Наконечник был сварен из трёх полос, которые препятствовали прониканию в эжектор крупных твёрдых частиц и облегчали погружение эжектора в грунт. Всасывающая труба на участке прикрепления к ней коробки имела 8 горизонтальных рядов с 20 отверстиями в каждом ряду диаметром 6 *мм*.

Этот эжектор опускался в шахту колодца, наполненную водой, уровень которой поддерживался выше уровня воды в реке, и устанавливался наконечником на грунт. Верхний конец эжектора выводился за кромку колодца. К воздушной трубе присоединялся шланг из воздуховода компрессора.

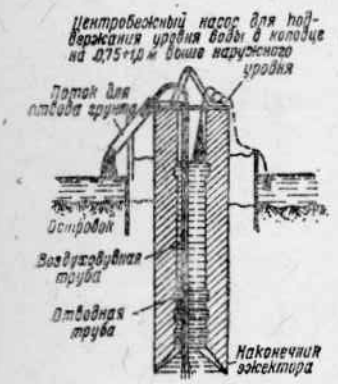
Производительность эжектора составляла от 5 до 20 $м^3/ч$ илисто-песчаного грунта. Кубатура чистого грунта к выбрасываемой пульпе (вода с грунтом) составляла от 5 до 20%.

В колодце всё время поддерживался уровень воды на одном горизонте, который стоял несколько выше, чем уровень воды на реке. Вода накачивалась в колодец центробежным насосом. Расход воздуха составлял около 6 $м^3/мин$. Эжектор работал с глубины погружения колодца от 10 до 24 *м*. Давление подаваемого сжатого воздуха составляло от 1,5 до 3 *ат* в конце опускания.

Эжектор работал непрерывно, без поломок и повреждений. Эжектор подвешивался посредством талей к козлам. Жидкая масса выбрасываемого эжектором грунта отводилась в сторону лотками.

Общая схема работы пневматического эжектора в колодце показана на фиг. 292.

На основании опыта установлено, что эжектор работает продуктивно при расстоянии от низа всасывающего конца трубы до места, где присоединяется к ней воздушная труба, равном двукратному диаметру всасывающей трубы.

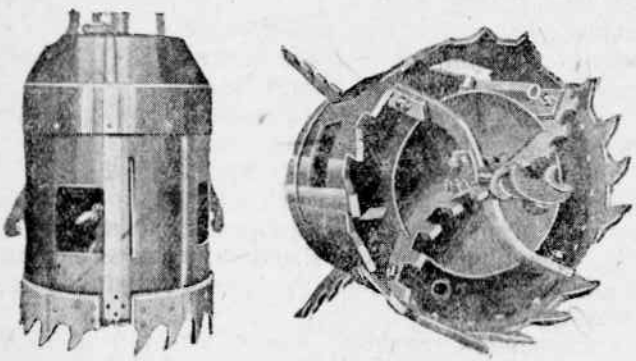


Фиг. 292

Предельное содержание грунта в пульпе, выбрасываемое эжектором, бывает не более 30%. Если подаваемая эжектором смесь очень жидка, то следует эжектор опустить ниже. Прекращение подачи воздуха останавливает работу эжектора, и грунт, находящийся во взвешенном состоянии в трубе, оседает, тем самым забивая нижнюю часть эжектора. В этом случае надо коробку эжектора поднять и прочистить. Перед остановкой работы эжектора его надо поднять до высоты, при которой эжектор будет подавать только чистую воду.

Эжектором могут всасываться песчано-гравелистые и илистые грунты. Плотные грунты эжектором не разрабатываются, их следует предварительно разрыхлять рыхлителями.

Пневматический эжектор может обслуживаться одним человеком и при воздушной трубе диаметром 37 *мм* и всасывающей трубе диаметром 150 *мм* выработать в песчаных грунтах за одну смену от 30 до 150 $м^3$ грунта.



Фиг. 293

При разработке глинистых грунтов применяются снаряды, которые имеют специальный наконечник-рыхлитель (фиг. 293). При вращении таких снарядов грунт разрыхляется, а затем, перемешиваясь с водой, засасывается эжектором.

В практике редко встречаются однородные напластования грунтов, которые можно было бы разрабатывать, ограничиваясь только одним типом снаряда. Обычно же приходится прибегать к комбинированной работе различными снарядами. Так, например, под опоры одного из мостов, законченного постройкой в СССР в 1937 г., вначале грунты до отметки 10,80 *м* успешно разрабатывали посредством грейфера, а затем до конца на глубину 23—30 *м* посредством пневматических эжекторов. Прослойка окаменелого торфа мощностью 0,5 *м* была пробита падающей бабой весом 4 *т*.

Здесь грейферы хорошо брали суглинок, глину, торф, но неэффективно работали в песке, а эжектор, наоборот, хорошо высасывал песок, в то время как глину почти не забирал.

§ 18. ПОГРУЖЕНИЕ КОЛОДЦА В ГРУНТ И УСТРАНЕНИЕ ВСТРЕЧАЮЩИХСЯ ПРЕПЯТСТВИЙ

Успешное погружение колодца в грунт главным образом зависит от того, насколько тщательно исследованы грунты в месте предполагаемого опускания колодца.

Большое количество так называемых непредвиденных препятствий объясняется тем, что грунтовые условия не были исследованы или были исследованы недостаточно.

В ряде случаев наличие значительных включений в грунте посторонних тел заранее предрешало бы невозможность применения опускного колодца.

Надлежаще исследованные грунтовые условия позволяют также правильно разрешить выбор оборудования для разработки грунта.

Поэтому обязательными Техническими требованиями на постройку искусственных сооружений НКПС изд. 1938 г. предписывается точно выяснять характер проходимых грунтов для установления наличия препятствий (валуны, деревья и др.) при опускании колодцев. Если намечается применить опускные колодцы, то рекомендуется назначать не менее пяти скважин (четыре по углам, одна посредине).

Как уже отмечалось выше, при сухих грунтах или грунтах, разрабатываемых с водоотливом, рабочие, находящиеся в шахте колодца, подрывают грунт и выдают его наружу.

Разработка связных плотных грунтов производится у режущей части колодца равномерно по периметру ножа. Разработка песчаных грунтов производится в середине шахты, с тем чтобы нож колодца сам подрезал грунт и колодец спокойно садился на глубину выбранного грунта.

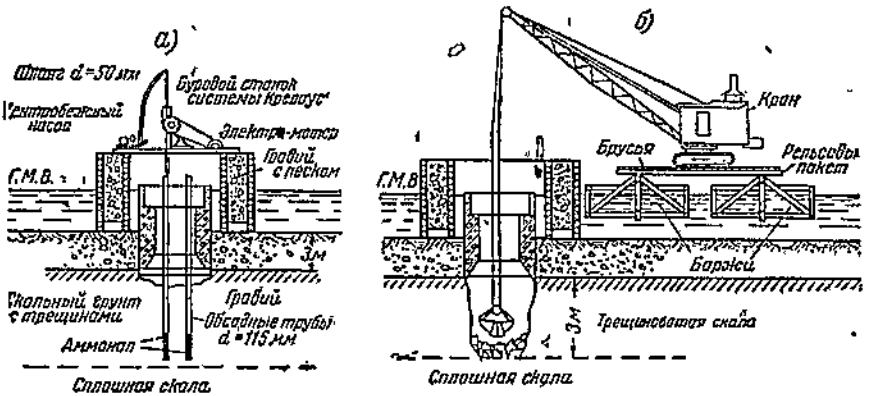
При разработке твёрдых грунтов взамен удалённого грунта подбивается под нож мягкий грунт; при крупных размерах колодца в плане следует подставлять деревянные стойки, которые после удаления твёрдого грунта снимаются, и колодец плотно садится на подтрамбованной подушке.

Скальные грунты разрабатываются взрывным способом, для чего бурятся шпуры глубиной до 1 *м* и диаметром до 30 *мм*, куда закладываются заряды аммонала весом до 0,5 *кг*. Скважины бурятся на расстоянии 0,5—1,0 *м* и не доходят до ножа на 0,75 *м*; при этом бурение рекомендуется производить наклонно в сторону ножа, с тем

чтобы разрушить скалу и за пределами ножа и тем самым освободить стенки колодца от трения по скале при погружении.

В качестве примера применения взрывных работ при опускании колодца на фиг. 294 показано опускание колодца через гравелистый грунт и через выветрившуюся скалу до плотной скалы с предварительным рыхлением скалы взрывами и выборкой её грейфером с ёмкостью ковша 0,75 $м^3$. Колодец опускался с островка, ограждённого ряжевой перемычкой. Скала разрабатывалась взрывами на глубину до 3 *м*. Колодцы опускались под опоры моста через одну из рек в СССР.

При опускании колодцев с водоотливом следует принимать меры против засасывания грунта в колодец. Если наплыв грунта таков, что не обеспечивает эффективного погружения, следует переходить на ра-



Фиг. 294

боту без водоотлива, применяя землечерпание или высасывание плывучих грунтов, или прибегать к искусственному понижению уровня грунтовых вод посредством трубчатых колодцев. Открытый водоотлив до глубины 6—7 *м* не создаёт неудобств в работе, так как насосы могут быть установлены на поверхности и не загромождать шахты. Вода на дне шахты отводится к одному месту (приямку), откуда и забирается посредством всасывающей трубы насоса.

Если при опускании колодца без водоотлива при помощи грейфера или эжекторов требуется взрыхление сравнительно мягких пород, то для этой цели может быть использован размыв грунта струями воды.

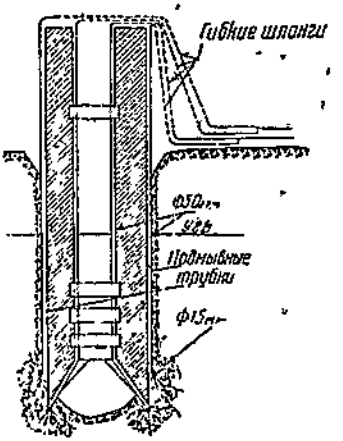
Струя воды может быть подведена посредством заделки сети труб и подмывных сопел заранее в стенках колодца или же подмывные трубки, будучи подвешены на тросах, опускаются как вдоль боковых наружных стен колодца, так и в шахты (фиг. 295).

Как уже отмечено, эжекторы хорошо работают в песчаных и иловатых грунтах, грейферы — в прочих мягких грунтах. При работе эжектором крупные включения гальки, булыжник и валуны удаляются посредством грейфера.

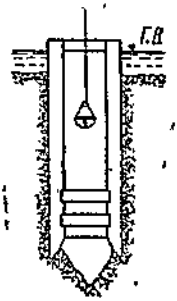
При разработке грунта в колодце грейфером или эжектором следует выборку грунта в шахтах производить равномерно. При одностороннем извлечении грунта колодец может отклониться в сторону от проектного положения и тем самым вызвать затруднения с дальнейшими опусканием и выправлением его.

В плотных грунтах при разработке их грейфером низ выемки можно понижать до 4 *м* ниже ножа колодца (фиг. 296), но соблюдать равномерную выборку грунтов из всех шахт многошахтного колодца.

При плывунных грунтах, слабых, илистых, когда работа ведётся без водоотлива, следует вести наблюдение за тем, чтобы уровень воды в землечерпательных шахтах не опускался ниже уровня воды за стенками колодца; рекомендуется в шахтах колодца, в особенности при мелкозернистых песках, уровень воды поддерживать выше уровня воды окружающего колодца, добиваясь создания обратного тока воды из колодца.



Фиг. 295



Фиг. 296

Если колодец опускается без водоотлива, необходимо предусматривать средства для устранения попавших под нож препятствий. В этом случае посредством мощной струи воды можно подмывать и сдвигать булыги и валуны в сторону и внутрь колодца; посредством буровых средств и ударных баб разрушать препятствия, а также прибегать к помощи водолаза. Осмотр основания при окончании опускания колодца без водоотлива производится водолазом.

Очистка и выравнивание скального основания производятся применением взрывных работ или струй воды.

Преодоление при опускании препятствий, связанных с наплывом грунта в колодец. При подвижных грунтах наблюдается явление заплывания грунта в колодец; при этом может оказаться, что вынуто грунта в несколько раз больше объёма погружаемого колодца, вследствие чего происходят посадка грунта вокруг опускаемого колодца и деформация близлежащих сооружений; грунт основания также разрыхляется.

Если это случилось при работе по опусканию с водоотливом, то следует немедленно перейти к землечерпанию без водоотлива и тем самым улучшить положение ввиду ликвидации подпора воды.

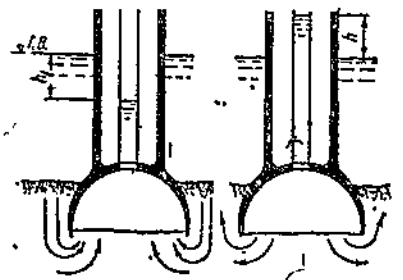
При работе без водоотлива следует создавать обратный противоток воды из колодца наружу путём накачки воды в колодец и создания напора, обеспечивающего движение воды из шахты колодца. Такой приём дал хорошие результаты при погружении колодца в Вердене посредством эжектора (фиг. 297).

Рациональным мероприятием, предупреждающим прорыв грунта под нож, является устройство искусственного понижения уровня грунтовых вод посредством трубчатых колодцев, которые могут быть заложены внутри шахты у стенок или по наружному периметру стен колодца.

Искусственное понижение уровня грунтовых вод может также быть рекомендовано в качестве комбинированного способа опускания колодца, т. е. до уровня грунтовых вод колодец опускается насухо; далее пускается в действие установка понижения, и работа по опусканию колодца продолжается насухо до проектной отметки вследствие действия искусственного понижения.

Этот способ может быть рекомендован в песчаных плывучих грунтах, хорошо отдающих воду при откачке воды из колодцев.

Комбинированный способ погружения колодца с понижением уровня воды был успешно применён в СССР при опускании двух крупных многоячеистых колодцев под опоры моста в 1934 г.



Фиг. 297

При глубоком понижении уровня грунтовых вод следует применять не ступенчатую систему в несколько ярусов, а ограничиться одним кольцом трубчатых колодцев внутри шахты по схеме «ярусы в себе», которая состоит в переключении и перестановке в шахте насоса-агрегата к трубчатым колодцам по мере погружения опускного колодца вниз (фиг. 298).

Иногда для ликвидации прорывов грунта в колодец последний обращается в кессон, и дальнейшее погружение производится под сжатым воздухом (см. раздел девятый «Кессоны»).

Преодоление препятствий при погружении вследствие зажатия колодца грунтом. Иногда колодец не может быть опущен до проектной отметки вследствие того, что силы трения превосходят собственный вес колодца. В этом случае вес колодца может быть дополнен путём наращения очередной секции колодца.

Если это мероприятие оказывается неэффективным, прибегают к искусственному погружению колодца (фиг. 299).

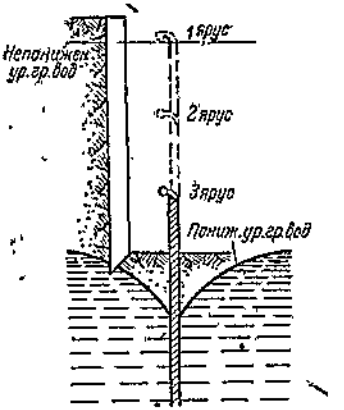
Нагрузка помещается на платформе, которая подвешивается к балкам, уложенным по верху колодца. Односторонней нагрузкой здесь можно также выправить наклон колодца. Дополнительная нагрузка на колодец создаёт неудобства при опускании, выемке земли из колодца и наращивании кладки и, кроме того, является совершенно непроизводительным расходом; поэтому следует, учитывая условия грунта, проектировать заранее колодцы для массивных фундаментов-столбов с толстыми стенками.

Для уменьшения трения по боковой поверхности стенок колодца эффективным и рациональным средством является применение подмывных устройств. Подмыв посредством струи воды, как упоминалось

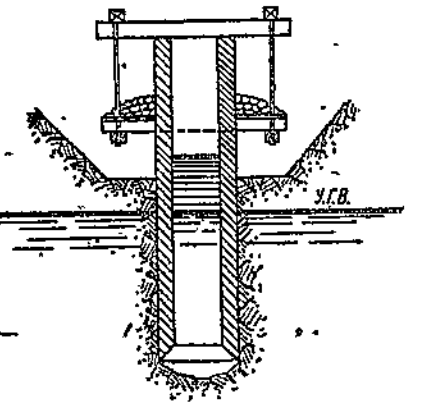
выше, может быть осуществлён свободно подвешенными трубками, которые погружаются вдоль внешних стен колодца и взрыхляют грунт у стен и ножа колодца, или подмывные трубки заранее заделывают в стенки колодца, к которым подводится вода от насосной станции.

Подмывные устройства, заделываемые заранее в кладку колодца, являются не только средством, к которому прибегают для ликвидации трения, препятствующего погружению колодца, но и средством для быстрого устранения перекосов при опускании, чем обеспечивается правильное опускание колодца, а также взрыхление грунта внутри колодца по периметру ножа.

Одно из таких подмывных устройств было применено при опускании колодца под опоры моста, построенного в 1937 г.



Фиг. 298



Фиг. 299

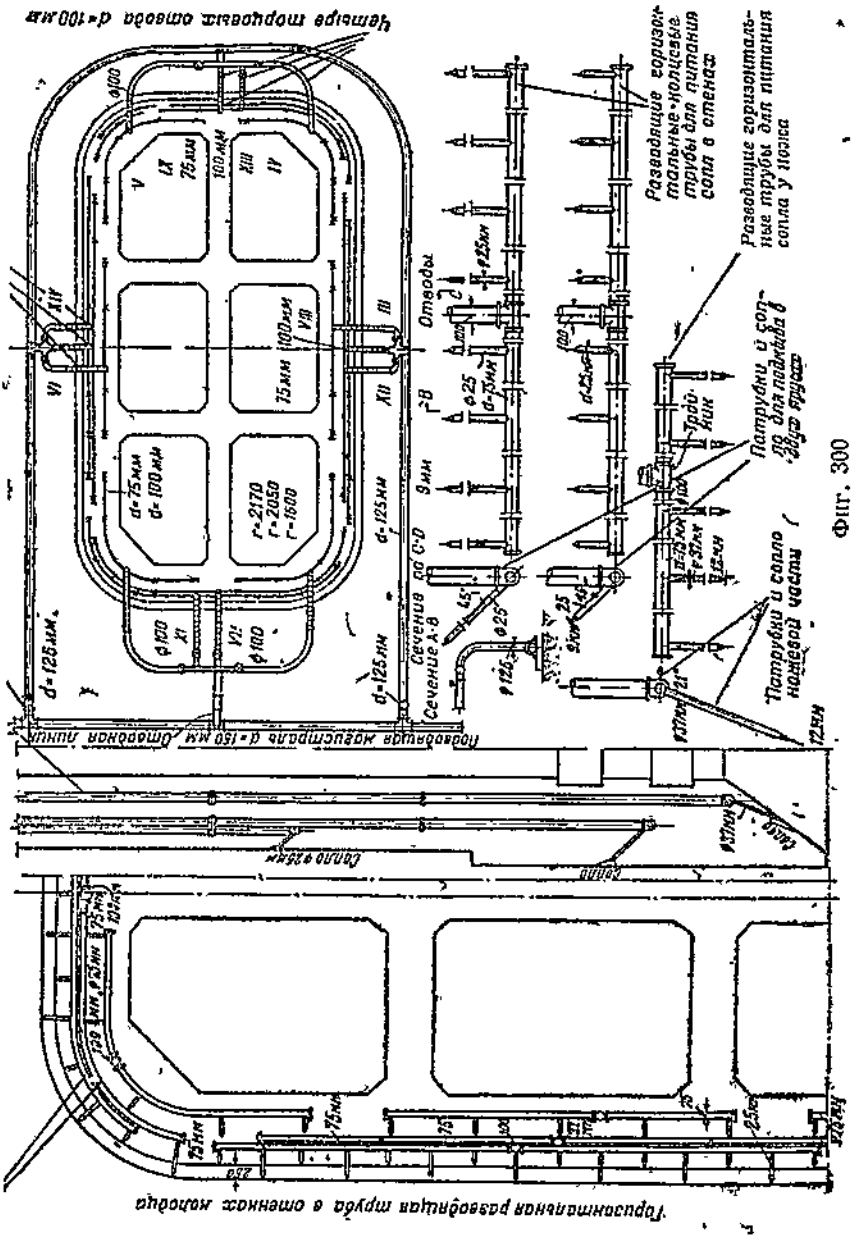
На фиг. 300 показан план-разрез колодца с подмывными устройствами, а также детали.

Подмывная установка состоит из подводящей магистрали $d = 150$ *мм* от насосной станции магистрального кольца вокруг колодца $d = 125$ *мм* и четырёх отводных линий на каждую сторону $d = 125$ *мм*. От каждой торцевой линии идут четыре отвода $d = 100$ *мм*, из которых два идут к ножевым вертикальным стоякам и два — к вертикальным стоякам для подачи воды к стенкам. От отвода к продольной стенке в свою очередь идут три отвода $d = 100$ *мм*: один к ножевому стояку и два к стоякам для подмыва стен $d = 100$ *мм*.

Вертикальные стояки на соответствующей высоте подавали воду к горизонтальным кольцевым трубам $d = 75$ *мм*, от которых отходили подмывные патрубки для ножевой части $d = 37$ *мм* с наконечником $d = 12$ *мм* (сопло) и к патрубкам боковых стен $d = 25$ *мм* с соплом; патрубки расставлялись на расстоянии 1,46 *м*.

Вся система имела необходимое количество вентилей для перекрытия, так что воду можно было подавать на два горизонта по боковой поверхности и по периметру ножа. Кроме того, вода могла быть подана в каждом ярусе колодца отдельно на один из шести участков периметра ножа и один из четырёх боковой поверхности.

Внутренний ножевой подмыв разрыхлял грунт под кромкой ножа и, кроме того, давал возможность исправлять крены колодца при помощи шести не зависимых друг от друга секций.



Фиг. 300

Первый ярус бокового подмыва находился на высоте 3,2 *м* от кромки ножа, второй — на 5 *м* выше первого. Каждый ярус бокового подмыва состоял из четырёх самостоятельных секций;

В плане подмывные патрубки бокового подмыва обоих ярусов были смещены один относительно другого для большего охвата струями размываемой поверхности. Такое устройство подмыва обеспечивало быстрое выправление кренов колодцев на глубине 20—22 *м*.

От кольцевой магистрали к сети труб колодца вода подавалась через гибкие шланги.

Насосная станция подавала 340 $м^3$ воды в час при давлении воды до 18 *ат*. Давление у подмывных наконечников (патрубков) доходило до 15 *ат*. При устройстве подмыва следует иметь в виду, что подмыв может дать хороший эффект при достаточном расходе и напоре воды в наконечниках-насадках (соплах) подмывных устройств.

Преодоление препятствий при встрече с прослойками погребённых стволов, скоплений валунов и неровностей скального дна при окончательной посадке колодца. В перечисленных случаях, как правило, опускается водолаз с необходимым инструментом для подводного ведения работ. Он производит расчистку и удаление накопившихся валунов посредством грейферов или закладывает в пробуренные им скважины взрывчатое вещество для производства взрыва скоплений стволов деревьев, камней или производит разработку скалы для придания надлежащей поверхности скальному основанию.

Если эти работы окажется затруднительно выполнить водолазу, то следует превратить колодец в кессон и дальнейшее погружение вести под сжатым воздухом.

§ 19. НАБЛЮДЕНИЕ ЗА ОПУСКАНИЕМ И РЕГУЛИРОВАНИЕ ПОГРУЖЕНИЯ КОЛОДЦА

Во время погружения колодца необходимо устанавливать регулярное наблюдение за положением колодца.

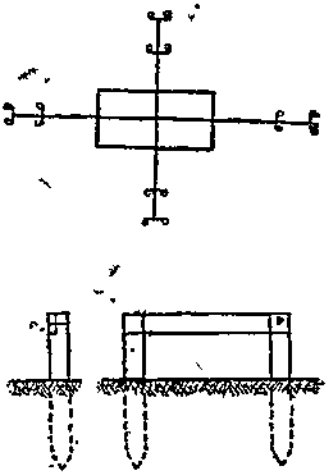
Из предыдущего известно, что колодец вследствие неправильной разработки грунта или неоднородности грунта, а также неудачной посадки на дно реки при наличии слабого грунта дна может отклоняться от заданного ему по проекту положения. Это смещение может быть допущено только в пределах запасов на обрезах фундамента, устанавливаемых техническими требованиями, и нежелательно для таких сооружений, как мосты двухпролётные и более. Поэтому рекомендуется вначале опускать колодцы под речные опоры, а затем под береговые, так как опускание береговых колодцев проще и недочёты в опускании речных колодцев могут быть исправлены соответствующим смещением береговых.

Для наблюдения за правильностью погружения колодца оси последнего закрепляются гвоздями с четырёх сторон колодца на скамейках (фиг. 301), и кроме того, на направлениях осей к каждой из четырёх сторон укрепляется на колодце рейка.

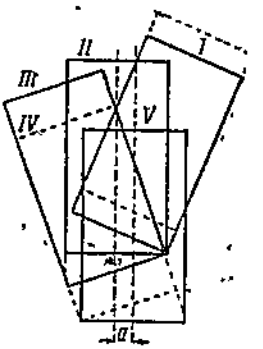
Посредством теодолита по двум осевым гвоздям, забитым в скамьях, намечается осевая точка на рейке колодца. Ведя наблюдения по рейкам оптическим прибором, можно судить как о наклоне, так и о боковом смещении колодца.

Отклонение осей при неглубоких колодцах не должно превышать 0,15 *м*, и эта неточность компенсируется запасами на обрезах до 0,30 *м*; при глубоком опускании колодцев и в слабых грунтах следует обрезы увеличивать до 0,60 *м*. Колодцы до глубины погружения 8 *м* легко дают крены, которые надо немедленно устранять. Крены на большой глубине, если колодец не оборудован мощной подмывной установкой, устраняются с большими затруднениями. Если колодец получил крен на значительной глубине, то для его выправления применяется метод «качаний».

Этот способ (фиг. 302) состоит в том, что накренившийся колодец (положение *I*) надо накренить во время работ в обратную сторону (положение *III*); если бы сразу колодец был выправлен (положение *II*), то он сошел бы с оси на расстояние *a*, почему этого и нельзя делать.



Фиг. 301



Фиг. 302

В этом случае колодец переводят из положения *I* в положение *III* и затем осаживают на некоторую глубину (положение *IV*) и тогда уже возвращают в вертикальное состояние (положение *V*). Из фигуры видно, что колодец в положении *V* переместился на величину *a*.

Перед выправлением колодца необходимо сделать соответствующее графическое построение, подсчитав необходимые величины боковых и вертикальных перемещений колодца.

Выравнивание колодца заключается при работе с водоотливом или насухо в том, что отстоящую сторону подрывают сильнее или увеличивают нагрузку на эту сторону.

При наличии подмывного устройства переключают размывы грунта на возвышенную сторону колодца.

Крены, носящие аварийный характер, выправляются посредством отсыпки призмы грунта; вследствие горизонтального давления, развиваемого засыпкой, колодец поворачивается в обратную сторону. Применяется также нагрузка большого веса.

При тяжёлых колодцах и больших кренах колодец возвращается

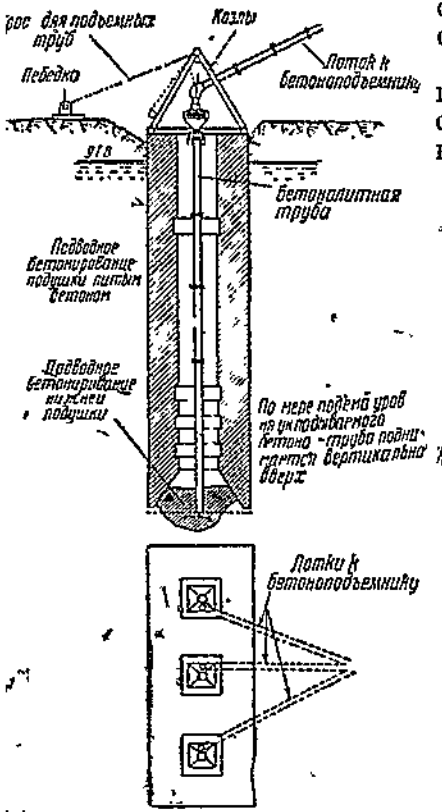
в вертикальное и проектное положение посредством системы тросов, зачаливаемых за суда и якори.

Многоячейковые колодцы обладают большим преимуществом в части исправления крена, так как разработку грунта возможно вести в определённых шахтах и направлять грейфер в желаемое место.

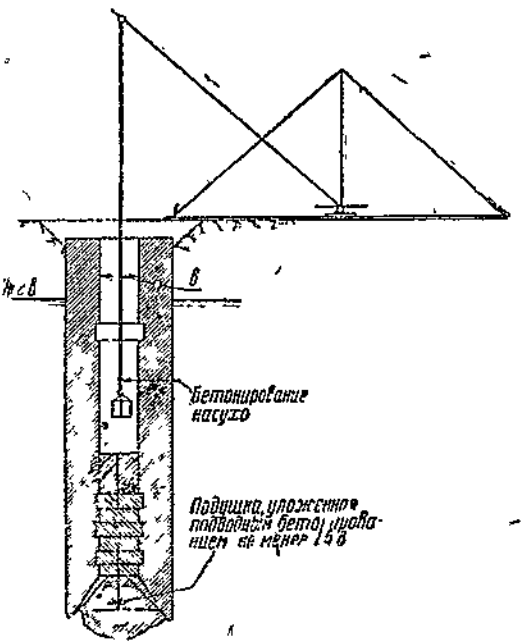
§ 20. ЗАПОЛНЕНИЕ ШАХТ КОЛОДЦА

Опустив колодец до проектной отметки, необходимо проверить качество грунта основания; если колодец заполнен водой, то обследование основания в колодцах под мостовые опоры и другие ответственные сооружения выполняет водолаз.

Если колодец опущен без доступа грунтовых вод, то кладка выполняется насухо после планировки и очистки грунта основания.



Фиг. 303



Фиг. 304

Если шахты колодца заполнены водой, то бетонирование полностью может быть выполнено в сухой шахте, если она будет осушена искусственным понижением уровня грунтовых вод трубчатыми колодцами. Обычно же нижняя часть шахты колодца, опущенного без водоотлива, заполняется подводным бетоном. Толщина подушки, выполняемой подводным бетонированием, назначается от одного до полутора наименьших измерений землечерпательной шахты, и целесообразно эту толщину проверять расчётом на передачу стенам колодца реакции грунта и воды.

После отвердения подушки и откачки воды из шахты последняя насухо заполняется бетоном, если это предусмотрено проектом.

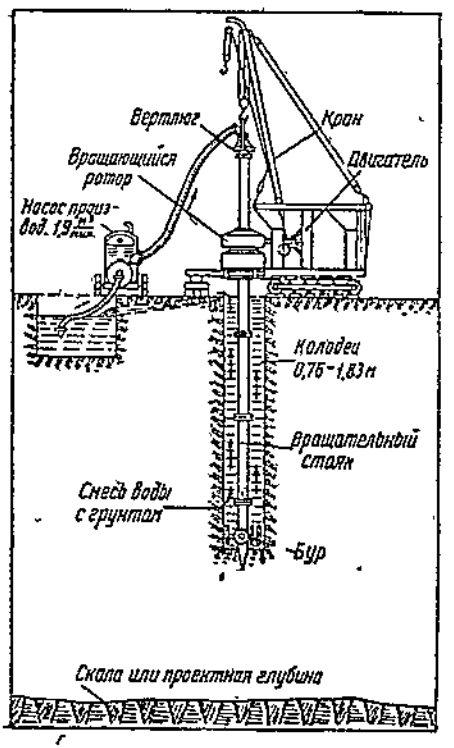
Подводное бетонирование нижней подушки опускного колодца производится шведским способом литым бетоном, который подаётся через трубы, всегда погружённые своим нижним концом в массу укладываемого бетона и перемещаемые исключительно в вертикальном направлении (фиг. 303). Ранее применявшиеся способы укладки бетона под водой при помощи ящиков или труб, перемещаемых горизонтально, а также наращивания подушки слоями как не обеспечивающие монолитности и прочности кладки не следует применять.

После того как бетон нижней подушки отвердел, воду откачивают из шахты и заполняют её кладкой насухо (фиг. 304).

§ 21. СПЕЦИАЛЬНЫЕ ВИДЫ КОЛОДЦЕВ

а) Американские механизированные колодцы

Для устройства фундаментов на большую глубину под небоскрёбы, крупные сооружения, как, например, электростанции, и др. в США получили распространение колодцы небольшого диаметра: 1,30—3,50 *м*.



Фиг. 305

Вначале способ устройства этих колодцев заключался в том, что металлическая оболочка посредством домкратов, установленных в распор между оболочкой колодца и неподвижной рамой, задавливалась в грунт. По мере погружения оболочки из колодца производилась выборка грунта. Опустив оболочку до проектной глубины (30 *м* и более), колодец бетонировали.

За последнее время работа по проходке (устройству скважин) и удалению грунтов для этих колодцев механизирована посредством вращательного бурения.

На фиг. 305 показано бурение посредством горизонтально-вращательного станка (ротора). Специальный бур (фиг. 306) насаживается на трубчатый стояк, который приводится в движение ротором; через трубчатый стояк вода нагнетается к буру.

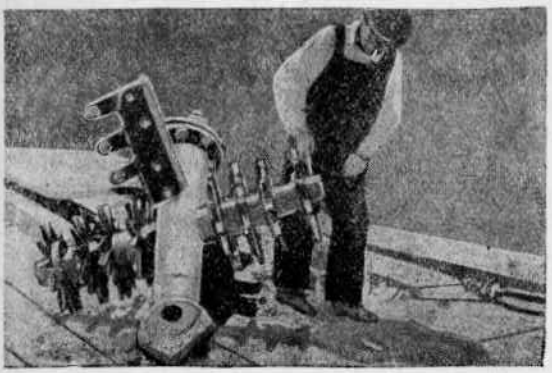
Вращение ротору сообщается посредством червячной передачи, которая приводится в движение от двигателя внутреннего сгорания. Вся система монтируется с деррик-краном на гусеничном ходу.

Бур состоит из пустотелой отливки с двумя развёртками. К концу отливки укрепляется лезвие для бурения с отверстиями для пропуска воды.

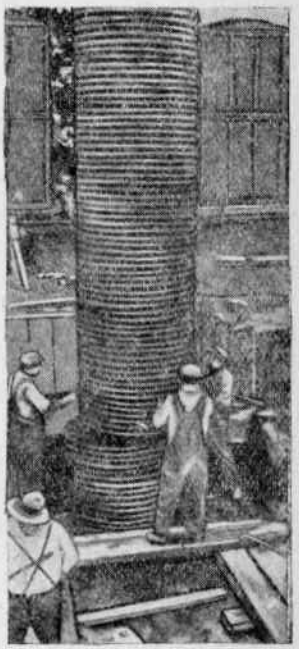
Длина развёртки может меняться; скважина может иметь размеры 0,76—1,83 *м*.

Вода смешивается с взрыхляемым грунтом, и таким образом, скважина заполняется жидкой грунтовой массой, объёмный вес и давление которой на стенки скважины достаточны, чтобы противостоять гидростатическому давлению в сторону скважины, почему приток воды в скважину и разрушение её не наблюдаются. Ствол вращающегося агрегата наращивается по мере углубления скважины. Жидкая избыточная грунтовая масса отводится в специальный приёмник, где частицы грунта оседают, а вода снова насосом через гибкий шланг и вертлюг поступает во вращающийся ствол.

По достижении проектной отметки вращательный агрегат извлекается из забоя и в скважину опускаются металлические оболочки, которые необходимы для производства в них бетонирования (фиг. 307). Оболочка может по мере бетонирования извлекаться из скважины или оставаться и там заделываться.



Фиг. 306



Фиг. 307

После установки оболочки перед бетонированием производятся промывка скважины и удаление грейфером осевшего грунта. Затем колодец бетонируется.

Если оболочка доходит до плотного грунта, не поддающегося бурению, то колодец осушается и выемка грунта производится рабочими, которые опускаются в забой.

Если требуется уширение в сильно водонепроницаемых грунтах, то колодец обращается в кессон путём прикрепления к оболочке сверху шлюзового аппарата.

При диаметре этих колодцев 2,2 *м* и глубине опускания 36 *м* в связных грунтах средняя проходка составляла от 7,2 до 3,6 *м/ч*. Последняя цифра относится к проходке нижней части скважины.

Кроме описанного метода производства работ в США известны другие приёмы образования скважин и извлечения грунта.

Для образования скважины применяют забивку оболочки, а для облегчения её опускания применяют струю воды; в других случаях оболочка, снабжённая внизу фрезером, опускается посредством вращательного механизма наподобие описанного.

Грунт из скважин после предварительного разжижения мощной струёй воды выбрасывается пневматическим эжектором.

б) Колодцы Гау

Сущность этого способа заключается в том, что при необходимости опускать столбчатые фундаменты на глубоко залегающие слои грунта производят открытую проходку колодца или вовсе без крепления стенок колодца (дудки — при круглой форме) или же делают несложные крепления. Этот способ эффективен там, где не приходится применять крепления на большую глубину (как, например, в лёссовидных грунтах) и при слабом притоке воды.

Обычно нижняя часть колодца (дудки) для увеличения грузоподъёмности фундамента по грунту расширяется книзу на конус. Грунт при проходке этих колодцев обычно разрабатывается вручную и извлекается посредством бадей и лебёдок краном-укосиной.

Для ускорения образования колодцев может быть рекомендовано применение взрывов.

Эти колодцы могут быть также образованы посредством вращательного бурения с напарьем, имеющим расширитель до требуемого диаметра колодца.

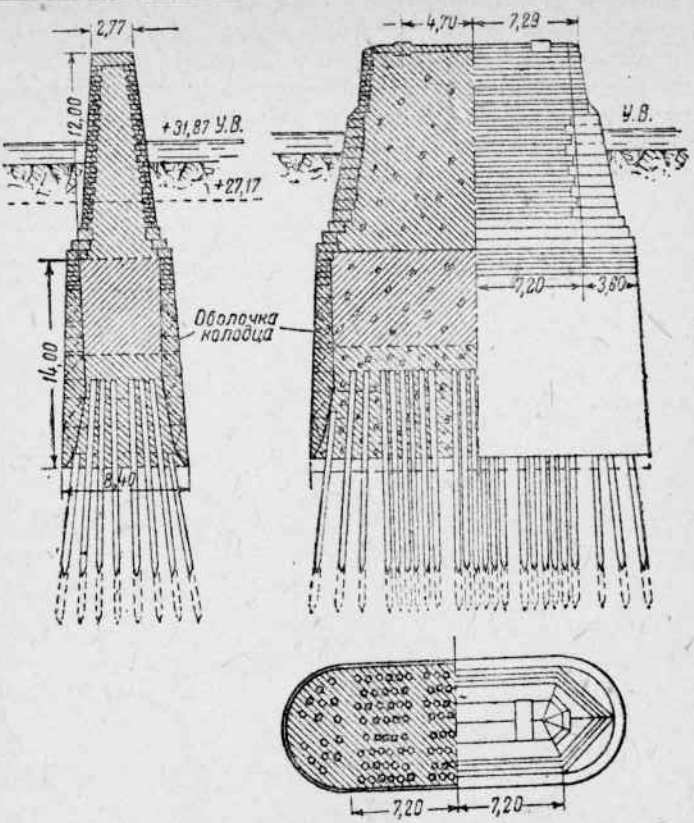
После проходки колодца до проектной глубины в нём устраивается бетонная подушка, на которую затем устанавливается, если требуется, арматура в виде готового каркаса, и колодец заполняется бетоном. Таким способом были выполнены колодцы в лёссовидных суглинках под фундаменты колонн одного из паровозоремонтных заводов НКПС в 1936—1937 гг.

в) Комбинирование опускных колодцев с другими методами фундирования

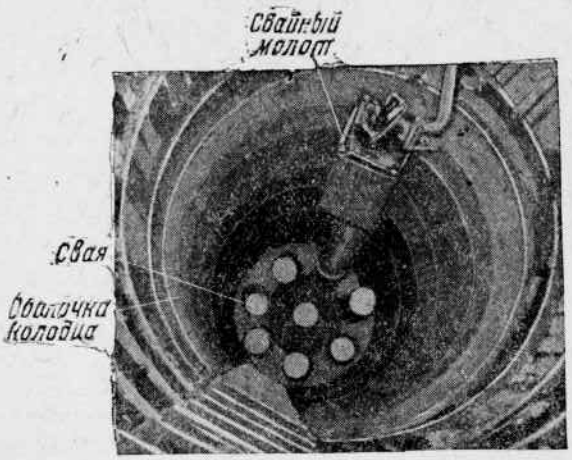
При значительной мощности слабого грунта может оказаться целесообразным комбинирование опускного колодца со сваями: сперва проходят на некоторую глубину опускным колодцем, а затем из шахты колодца производят погружение свай для уплотнения грунта или для достижения сваями надёжного слоя грунта, в который опирают острия свай.

На фиг. 308 показан пример осуществлённой опоры моста на деревянных сваях и опускном колодце. На фиг. 309 показана забивка свай внутри шахты колодца посредством свайного молота.

При постройке в Москве одного жилого дома на опускных кирпичных колодцах пришлось приостановить опускание последних на



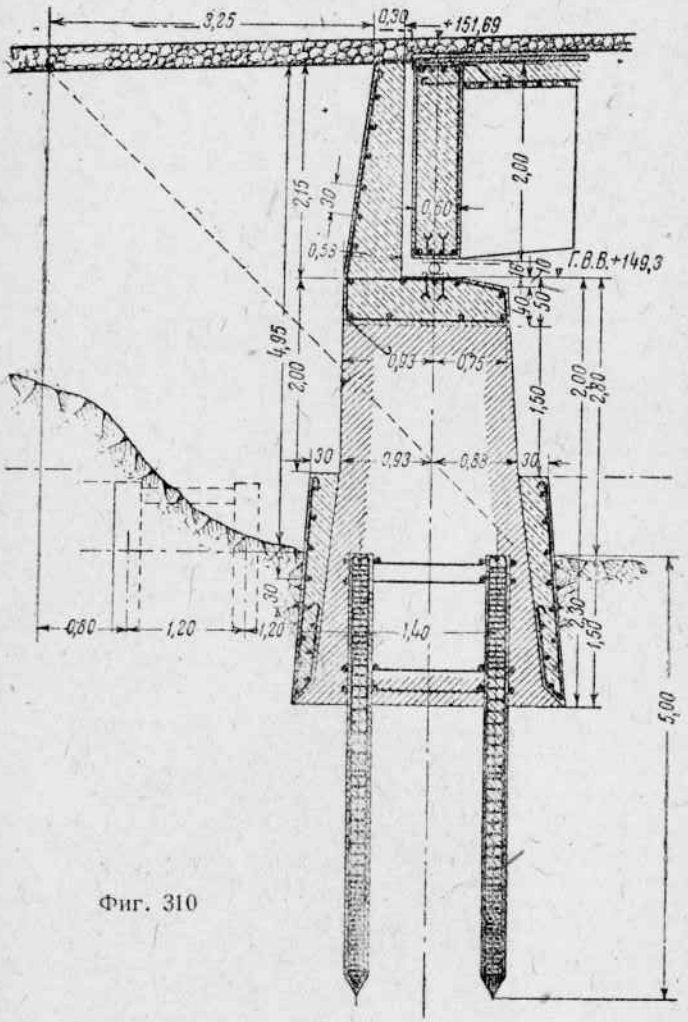
Фиг. 308



Фиг. 309

глубине около 5 *м* из-за большого наплыва грунта в шахту колодца и обнаруженных повреждений окружающих зданий, а также провалов дорожного полотна улицы.

Посредством копра с выпускными стрелами, направленными в шахту колодца, из шахты были забиты деревянные сваи до прочного грунта, после чего шахта колодца была забетонирована.



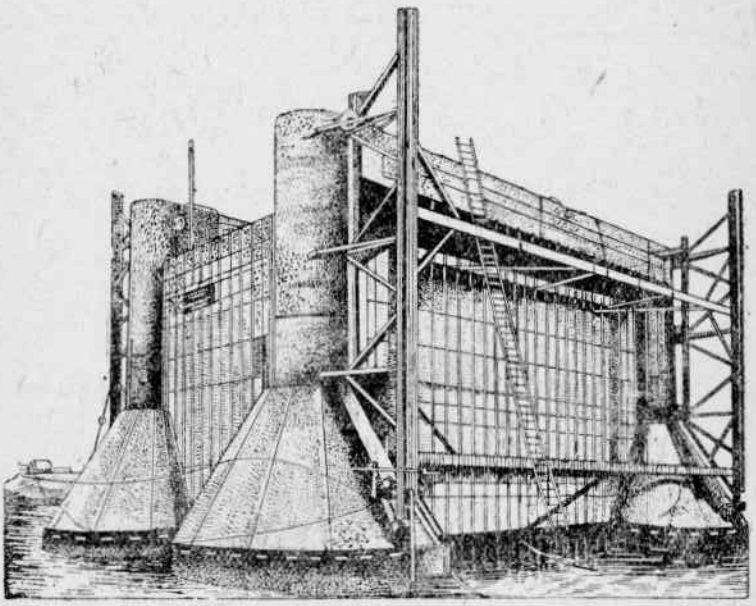
Фиг. 310

Забивка свай из шахты может быть произведена, если есть возможность, с водоотливом, а также без водоотлива при специальном подводном молоте или копрами с подбабками требуемой длины.

На фиг. 310 дана опора одного из мостов, где опускной колодец был комбинирован с железобетонными сваями.

В разделе девятом «Кессоны» даны примеры превращения опускных колодцев в кессоны, когда заранее было предусмотрено сперва выполнять работы открытым способом опускания; затем с некоторой глубины колодцы обращались в кессон, и дальнейшее погружение уже велось под сжатым воздухом.

При грунтах, допускающих окаменение посредством ввода химических реагентов, представляется возможность в некоторых случаях, например при опускании в песчаные грунты, произвести из шахты колодца химическое закрепление песков ниже ножа колодца.

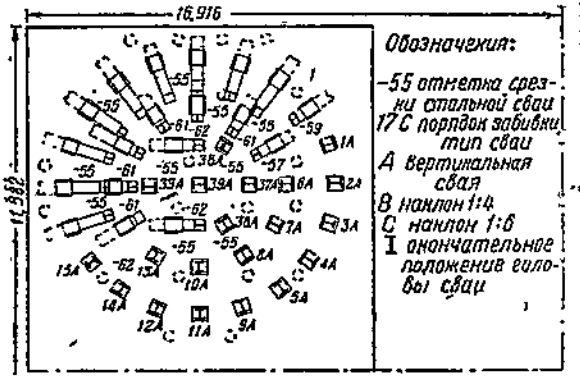


Фиг. 311

Интересный пример комбинирования металлического наплавного колодца с металлическими сваями двутаврового сечения представляет фундамент под опоры моста через р. Потомак (США), законченного постройкой в 1940 г. С мощных плавучих копров забивались наклонно и вертикально концентрическими кругами стальные клёпаные сваи длиной до 60 *м* и весом до 12 *т* посредством молота двойного действия весом 16 *т* (при весе бабы молота 7 *т* энергия от одного удара составляла 5187 *кгм*). К забитым сваям буксировались наплаву стальные колодцы. На фиг. 311 показан четырёхцилиндровый опускной колодец, цилиндры которого соединены продольными и поперечными диафрагмами; для большей жёсткости система усилена четырьмя фермами. Каждый из четырёх цилиндров колодца состоит из двух частей: нижней в виде воронки и верхней — трубы, суживающейся вверх (уклон 1,2 : 30).

Плавучесть колодцев достигается тем, что каждый из четырёх элементов колодца разделён внутренней диафрагмой на две секции-камеры

и в нижнюю секцию, открытую снизу, подаётся сжатый воздух. Для уменьшения толщины внутренней диафрагмы в верхнюю камеру для противодавления также подаётся сжатый воздух (до 15 *ат*). Опускной колодец плавает тогда, когда вес его наплаву составляет 450 *т*.



Фиг. 311а

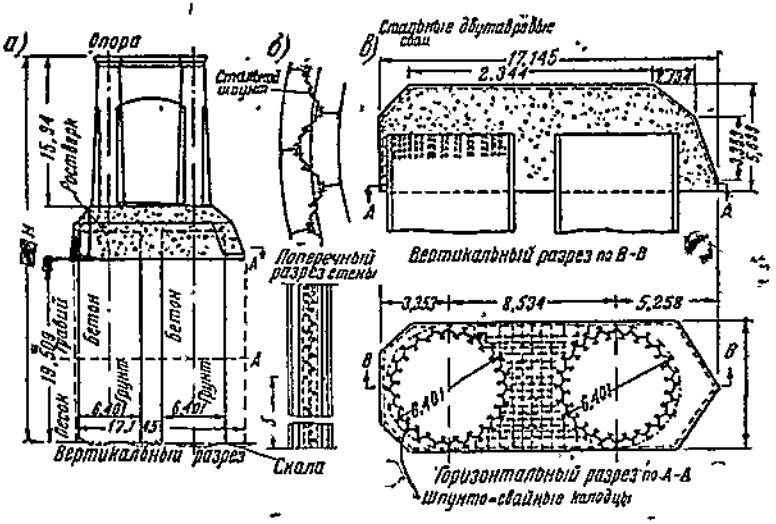
Отбуксированный колодец погружается на 4 свайных куста (фиг. 311а) при выпуске сжатого воздуха из нижних секций.

После установки на сваи колодца последний бетонируется. Головы свай утопляются в бетон на высоту от 3 до 5 *м*.

г) Шпунто-свайные колодцы

Под быки моста через р. Миссури (1937—1939 гг.) были применены шпунто-свайные колодцы (фиг. 312, *а*).

Цилиндрические колодцы были образованы забивкой через песчано-гравелистые грунты до известняковой скалы стальных свай из дву-



Фиг. 312

тавров и стального шпунта (фиг. 312, *б*). Сваи и шпунт забивались на глубину до 22,5 *м* ниже горизонта меженних вод посредством молотов двойного действия с подмывом.

Двутавровые стальные сваи являются, с одной стороны, несущим элементом колодца, передавая давление на скалу, и с другой, — входят в состав ограждения стенки колодца.

Так как стальные сваи рассчитаны на передачу давления на скальный грунт, то после образования шпунто-свайных колодцев грунт из колодца посредством грейфера вычерпывался до линии $A — A$ (фиг. 312, *а*). Полость колодцев, очищенная от грунта выше горизонта $A — A$, заполнялась бетоном. Каждый бык опирался через ростверк на два шпунто-свайных колодца (фиг. 312,*в*).

Экскавация грунта из колодца (линия $A — A$) предусмотрена по условиям устойчивости основания на 1,5 *м* ниже наибольшего возможного размыва грунта ложа реки.

РАЗДЕЛ ДЕВЯТЫЙ

КЕССОНЫ

Глава I

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

§ 1. СУЩНОСТЬ И ФИЗИЧЕСКИЕ ОСНОВАНИЯ МЕТОДА КЕССОННЫХ РАБОТ

Из предыдущего нам известно, что в опускном колодце разработка грунта осуществляется открыто, т. е. при нормальном атмосферном давлении.

Кессонный способ производства работ является таким методом глубокого фундирования, при котором разработка грунта осуществляется закрыто в специальной рабочей камере со сжатым воздухом, посредством которого вода отжимается из камеры, чем и обеспечивается производство работ внутри камеры насухо.

Из физики известно, что окружающий нас воздух на поверхности земли оказывает на все предметы всестороннее давление, равное 1,033 *кг/см*^{2}.

Организм человека приспособился к этому давлению и не ощущает его. Этому атмосферному давлению соответствует давление столба воды высотой 10,33 *м*.

В технике пользуются технической атмосферой, т. е. давлением, при котором на 1 *см*^{2} приходится сила, равная 1 *кг*. Следовательно, давлению в 1 *кг/см*^{2} будет соответствовать столб воды, равный 10 *м*.

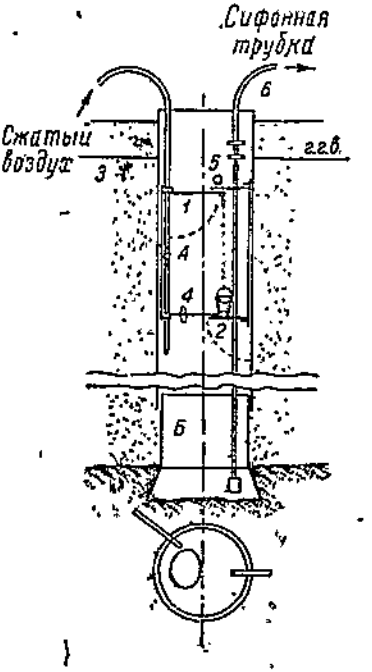
Если бы мы пожелали воспользоваться кессонным способом устройства фундамента на местности, покрытой водой, или в водоносных грунтах с заложением подошвы фундамента от уровня воды на 20 *м*, то абсолютное давление на этом уровне составило бы 3 *ат* (точно 3,033 *ат*); можно также сказать, что там действует добавочное давление, равное 2 *ат*. Обычно давление сжатого воздуха исчисляют в добавочных атмосферах, опуская слово «добавочные».

Для того чтобы производить работу в камере кессона на указанной глубине насухо, необходимо, чтобы давление сжатого воздуха в камере кессона уравновешивало давление воды и равнялось 2 *ат*.

Идея применения сжатого воздуха для устройства фундаментов возникла в результате непреодолимых препятствий, которые встретились на пути погружения шахты-колодца при огромном притоке воды в колодец, откачать которую оказалось невозможным, из-за чего работа по опусканию прекращалась.

В 1841 г. французский инженер Триже при заложении шахты в водоносном слое угольных копей в долине р. Луара начал опускать железный круглый колодец диаметром 1 *м*. После того как колодец опустили на глубину 14 *м*, он остановился. При огромном притоке воды в колодец откачать её оказалось невозможным. Чтобы продолжить прерванное опускание колодца, Триже для удаления воды из колодца предложил применить сжатый воздух.

Первоначальное приспособление Триже, из рассмотрения которого уясняется сущность как самих работ при помощи сжатого воздуха, так и основных элементов, ей сопутствующих, заключалось в следующем.



Фиг. 313

В верхней части опускного металлического колодца (фиг. 313) была помещена железная камера *А* с открывающимися вниз герметическими крышками *1* и *2*. В нижнюю часть колодца *Б* посредством трубки *3* нагнетался сжатый воздух давления, соответствующего высоте водяного столба от нижней кромки колодца до уровня грунтовых вод. При положении нижней кромки колодца (ножа) от поверхности грунтовых вод на глубине 14 *м* для отжатия воды из колодца необходимо было подать воздух в нижнюю часть колодца *Б* давлением немного более 1,4 *ат*.

При закрытой нижней крышке *2* давлением воздуха в полости колодца *Б* плотно прижимается крышка к днищу камеры снизу вверх.

В таком положении рабочий может войти в камеру *А* через полость колодца, открыв верхнюю крышку *1* камеры. Войдя в камеру и прикрыв за собой крышку *1*, рабочий открывает кран *4*, сообщающий части колодца *А* и *Б*. Сжатый воздух начинает переходить из полости *Б* в полость *А* до тех пор, пока давление в части колодца *Б* и в камере *А* не сравняется. Тогда прикрытая крышка *1* ввиду разности давлений наружного воздуха и сжатого в камере будет плотно прижиматься к потолку камеры, а крышка *2*, как только сравняется давление, под влиянием собственного веса откроет вход в нижнюю часть колодца *Б*. Таким образом, рабочий при наличии в колодце специальной камеры может перейти от условий нормального атмосферного давления в пространство со сжатым воздухом. Когда рабочему необходимо выйти из нижнего пространства колодца *Б* с повышенным давлением на поверхность с нормальным давлением, он должен подняться в камеру *А* через открытый лаз крышки *2* и прикрыть последнюю за собой, затем закрыть кран *4*, сообщающий полости колодца *А* и *Б*, и открыть кран *5*, соединяющий полость камеры *А* с наружным воздухом.

По выходе сжатого воздуха наружу давление в камере *А* сравняется с наружным атмосферным давлением и крышка *1* под влиянием собственного веса опустится вниз и откроет отверстие для выхода наружу; в то же время крышка *2* при наличии разности давлений в полостях *А* и *Б* окажется прижатой к днищу камеры.

Опыт Триже удался. Вода под давлением сжатого воздуха, поданного в полость *Б*, была отжата частью в грунт, а частью по сифонной трубке *6* наружу. После этого представилась возможность приступить к разработке грунта из-под краёв колодца насухо и удалять его посредством бадьи через промежуточную камеру *А*, позволяющую, как мы видели из изложенного выше, сообщать её с нижней полостью колодца *Б*, где постоянно поддерживается сжатый воздух, и с наружным атмосферным давлением.

Полость *Б* есть рабочая камера, присущая каждому кессону, полость *А* Триже назвал шлюзом; это прототип шлюзовых аппаратов (камер) современных кессонов.

Со времени предложения Триже прошло сто лет; изменились масштабы работ, сфера применения сжатого воздуха; в технику работ со сжатым воздухом, которые называются у нас кессонными, введены усовершенствования. Но основные части и принцип работы, как это видно будет из изложенного ниже, остаются такими же, какими предложил их инж. Триже.

§ 2. ИСТОРИЧЕСКИЕ ДАННЫЕ

Первым случаем применения сжатого воздуха для работ в водоносных грунтах посредством трубчатых кессонов является проходка шахты в слое плывуна глубиной 20 *м* по предложению французского инженера Триже. Кессон Триже представлял собой железный цилиндр (колодец), имеющий две герметические перегородки, в которых устраивались лазы, закрываемые крышками. Часть колодца ниже второй перегородки служила в качестве рабочей камеры; верхняя часть колодца между двумя перегородками представляла шлюз.

Переход к кессонам, имеющим в плане одинаковое очертание с сооружением, осуществлён был в 1858 г. при постройке быков Рейнского моста у Келя. Этот кессон, как и последующие, применявшиеся в течение ряда лет под опоры мостов, был выполнен из железа. Оформление его близко к оформлению современных кессонов.

Наибольшие размеры железных кессонов достигнуты при постройке сухого дока в Тулоне за время с 1878 г. по 1880 г. Длина кессона здесь равнялась 144 *м*, ширина 41 *м*, вес 2 400 *т*.

В дальнейшем стали сооружать каменные кессоны. Крупные каменные кессоны, на которых основаны быки мостов через р. Эльба у Лауербурга, были выполнены в 1877 г. Наряду с каменными кессонами в США появились деревянные кессоны. Наиболее крупным кессоном, сооружённым из дерева, является опущенный в 1871 г. кессон устоя Бруклинского моста через р. Ист-Ривер в Нью-Йорке. Размеры его по подошве достигают 30,7 × 53,5 *м* при глубине погружения 23,8 *м* ниже горизонта воды.

Вследствие неудовлетворительной работы каменной кладки на растяжение, а также и вследствие того, что кессоны при погружении подвергаются неравномерным и не поддающимся предварительному учёту напряжениям, кессоны из каменной кладки в настоящее время не делаются, уступив место кессонам из армированного бетона.

Деревянные кессоны имели наибольшее распространение в течение длительного времени в США и России — странах, богатых лесом, где деревянные кессоны оказывались экономически более выгодными. При этом деревянные

кессоны имели преимущества при опускании вследствие небольшого их веса. Недостатками деревянных кессонов являются усушка дерева и коробление, ведущие к появлению щелей и утечке воздуха. Кроме того, дерево легко возгорается, в особенности при сжатом воздухе, вследствие большого содержания кислорода.

В настоящее время, в особенности в СССР, деревянные кессоны уступают место деревобетонным кессонам, выполняемым с гибким и жёстким деревянными каркасами.

В России первые кессоны были опущены в 1867 г. при постройке моста через Днепр у Киева (Дарницкий мост).

В СССР кессоны находят широкое применение в различных областях нашего социалистического строительства: на железнодорожном и автодорожном транспорте — под опоры мостов, в гидротехническом строительстве — при постройке плотин, на строительстве метрополитена, под крупные агрегаты промышленного строительства и т. д.

В СССР в 1927 г. был впервые построен деревобетонный кессон с гибкой деревянной арматурой. Во вторую пятилетку опущены крупнейшие железобетонные кессоны, как, например, кессоны под опоры моста им. Володарского в Ленинграде длиной 39,80 *м*, шириной 11,20 *м*, площадью 413 $м^2$ и железобетонный кессон под опоры моста метрополитена в Москве длиной 40 *м*, шириной 17,5 *м*, площадью 700 $м^2$ при весе камеры 5 687 *т*.

§ 3. УСЛОВИЯ, ОБЛАСТЬ И ПРЕДЕЛЫ ПРИМЕНЕНИЯ

Кессонный способ неприменим при устройстве фундаментов в сухом грунте; он применяется в случае расположения подошвы сооружения ниже уровня грунтовых или открытых вод. Поэтому кессонный способ может конкурировать с устройством фундаментов в открытом котловане, со способом опускных колодцев и с устройством фундаментов на свайных основаниях.

Так как кессонный способ работ неблагоприятно отражается на здоровье рабочих и является дорогим из-за дополнительных расходов на обслуживание пневматических установок, для изготовления самих кессонов и повышенной заработной платы кессонщикам, то к нему следует прибегать только тогда, когда приходится отказываться от перечисленных выше методов.

В табл. 35 указывается, какие способы устройства оснований применимы наряду с пневматическим способом для различных грунтовых, гидрологических и гидрогеологических условий. В таблице приводится пять случаев грунтовых условий, где применение кессонного способа является целесообразным; однако нельзя признать этот перечень совершенно исчерпанным. Например, можно отдать предпочтение кессонному способу при использовании наличного кессонного оборудования и установок, не требующих одновременно значительных затрат.

Кессонный способ приобретает особое значение в случае, если приток воды так велик, что его нельзя преодолеть посредством откачки в открытом котловане, или если последняя влечёт за собой недопустимое разрыхление грунта основания. В этом случае пневматический способ, вытесняя воду, осушает грунт основания, открывает свободный доступ к нему и обеспечивает возможность

Грунтовые условия	Приток воды	Открытый котлован с откосами или за перемычками без шпунтового ограждения[1]	
		с обычным водоотливом	с понижением грунтовых вод
1	2	3	4
1. Препятствия в грунте (валуны, древесные стволы, остатки старых сооружений), залежи камня или пласты серного колчедана или же скалистый грунт	Незначительный	+	+
	Сильный	—	+
	Нельзя преодолеть[3]	—	—
2. Хороший для основания грунт не может быть достигнут сваями или шпунтовыми стенками	Незначительный	Большей частью слишком дорого ввиду большой выемки грунта	
	Сильный		
	Нельзя преодолеть[3]	—	—
3. Грунт не представляет затруднений для забивки свай и шпунтов, но подошва сооружения располагается на такой глубине, что крепления ограждающих шпунтовых стенок обходятся при водоотливе слишком дорого	Незначительный	+	+
	Сильный	—	+
	Нельзя преодолеть[3]	—	—
4. С достаточной уверенностью о составе и прочности грунта можно судить только по его обнажении	Незначительный	+	+
	Сильный	—	+
	Нельзя преодолеть[3]	—	—
5. Грунт основания или грунтовая вода содержит вредные для бетона вещества	Незначительный	+	+
	Сильный	—	+
	Нельзя преодолеть[3]	—	—

Примечание. + возможно, — невозможно.

[1] Неприменимо при ограниченном пространстве.
[2] Неприменимо при очень высоких нагрузках.
[3] Подразумевается, что приток воды нельзя преодолеть посредством

ций по сравнению с кессонным способом

Таблица 35

Открытый котлован в шпунтовом ограждении			Свайные ростверки[2]	Основания на опускных колодцах		Кессонные основания с применением сжатого воздуха
с обычным водоотливом	с понижением грунтовых вод	без водоотлива посредством подводного бетонирования		с водоотливом	в воде	
5	6	7	8	9	10	11
—	—	—	—	—	—	+
—	—	—	—	—	—	+
—	—	—	—	—	—	Единственное решение
—	—	—	—	+	+	+
—	—	—	—	—	+	Единственное решение, если исключаются опускные колодцы без водоотлива (грунтовые условия 1, 4 или 5)
—	—	—	—	—	+	
—	—	+	+	+	+	+
—	—	+	+	—	+	+
—	—	+	+	—	+	Единственное решение, если исключить способы граф 7 и 10 вследствие вредной для бетона воды и графы 8 вследствие слишком большой нагрузки
+	+	—	—	+	—	+
—	+	—	—	—	—	Единственное решение, если способ графы 4 не может быть применён из-за недостатка места, а способ графы 6 из-за затруднения при забивке шпунта
—	—	—	—	—	—	Единственное решение
+	+	—	+	+	—	+
—	+	—	+	—	—	+
—	—	—	+	—	—	Единственное решение, если способ графы 8 отпадает из-за слишком больших нагрузок или вследствие затруднений при забивке свай

откачки насосами.

производить работу насухо без нарушения связности грунта.

Свайные основания исключаются в тех случаях, когда нагрузка от сооружения очень велика для свайного ростверка, что часто встречается при постройке мостовых опор, когда грунт представляет большие затруднения для забивки свай или если забивка свай вовсе невозможна из-за прослоек погребённых стволов деревьев, скоплений валунов и т. д.

Опускание колодцев затруднено наличием включений или большого наплыва грунта в колодец и возможной вследствие этого просадки окружающих сооружений.

Невозможно производить подводное бетонирование, если грунт или вода содержат вредные для бетона вещества.

В этих условиях кессонный способ является единственно возможным при разрешении вопроса глубокого фундирования.

Большое преимущество пневматического способа работ заключается в том, что он позволяет обнажить грунт основания и произвести, если требуется, все необходимые исследования и испытания вплоть до пробных нагрузок. Кессонные работы при современной технике производства работ отличаются большой точностью и определённостью в сроках производства и их окончания и обеспечивают высокое качество работ, так как надзор за ними не представляет трудностей.

Преимущественной областью применения кессонного метода работ являются фундаменты под мостовые опоры, закладываемые в руслах рек, и при значительной глубине заложения подошвы опор.

В мостовых опорах, несущих значительную нагрузку, упомянутая возможность надёжного исследования и непосредственного осмотра грунтов основания в кессоне нередко может иметь решающее значение при выборе кессонного способа работ.

Кессонный способ в настоящее время, как уже отмечалось, применяется при строительстве самых разнообразных сооружений: на железнодорожном и автодорожном строительстве — под опоры мостов; в гидротехническом — под плотины, набережные, насосные и водосборные колодцы, тоннели метрополитена, тоннели железных дорог, шахты в горном деле, а также в области промышленных и гражданских сооружений. Кессонный способ иногда может быть весьма рационально применён в комбинации с другими способами устройства фундаментов, например с опускными колодцами и свайными основаниями.

Наибольшая глубина заложения шахты посредством сжатого воздуха в 37,5 *м* от уровня грунтовых вод была достигнута в США. До этой же глубины опускались кессоны в 1929 г. при устройстве бетонной диафрагмы Вименской земляной плотины в штате Мэн. Воздушное давление поднималось до 3,75 *кг/см*^{2}.

Наибольшие глубины заложения фундаментов достигнуты при устройстве пневматическим способом в мостовых опорах США.

В СССР наибольшая глубина погружения посредством кессонов достигнута при постройке опор Бузанского моста.

Здоровый организм человека без заметных болезненных явлений выдерживает давление до 10 *м* водяного столба и без опасности весьма серьёзных заболеваний в общем — до 20 *м* водяного столба.

При дальнейшем увеличении давления производительность труда ослабевает и продолжительность пребывания в сжатом воздухе подлежит сокращению.

Кроме того, необходимо соблюдать особые санитарно-гигиенические предупредительные меры, о которых будет сказано ниже. Поэтому по мере увеличения глубины работа в сжатом воздухе становится и опаснее и дороже.

Глубину 35 *м* следует считать пределом для экономической целесообразности применения кессонного способа.

§ 4. СХЕМА СОВРЕМЕННОГО КЕССОНА

Современный кессон (caisson — ящик) состоит из трёх основных частей: камеры кессона, шахты и шлюзового аппарата (фиг. 314).

К а м е р а к е с с о н а представляет собой водонепроницаемый ящик, опрокинутый вверх дном и имеющий высоту, достаточную для удобного производства в нём работ; по нашему законодательству эта высота должна быть не менее 2,2 *м*.

Для того чтобы рабочие могли попасть в рабочую камеру кессона для разработки в ней грунта и выдавать из рабочей камеры выработанный грунт наружу, к потолку рабочей камеры присоединяется труба, которая называется ш а х т о й; наверху к шахте прикрепляется шлюзовой аппарат. По современным требованиям безопасности кессонных работ в СССР шахты и шлюзовые аппараты должны устанавливаться раздельно для материалов и грунта (материальные) и для рабочих (пассажирские)[1].

Разрешается применять совмещённые шахтные трубы и шлюзовые аппараты при непременном условии разделения шахтной трубы на два самостоятельных лаза: один для движения рабочих, другой для перемещения грунта и материалов (фиг. 314).

Ш л ю з о в о й а п п а р а т, или просто ш л ю з, назначается для обеспечения входа и выхода рабочих из рабочей камеры кессона, а также для подъёма грунта и подачи материалов без потери давления в камере кессона.

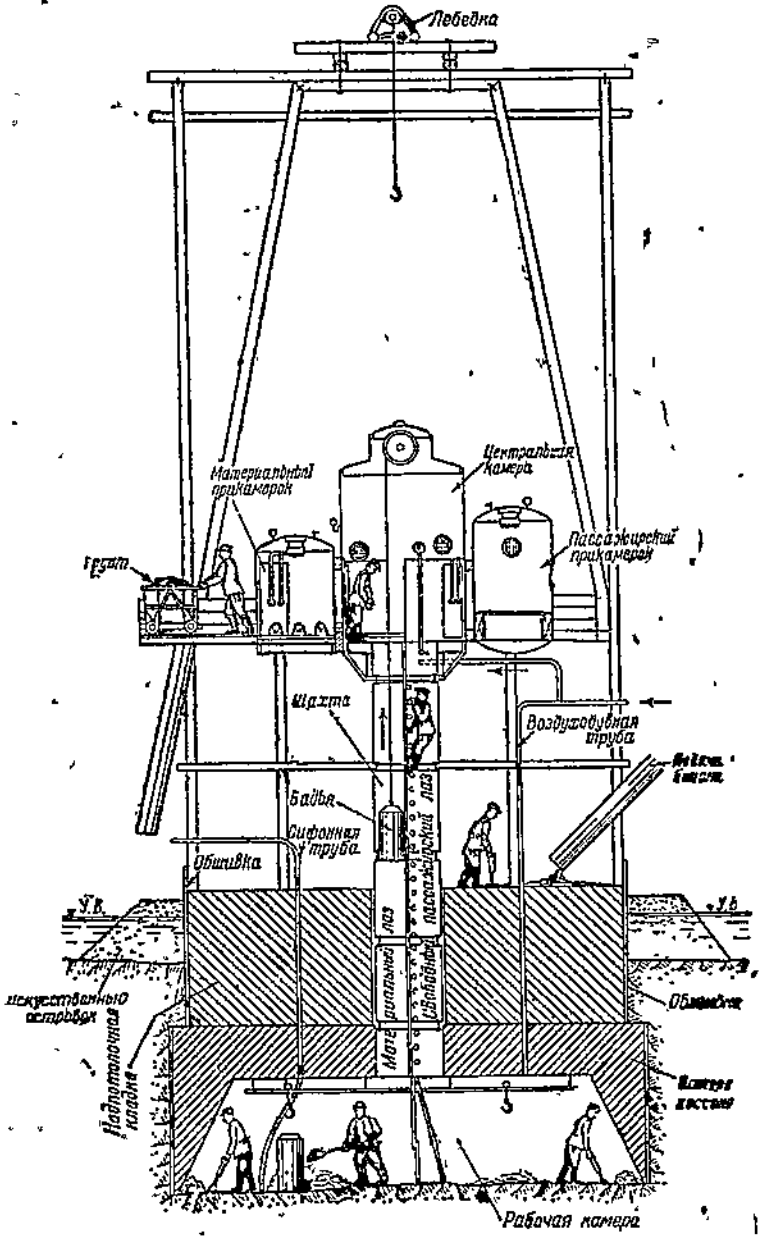
В простейших о д н о к а м е р н ы х ш л ю з а х это достигается тем, что шлюз (как и у Триже) имеет две дверки и сделан так, как схематически показано на фиг. 315.

Для увеличения пропускной способности шлюза его делают д в у х к а м е р н ы м и б о л е е. П р о ц е с с в х о д а и в ы х о д а в к е с с о н (шлюз — шахта — камера кессона или обратно) называется шлюзованием.

Схема шлюза с т р е м я к а м е р а м и показана на фиг. 316. Камера *I* соединяется посредством шахтной трубы с рабочей камерой кессона и называется ц е н т р а л ь н о й к а м е р о й ш л ю з о в о г о а п п а р а т а; боковые пристройки *II* и *III* называются п р и к а м е р к а м и. Шлюзование рабочих производится в прика-

[1] Термин «пассажирский шлюз» нами сохраняется, так как он получил широкое распространение как среди производственников-строителей, так и в литературе. Правильнее же называть «людской шлюз», так как шлюзуются люди.

мерках, из которых каждый снабжён двумя дверцами *3* и *2*. В центральной камере шлюза *1* давление воздуха равно давлению воздуха в шахте

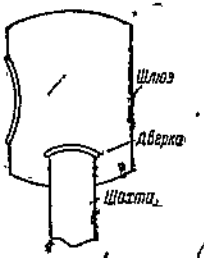


Фиг. 314

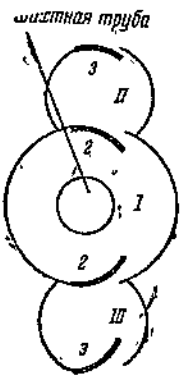
и рабочей камере. В центральной камере многокамерных шлюзов находятся рабочие-аппаратчики, занятые на подъёмке и шлюзовании грунта и материалов. Дверцы прикамерков *3* и *2* для

обеспечения безопасности делаются открывающимися внутрь, т. е. в сторону большего давления.

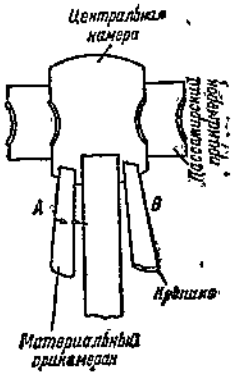
На фиг. 317 дана схема специализированного шлюзового аппарата с материальными прикамерками для грунта в виде труб *A* и *B* с крышками вверху и внизу. Крышки снабжены авто-



Фиг. 315



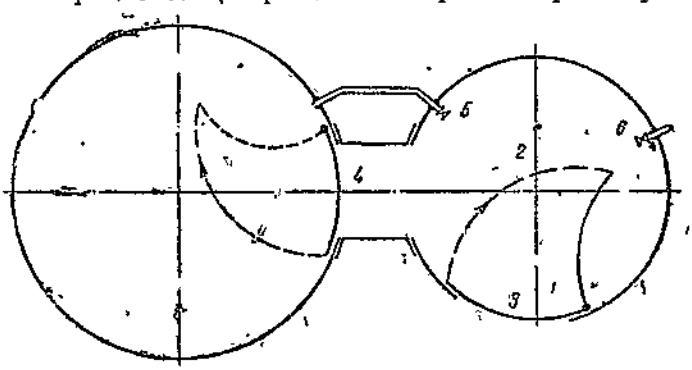
Фиг. 316



Фиг. 317

матическими механизмами, так что верхние крышки не могут быть открыты при открытых нижних, и наоборот. Трубы *A* и *B* загружаются и выгружаются попеременно, т. е. пока одна наполняется грунтом, вторая разгружается.

Схему действия современного шлюза и шлюзования рабочих рассмотрим на фиг. 318. Центральная камера *1* и прикамерок *2* соеди-



Фиг. 318

нены между собой металлической трубкой с краном *5*, а прикамерок *2*, кроме того, имеет еще выходящую наружу трубку с краном *6*.

При этом устройстве мы можем войти снаружи (нормальное атмосферное давление) в центральную камеру *1*, находящуюся под сжатым воздухом. Для этого войдём в прикамерок *2* через дверь *3* и плотно закроем её за собой, после чего откроем кран *5*. Сжатый воздух из центральной камеры *1* будет по трубке через кран *5* поступать в прикамерок *2*, отчего давление в нём будет повышаться. Через некоторое

время давление сжатого воздуха в прикамерке *2* и центральной камере *1* сравняется и можно будет свободно открыть дверь *4* и войти в центральную камеру *1*. Если необходимо выйти из центральной камеры *1* со сжатым воздухом наружу, поступают следующим образом. Войдя в прикамерок *2*, плотно закрывают за собой дверь *4* и открывают затем кран *6*. Сжатый воздух из прикамерка *2* постепенно будет выходить наружу до тех пор, пока давление в прикамерке *2* не сравняется с наружным атмосферным давлением; тогда можно будет свободно открыть дверь *3* и выйти из прикамерка *2* наружу.

Существует довольно много различных конструкций шлюзовых аппаратов; наиболее распространённые в СССР будут рассмотрены ниже.

Работа кессона производится следующим порядком. Подаётся от компрессора по трубам воздух в рабочую камеру, шлюзовой аппарат и шахту. Сжатый воздух давлением вытесняет воду из рабочей камеры кессона, и когда давление в кессоне поднимется на высоту, равную весу наружного столба воды, камера осушается. Далее шлюзуются в камеру кессона рабочие-кессонщики, которые разрабатывают грунт в камере кессона (фиг. 314). Разработка грунта в камере кессона в настоящее время производится различными методами: вручную лопатами, пневматическими снарядами, гидромеханизацией; скала разрабатывается взрывами. Разработанный грунт удаляется из рабочей камеры наружу через шахту или другим путём.

Кессон после подборки грунта под стенками камеры теряет опору и под влиянием собственного веса погружается в грунт.

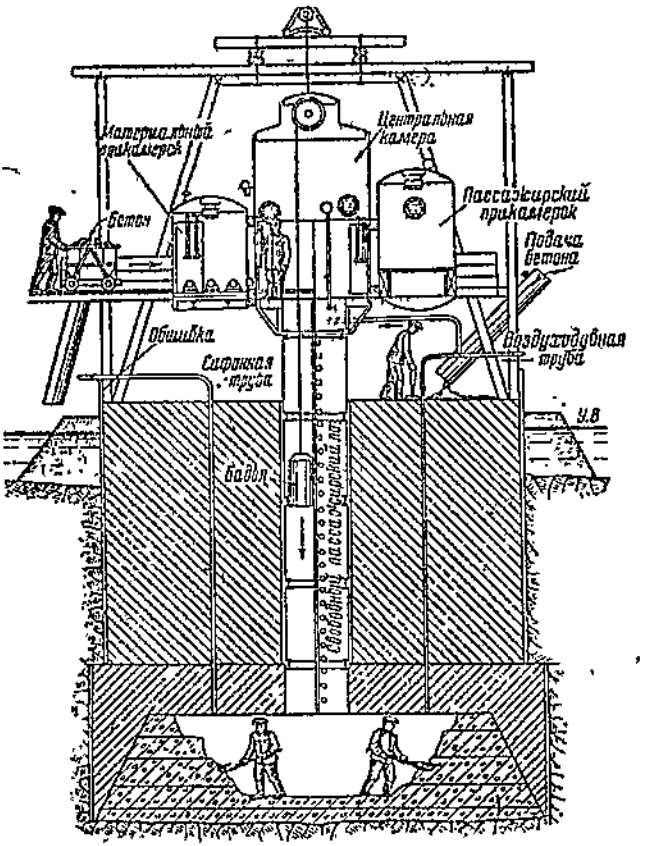
Одновременно с работой кессонщиков в камере кессона другая бригада рабочих — бетонщики, каменщики — непрерывно ведёт кладку над потолком рабочей камеры кессона. Схема этих работ показана на фиг. 319. Когда кессон нижней кромкой камеры (ножом) опустится до проектной отметки, работа по разработке грунта прекращается; рабочая камера и отверстие в надпотолочной кладке после снятия шахтной трубы заполняются кладкой (фиг. 319). В результате получается каменный массив (фундамент) глубокого заложения.

Отдельные этапы работ, начиная с момента изготовления камеры кессона, погружения кессона в грунт и кончая образованием массивного глубокого фундамента посредством кессонирования, показаны на фиг. 320, где: *а* — изготовлена камера кессона; *б* — посредством крана установлены шахта и шлюзовой аппарат; *в* — кессон опущен на глубину, после которой требуется нарастить шахтную трубу; *г* — положение кессона с нарощенной шахтной трубой и надкессонной кладкой, при котором можно продолжить дальнейшее опускание кессона; *д* — кессон опущен до требуемой проектной глубины, при которой бетонируются рабочая камера кессона и шахта после удаления шахтной трубы; *е* — образованный кессонным способом массивный глубокий фундамент.

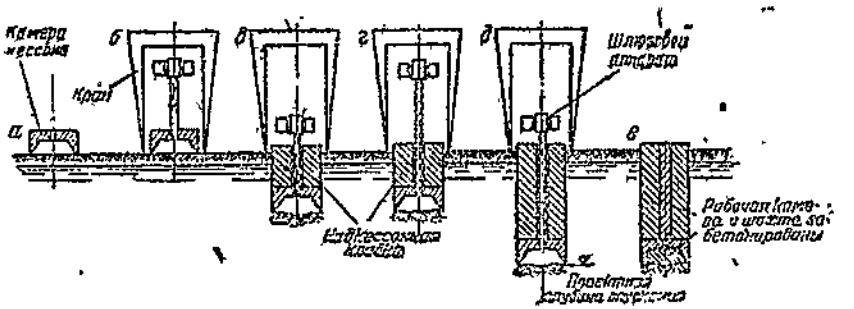
При таком способе кессонных работ камера кессона остаётся в толще массивного фундамента; следовательно, для каждого нового массива требуется новая рабочая камера. Эти кессоны называются кессонами с заделанными камерами в отличие от съёмных кессонов,

производство работ с которыми не влечёт потери камеры; об этих кессонах будет сказано ниже.

Следует отметить, что при глубоком опускании кессона по рас-



Фиг. 319



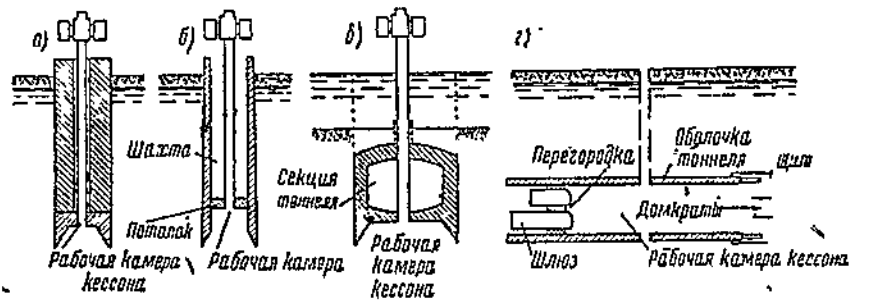
Фиг. 320

смотренной схеме, когда пользуются одним шлюзовым аппаратом, получаются неизбежные перерывы в работе, связанные со съёмкой шлюза на время наращивания шахты.

Во избежание перерывов в работе можно применять в кессоне два шлюзовых аппарата с отдельными шахтами и на время наращивания одной шахты при разобщении её с камерой кессона продолжать работу на втором шлюзовом аппарате.

При двух и более шлюзовых аппаратах целесообразно их специализировать, т. е. одни аппараты делать рабочими (пассажирскими) и другие — материальными для шлюзования грунта.

Помимо основного назначения кессонов — для возведения глубоких массивных фундаментов сооружений (фиг. 321, *а*) — кессонный способ производства работ применяется при сооружении шахт (фиг. 321, *б*) Внутри шахты для образования рабочей камеры устраивается временный потолок. По этой же схеме опускной колодец, представляющий шахту, обращается в кессон (устройством потолка); дальнейшее его опускание идёт не открытым, а закрытым способом. Это имеет место при встрече опускным колодцем препятствий, делающих невозможным продолжение опускания.



Фиг. 321

На схеме *в* фиг. 321 показано применение кессона для опускания секции тоннеля, которая, как видно, устраивается на потолке камеры кессона.

По схеме *г* фиг. 321 кессонный способ применяется, так же как и в предыдущем случае, для устройства тоннелей. Здесь рабочая камера размещается в головной части тоннеля, отделяясь от последнего перегородкой. Впереди рабочей камеры кессона располагается устройство (щит), посредством которого производятся разработка породы (грунта) и устройство оболочки тоннеля. Щит, упираясь домкратами в готовую оболочку, передвигается вперёд, врезаясь в грунт.

Кессоны по схемам *а*, *б* и *в* фиг. 321 называются вертикальными, а по схеме *г* фиг. 321 — горизонтальными.

Глава II

КОНСТРУКЦИЯ КЕССОННЫХ КАМЕР

§ 5. ОБЩИЕ СООБРАЖЕНИЯ

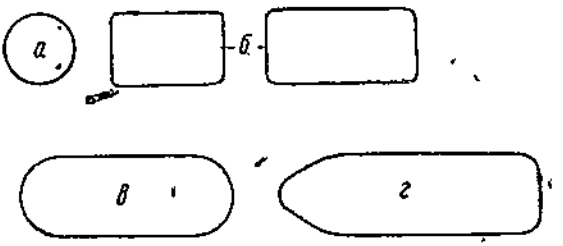
Фундаменты, выполненные посредством кессонов, могут применяться для самых разнообразных сооружений.

При относительно небольших размерах сооружения в плане их

возводят на одном кессоне; при крупных и в особенности вытянутых в одном направлении сооружениях последние возводятся на многих кессонах.

а) Форма кессонов в плане

Кессоны (камеры кессонов) входят в состав фундаментов сооружений, поэтому в плане кессоны соответствуют плану фундаментов этих сооружений, имея одно из основных очертаний, показанных на фиг. 322.



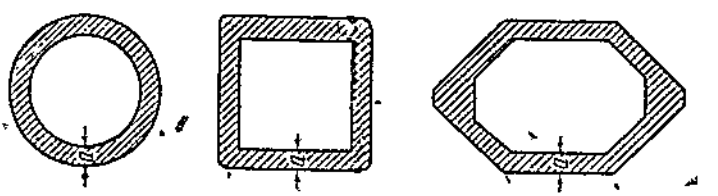
Фиг. 322

Кессоны с очертаниями в плане фиг. 322, *б* и *г* находят преимущественное применение под промежуточные опоры мостов.

Благоприятной для опускания фигурой является фигура, имеющая две оси симметрии. Кессоны, имеющие одну ось симметрии, оседают неравномерно, что создаёт затруднения при их опускании. Поэтому очертание кессона в плане, определяемое размером и формой сооружения, должно быть по возможности простым и симметричным.

В ряде случаев по условиям передачи давления на грунт нет необходимости применять сплошные по подошве фундаменты.

В целях снижения стоимости за счёт уменьшения объёма работ, в особенности в сжатом воздухе, применяются кессоны, имеющие не сплошную рабочую камеру под фундаментом, а в виде замкнутого контура требуемой ширины.



Фиг. 323

В плане эти кессоны могут иметь вид кольца, квадрата, прямоугольника и другие сложные формы, как это усматривается из фиг. 323.

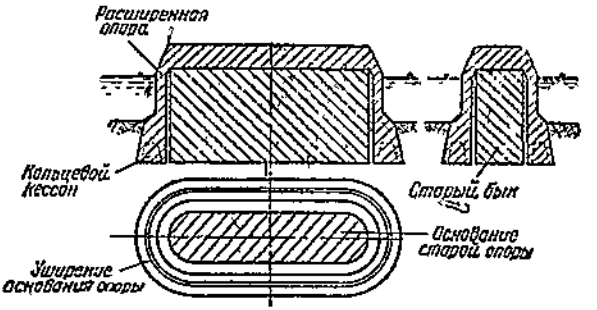
Наименьшая ширина в рабочей камере этих кессонов определяется возможностью без затруднений производить работу и должна быть не менее $a = 2{,}0 \div 2{,}5$ *м*.

Кольцевые кессоны не получили широкого распространения как по техническим, так и по экономическим соображениям.

Однако при реконструкции и усилении, например, мостовых опор (уширение основания опоры) кольцевые кессоны могут дать требуемое решение вопроса (фиг. 324).

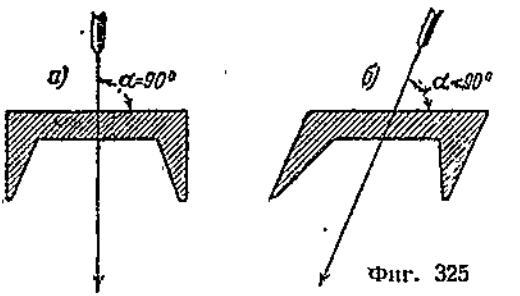
б) Очертание в поперечном сечении

Если на фундамент передаётся горизонтальное одностороннее давление (как, например, распор в арочных мостах или давление земли в подпорных стенках), то для улучшения распределения напряжений по подошве фундамента вместо расширения подошвы прибегают к постройке косых наклонных фундаментов, которые выполняются применением косых кессонов. Этим самым избегают излишнего расхода материала на нерациональные по форме опоры.



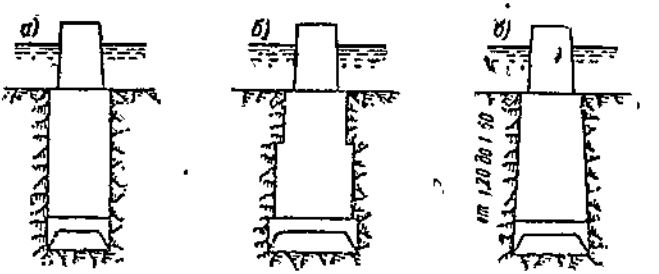
Фиг. 324

В отличие от прямых кессонов, опускаемых вертикально (фиг. 325, *а*), для косого, наклонного опускания камеры кессон делается с боковыми стенками, наклонёнными в одну сторону (фиг. 325, *б*).



Фиг. 325

В поперечном сечении камера кессона и надпотолочная кладка имеют вид, показанный на фиг. 326. Кессоны с вертикальными стенками с уступами и без уступов предпочтительнее, чем с наклонными, как по условиям простоты производства работ, так и по точности опускания.



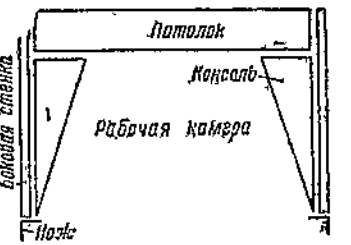
Фиг. 326

в) Элементы камеры кессона

Независимо от форм кессона в плане и поперечном сечении в конструктивном отношении камеру кессона условно можно представить как сооружение, состоящее из следующих элементов (фиг. 327): потолка, несущего нагрузку надпотолочной кладки; стенки, воспринимающей боковое давление земли и воздуха, консолей, поддерживающих пото-

лок, придающих жёсткость стенкам и передающих давление ножу; ножа, передающего давление на грунт и облегчающего погружение колодца. Подобное членение камеры кессона на элементы более всего отвечает конструкции металлических кессонов.

В рабочей камере современного железобетонного кессона, представляющего в поперечном сечении П-образную жёсткую раму, можно различать потолок и стены; при этом нижней части стены (ножевой) придаётся форма, удобная для прохождения тяжёлых прочных грунтов и гарантирующая от глубоких просадок при прохождении кессона в мягких слабых грунтах (наличие банкетки) (фиг. 328).

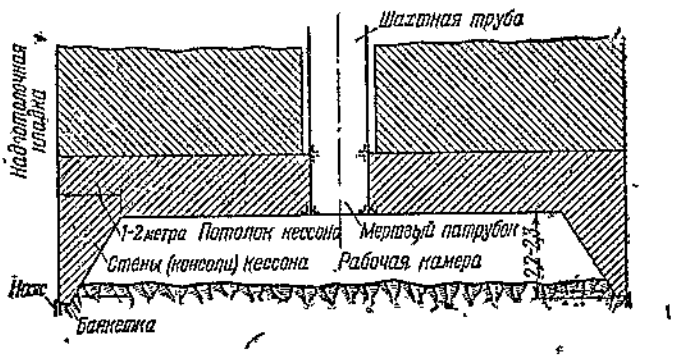


Фиг. 327

Консоли кессона работают в тяжёлых условиях, так как они должны передать на грунт вес кессона с надкессонной кладки. Кроме того, низ консоли должен иметь такую форму, чтобы исключалось чрезмерное погружение кессона в грунт (растёт величина распора грунта и уменьшается полезная высота рабочей камеры). При недостаточном углублении в грунт низа консоли повышается расход воздуха (утечка под нож).

Опыт показывает, что очертание внутренних граней консолей и потолка следует делать простейшим — горизонтальный потолок и наклонение у консолей.

При очень больших размерах камер кессона раньше устраивали внутри рабочей камеры продольные и поперечные перегородки, облег-



Фиг. 328

чающие работу потолка и консолей; ввиду усложнения производства работ в рабочей камере в настоящее время внутренние перегородки не применяют.

г) Материал кессонных камер

Конструкция камеры кессона может выполняться из различных материалов. При этом следует заметить, что название кессона в целом принято определять в зависимости от материала, из которого исполнена камера кессона. Если говорят «железобетонный кессон», то это

означает, что камера кессона сделана из железобетона. Шлюзовые аппараты (или шлюзы), шахтные трубы (или шахты) во всех типах рабочих камер делаются металлическими.

К конструкции камеры кессона предъявляются следующие требования: жёсткость по всем направлениям; малая воздухо- и водонепроницаемость; собственный вес, соответствующий условиям производства работ, т. е. малый вес при опускании с подмостей и наплаву с воды и большой вес при опускании с земли.

Различают кессоны: металлические, железобетонные, деревобетонные, деревянные и каменные.

Надо сказать, что в металлических и в деревянных кессонах без каменной кладки (бетонной) не обходятся; она применяется как заполнитель между элементами конструкции.

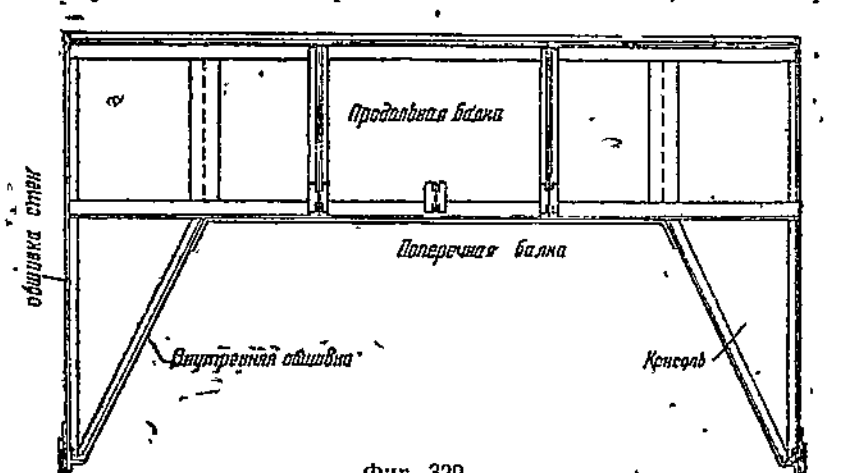
При сооружении мостовых опор применение находят металлические, железобетонные и деревобетонные кессоны. В СССР за последнее время применяются главным образом железобетонные и деревобетонные кессоны. Металлические кессоны по техническим требованиям разрешается применять только в особых условиях. При этом необходимо технически и экономически обосновать целесообразность избранного метода производства работ с затратой металла на конструкцию кессона.

Рассмотрим конструкции кессона, изготовляемые из перечисленных выше материалов.

§ 6. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КЕССОНЫ

а) Составные части кессона

Металлические кессоны конструируются в виде каркаса, состоящего из продольных и поперечных балок и консолей, на которых



Фиг. 329

укрепляется обшивка потолка и боковых стен из листового металла (фиг. 329). По конструкции они разделяются на кессоны со сплошными

балками и кессоны со сквозными поперечными и продольными балками и консолями.

Обычно сквозные поперечные и продольные балки помещаются в пределах высоты потолка.

Металлические клёпаные кессоны являются первыми, вошедшими в практику. Последние два десятилетия случаи применения металлических клёпаных кессонов как в СССР, так и за границей становятся единичными. Их вытесняют не менее прочные, лёгкие и экономически более выгодные железобетонные и деревянные кессоны.

В самое последнее время появляются снова металлические кессоны, но уже не клёпаные, а со сварными соединениями элементов.

Сварные соединения позволили в значительной мере понизить расход металла на единицу площади кессона и этим самым снизить их стоимость, ещё более облегчить вес кессона и обеспечить почти полную воздухо- и водонепроницаемость конструкции, что значительно уменьшает расходы, связанные с опусканием.

б) Клёпаные кессоны

Металлические кессоны, как указывалось, конструируются в виде каркаса, состоящего из продольных и поперечных балок и консолей, на которых укрепляется обшивка потолка и стен.

По типу и расположению балок они разделяются на:

1) кессоны со сплошными поперечными и продольными балками и консолями;

2) кессоны со сквозными поперечными и продольными балками и консолями.

Обычно в обоих указанных типах как продольные, так и поперечные балки располагаются в пределах высоты потолка, но встречаются кессоны со сквозными поперечными балками, которые перепускаются в рабочую камеру кессона.

К кессонам последнего типа прибегают при больших размерах кессона (сооружения) в плане.

На фиг. 330 представлены схематический план и разрез кессона площадью 197 $м^2$ со сплошными элементами.

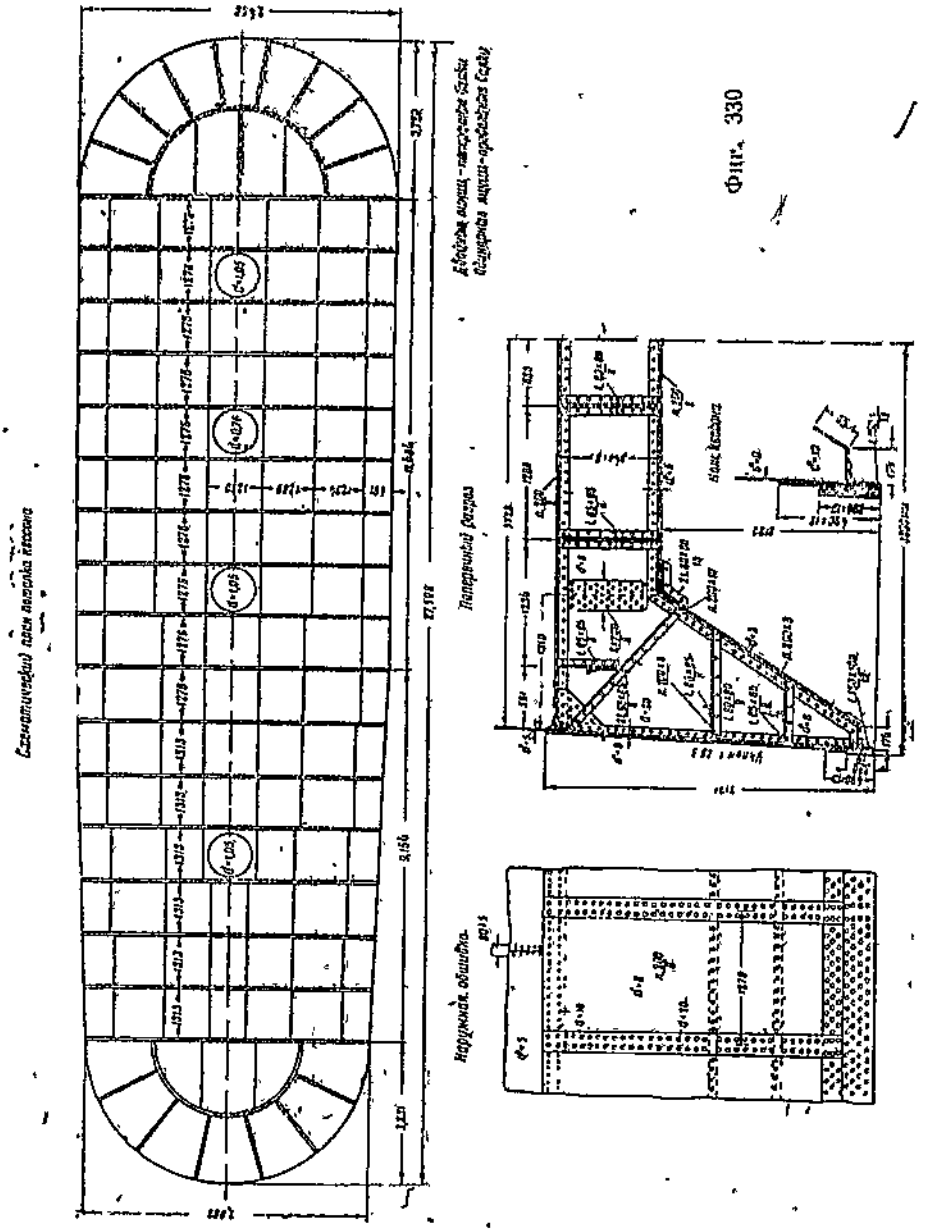
Потолок рабочей камеры состоит из поперечных балок сплошного сечения, расположенных параллельно короткой оси. Эти балки полностью воспринимают вертикальное давление. Продольные балки со сплошной стенкой, поставленные параллельно длинной оси кессона прерываются при встрече с поперечными балками.

Поперечные балки пропускаются до наружных стен, опираясь на консоли; в рассматриваемой конструкции поперечные балки непосредственно переходят в консоль треугольного очертания.

По наружной стороне консоли и торцам потолка делается наружная обшивка.

По низу поперечных и продольных балок, а также по наклонной стороне консолей устраивается обшивка. Эта обшивка образует рабочее пространство в кессоне и служит для поддержания бетонного заполнения потолка и консолей, а также для водо- и воздухонепроницаемости рабочей камеры.

Как видно из фигуры, продольные и поперечные балки имеют двутавровое сечение. Нож составлен из горизонтального листа, уголка и двух вертикальных листов. Он является связью между консолями

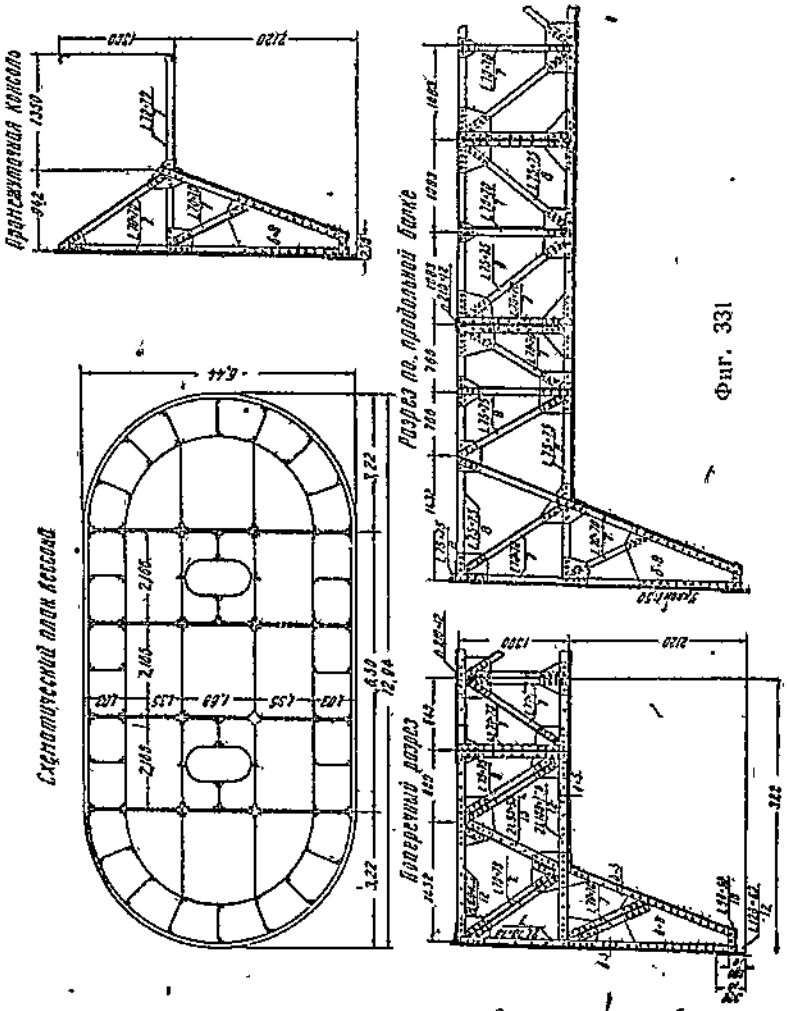


Фиг. 330

по низу, перераспределяет давление и тем самым препятствует местному прогибу кессона, когда часть кессона по контуру ножа может оказаться навесу вследствие неоднородности грунта. Обычно в твёр-

дых грунтах сечение ножа подбирают более сильное, а в слабых грунтах ограничиваются одним листом и уголком.

Расположение и размеры элементов ясны из приведённой фиг. 330. Кессоны со сплошными стенками балок обладают значительным весом и расходом на них металла. Так, вес металла, приходящийся



Фиг. 331

на 1 $м^2$ площади кессона в старых мостах (например, через Днепр у Киева), составляет 550 $кг/м^2$; сравнительно недавно (в 1927 г.) опущенный кессон в СССР площадью 99,36 $м^2$ потребовал 637 $кг$ металла на 1 $м^2$ площади кессона.

Кроме того, в кессонах со сплошными стенками балок бетон в заполнении потолка оказывается разделённым поперечными балками на отдельные секции, чем уменьшается продольная жёсткость кессона по сравнению с кессонами, имеющими монолитный потолок. Поэтому

в целях получения более жёсткой конструкции и экономии металла поперечные и продольные балки стали делать сквозными.

На фиг. 331 показан кессон с поперечными и продольными балками, выполненными в виде сквозных ферм. Расход металла в этом кессоне составляет 300 *кг/м*² площади кессона. Размеры и детали отдельных частей видны из фигуры.

Кессон, показанный на фиг. 332, имеет поперечные сквозные балки, опускающиеся в рабочую камеру, разделяя её на одиннадцать секций. При наличии пяти материальных шлюзов выдача грунта из этого кессона не особенно затруднительна.

Причинами разделения рабочей камеры поперечными балками являлись здесь большие размеры кессона в плане и наличие слабого грунта.

Поперечные стенки в рабочей камере кроме затруднений с подачей грунта к шахтам требуют особого внимания при посадках (погружение кессона при уменьшенных давлениях сжатого воздуха), когда может произойти повреждение этих балок кессона; кроме того, в конце опускания нижний пояс этих балок, рассчитываемый на растяжение, может подвергаться сжатию. Поэтому к кессонам этого типа следует прибегать только в исключительных случаях.

в) Сварные кессоны

Как уже отмечалось выше, клёпаные кессоны применяются до самого последнего времени. Тем не менее сварной тип кессона имеет бесспорные преимущества перед клёпаным как в части упрощения конструкции отдельных элементов, так и вследствие уменьшения собственного веса, что обеспечивает значительную экономичность.

Другим большим преимуществом сварного кессона являются сплошные сварные швы, представляющие прекрасное уплотнение соединений, препятствующее утечке сжатого воздуха и прониканию воды в рабочее помещение. Потеря воздуха в сварных кессонах сводится к нулю, тогда как в клёпаных кессонах в местах стыковых соединений прокладки из войлока, пропитанного битумом, не обеспечивают надёжной изоляции от утечки воздуха. Толщина стенок клёпаного кессона не бывает менее 5 *мм*, так как в противном случае нельзя выполнить доброкачественное соединение.

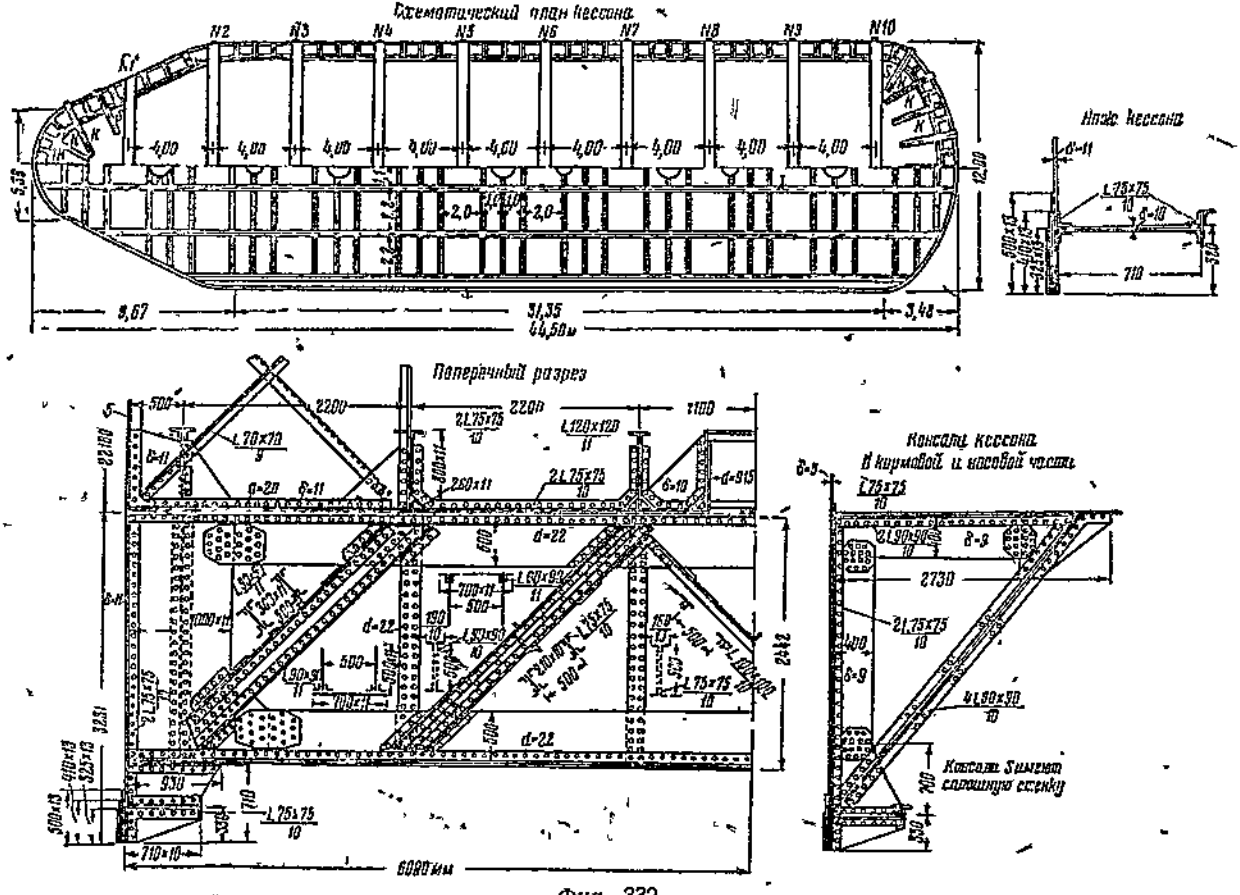
Стальные листы сварных кессонов выполняются толщиной 2 *мм* с получением хорошей сварки.

Элементы внутреннего каркаса также облегчаются, и собственный вес сварного кессона на основании выполненных работ составляет 240 *кг/м*² поверхности основания.

При строительстве нового моста через Дунай в Будапеште вес сварного кессона под быком равнялся 39 640 *кг* при площади основания 230,2 *м*², т. е. вес кессона, приходящийся на 1 *м*² площади основания, составил 172 *кг*.

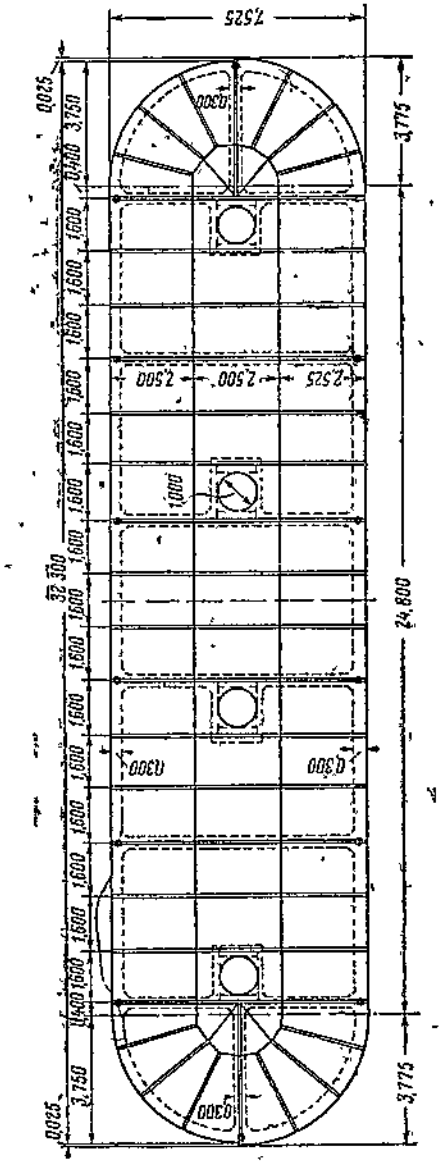
При расширении моста через Дунай в Будапеште вес кессона составлял 193 *кг* на 1 *м*² площади основания кессона.

На фиг. 333 представлен план сварного кессона, применённого для речных опор моста в Будапеште. Кессон представлял обычную


Схематический план кессона
Узел кессона
Поперечный разрез
Консоль кессона в кормовой и носовой части
Консоль 5 шпангоут сплошную стенку
8,67
31,35
3,48
44,50м
6090мм

Фиг. 332

в плане форму раздвинутых полукругов; в этих частях каркас выполнен посредством радиально расположенных балок. Расстояние между поперечными балками — от 1,45 до 1,60 *м*, что без затруднения выполнялось в сварной конструкции. Расстояние между продольными балками (наибольшее) равнялось 2,5 *м*. Сечение элементов решётки поперечных сквозных балок: раскосы — зетовое, а подвески — тавровое, выполнены из двух уголков (фиг. 334).



Фиг. 333

Конструкция сварного узла показана на фиг. 335.

Раскосы продольных балок имеют сечение из одного уголка. Деформация их (кручение) исключается ввиду наличия бетонного заполнения.

Соединение потолка с шахтной трубой показано на фиг. 336. Нижнее звено шахты приварено к двум особым балкам, которые опираются на поперечные балки.

Все сварные швы рассмотренного кессона выполнены сплошными, без разрыва.

Эти кессоны (фиг. 337) были сварены на заводе и доставлялись в собранном виде на верфь, где каждый кессон устанавливался на два понтона, с которых и опускался на цепях с подвешиванием в 14 точках.

Один из сварных кессонов моста в Будапеште монтировался непосредственно на месте постройки.

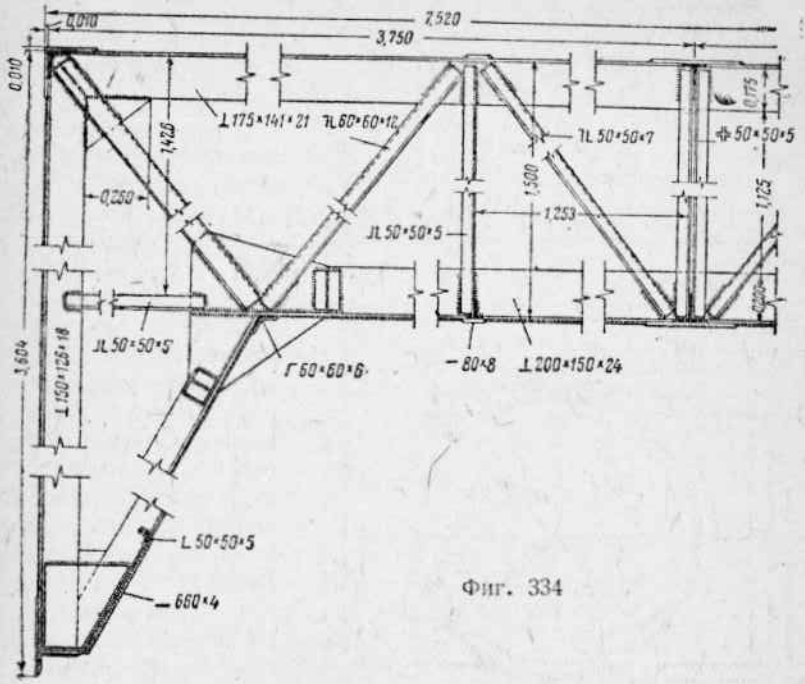
§ 7. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КЕССОНЫ

Первые железобетонные кессоны появились в конце первого десятилетия нашего века и были сконструированы применительно к условиям опускания металлических кессонов на цепях.

В дальнейшем эволюция железобетонных кессонов шла в направлении облегчения их веса не в ущерб прочности. К настоящему времени практикой испытаны кессоны из железобетона самых разно-

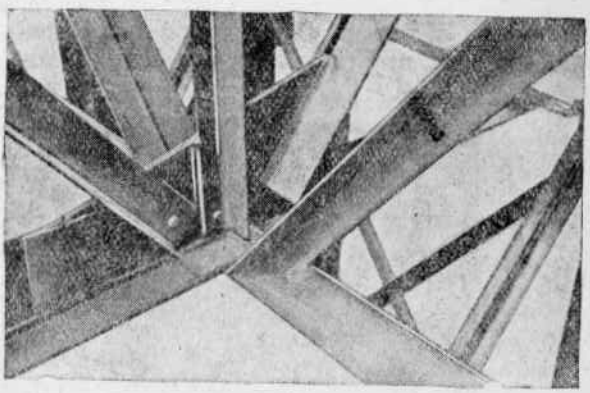
образных конструкций и размеров при различных грунтовых условиях.

Железобетонные кессоны дешевле клёпаных металлических; не



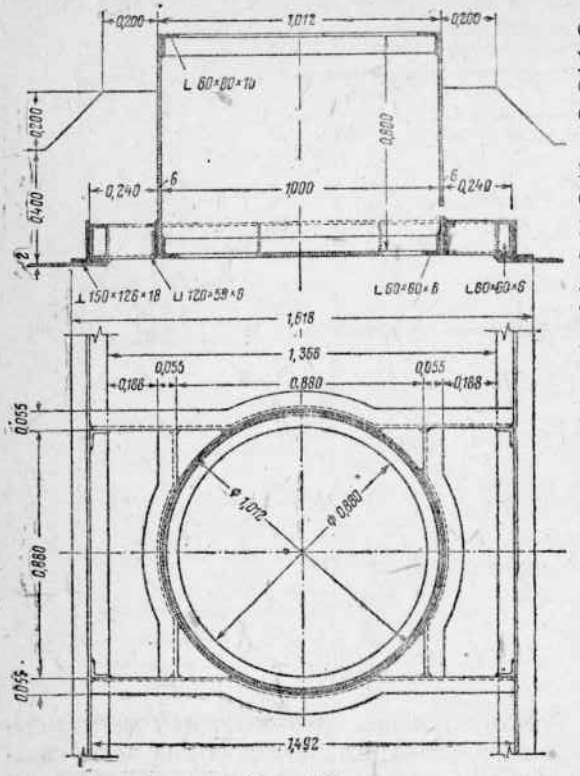
Фиг. 334

нуждаются в заводской предварительной заготовке, как металлические; не имеют сложных узлов и деталей; изготовляются на месте средствами строительства без рабочих высокой квалификации; требуют коротких сроков для изготовления и выдержки, в особенности при быстро твердеющих цементах; форма им может быть придана любая, поэтому они хорошо приспособляются к форме требуемого сооружения и могут быть выполнены больших размеров, когда не требуется членение сооружения. Водонепроницаемость легко достигается путём внутренней штукатурки или торкретирования; ввиду их монолитности и массивности имеют преимущество перед конструкциями



Фиг. 335

камер из других материалов во время взрывных работ в камере при разработке твёрдых видов грунта.

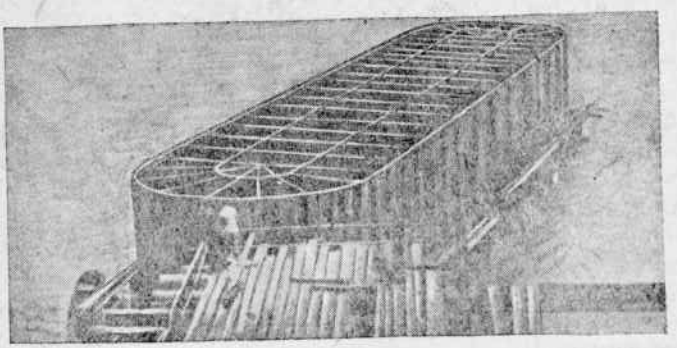


Фиг. 336

Железобетонные кессоны применительно к условиям опускания следует разделить на два основных типа:

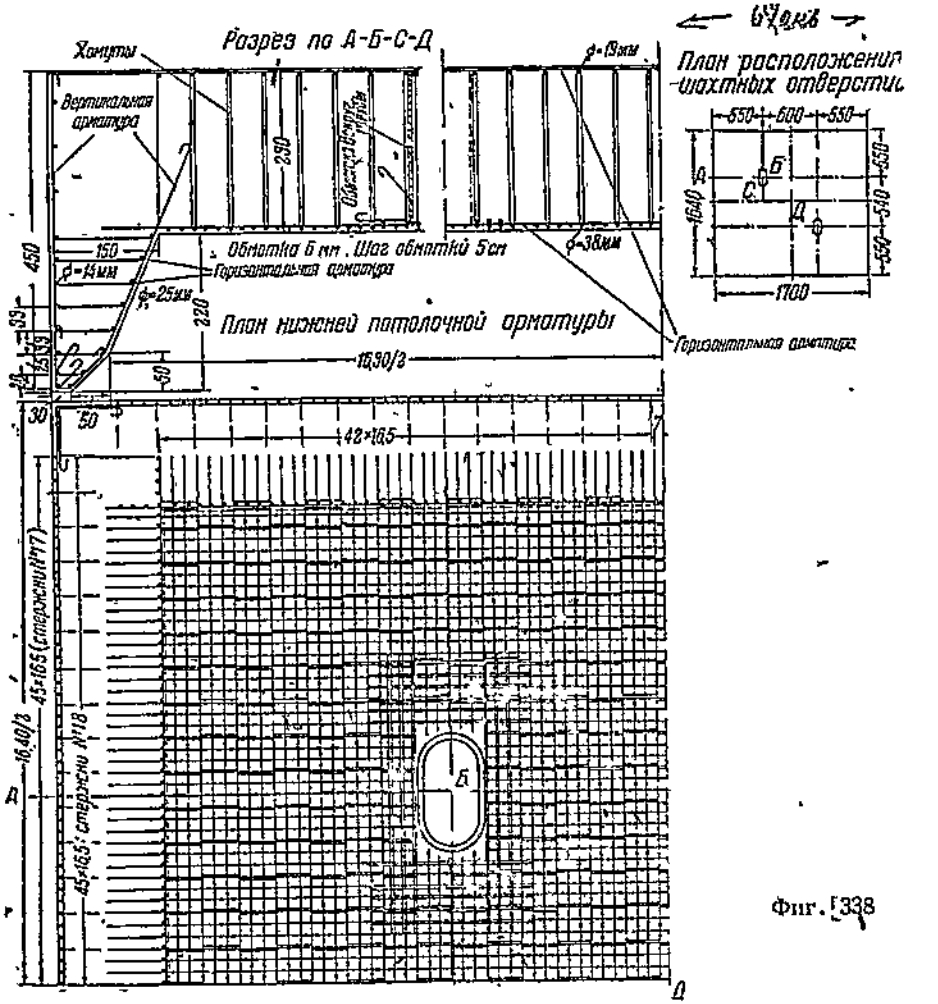
1) массивные кессоны, состоящие из плоского потолка и сплошных толстых боковых стен и консолей с малым содержанием арматуры; тяжёлый вес и массивность этих кессонов необходимы для облегчения опускания в грунт и увеличения сопротивления при всяких непредвиденных неравномерных силовых воздействиях при опускании; эти кессоны опускаются или на суше или с искусственно насыпанных в воде островков, почему их часто называют береговыми и островными кессонами;

2) пустотелые (рёбристой конструкции) кессоны лёгкого веса, состоящие из тонких плит и рёбристых балок; в этих кессонах пустоты делаются как в потолке, так и в стенках консоли; по весу они значи-



Фиг. 337

тельно легче массивных, но требуют больше арматуры; лёгкие кессоны этого типа опускаются подвешиванием на цепях с подмостей или в шловучем состоянии.

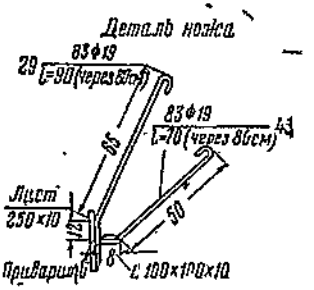


Фиг. 338

а) Массивные кессоны

Конструкция массивного кессона тяжёлого типа представлена в плане и разрезе на фиг. 338 и 339. По этому типу исполнен кессон опор одного из мостов в СССР, закончившийся постройкой в 1939 г.

Плита потолка высотой 2,30 *м* имеет двойную арматуру, расположенную по верху и по низу потолка.



Фиг. 339

Арматура состоит из круглых стержней и укладывается как в продольном, так и в поперечном направлениях. Верхняя и нижняя арматуры связаны вертикальными и наклонными хомутами.

Арматура массивных консолей — также двойная и основная — располагается вертикально и наклонно по наружной и внутренней сторонам консоли; распределительная арматура располагается горизонтально.

Нижняя часть консоли скошена и заканчивается банкеткой, имеющей нижнюю продольную и поперечную арматуру.

Нож (фиг. 339) состоит из уголка 100 × 100 × 10 *мм* и листа 250 × 10 *мм*, сваренных вместе. Нож заделывается в консоль анкерами с крючьями из круглого железа. Вокруг отверстия шахтной трубы укладывается дополнительная арматура для компенсации ослабленного сечения.

Полутрубок (нижнее звено шахтной трубы) для наростки шахтной трубы заделывается в потолке плиты и заанкеровывается нижними и верхними стержнями в плиту.

Снаружи стенки кессона снабжаются деревянной обшивкой из досок толщиной до 50 *мм*, укрепляемых в кладке бетона анкерами во избежание сдвига их по бетону кессона во время опускания.

Описываемый кессон по контуру ножа в плане имеет размеры 16,40 × 17,00 *м*. Объём камеры кессона 464,8 *м*³. Объём кладки кессона 789,8 *м*³.

Расход железа на 1 *м*³ кладки

$$\frac{4\,830}{789} = 61 \text{ кг}.$$

Расход железа на 1 *м*² кессона

$$\frac{4\,830}{278{,}8} = 17{,}2 \text{ кг}.$$

На фиг. 340 дан разрез кессона без горизонтальной банкетки (банкетка — площадка, которой заканчивается внизу консоль кессона), но зато внутренняя часть консоли имеет уступчатую вертикальную форму, а не наклонную. Эта форма способствует уменьшению боковой реакции грунта при больших посадках кессона, которая выворачивает консоль наружу.

При заполнении камеры кладкой после погружения кессона показанная форма уступа обеспечивает лучшее сопряжение заполнения со стенками кессона.

Этот кессон опущен был под опору одного из мостов в СССР и имел площадь 68,26 *м*² (однопутный железнодорожный мост).

Толщина стенки (консоли) — от 0,60 до 0,90 *м*.

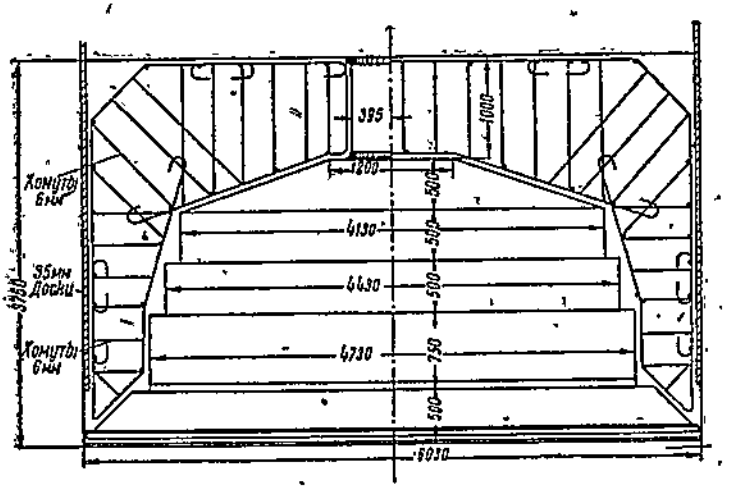
Арматура рабочая — из железа диаметром 19—20 *мм*, распределительная — 16 *мм*, хомуты — 5 *мм*. Расход железа на 1 *м*² основания 187 *кг*; содержание железа 0,82%. Объём кладки железобетона 139,86 *м*³.

Рассмотренная конструкция кессона не является вполне рациональной и экономичной.

Как видно из рассмотренных примеров, толщина стен консолей в кессонах уменьшается книзу. Это необходимо также и для удобства опускания и подрывания грунта в кессоне. Ширина стенки консоли по низу (по банкетке) зависит от характера проходимых грунтов. Чем слабее грунт, тем она делается шире, для того чтобы стены глубоко не проседали в грунт. В прочных грунтах, наоборот, банкетку следует делать уже для облегчения подборки грунта и врезания кессона.

В грунтах средней твёрдости ширина банкетки обычно делается в пределах 20—25 *см*.

Для предохранения банкетки (особенно её наружного угла) от повреждения при нажиме на грунт во время посадок кессона, а также в целях придания всему кессону большей жёсткости при спуске с подкладок банкетка, как указано выше, имеет нож. Ножи устраиваются



Фиг. 340

в зависимости от того, в каких грунтах опускается кессон. При лёгких грунтах, разрабатываемых лопатой (пески, не очень твёрдые глины), делают ножи либо из одного уголка (фиг. 341, *а*) либо с резцом (фиг. 341, *б*). Устройство резца полезно, так как уменьшает утечку воздуха под нож вследствие того, что погружённый в грунт резец создаёт для воздуха преграду.

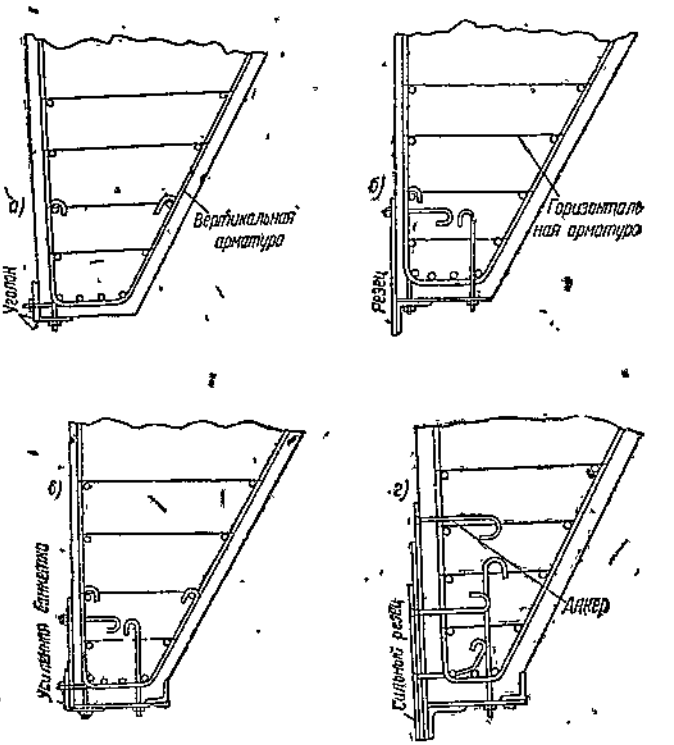
При тяжёлых грунтах применяются ножи либо без резца (фиг. 341, *в*) либо с настолько сильным резцом, что последний не должен изгибаться при нажиме на грунт во время посадок кессона (фиг. 341, *г*).

б) Пустотелые рёбристые кессоны

Кессоны этого типа по конструктивной схеме напоминают железные кессоны со сплошными поперечными и продольными балками.

1. В качестве примера железобетонного кессона, погружаемого с подмостей на цепях, приводится кессон под опоры висячего моста через Рейн в Кёльне (фиг. 342). Кессон состоит из поперечных балок

толщиной 0,30 *м* и высотой 2,85 *м*, поставленных на расстоянии 3,0—3,30 *м* между их осями; поперечные балки переходят в консоли стен. Жёсткость достигается одной продольной балкой толщиной 0,20 *м*, связывающей поперечные балки железобетонных плит, потолка толщиной 0,35 *м*, консолей и наружных стен. Нижняя половина консолей массивная. Арматура состоит из круглого железа (фиг. 342а).



Фиг. 341

Кессон был забетонирован на подмостях и опущен на дно при помощи цепей, первое звено которых через тяж с винтовой нарезкой укреплялось в шайбе, заделанной в бетон поперечных балок.

Кессон имел размеры 34 × 9,50 *м* при двух шахтных трубах.

Посредством пустот достигается значительное уменьшение веса и нагрузки на цепи. Если же кессон опускается наплаву без цепей, то за счёт увеличения объёма пустот повышается плавучесть кессона и уменьшается глубина первоначального погружения.

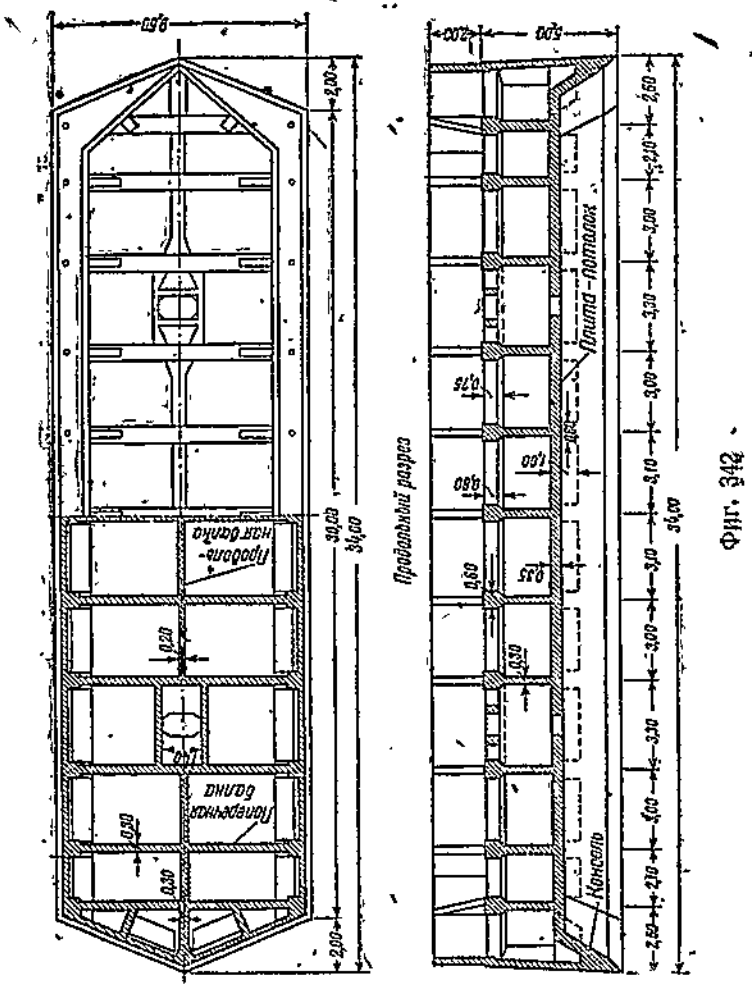
По мере погружения кессона в воду промежутки (ячейки) между балками и плитами заполняются бетоном, и таким образом кессон постепенно превращается в сплошную массивную конструкцию. Стенки отдельных ячеек работают на изгиб как внутрь, так и наружу.

2. В качестве примеров выполненных за последние годы в СССР пустотелых рёбристо-плитных кессонов, опущенных наплаву, могут

служить кессоны железнодорожного моста через Волгу и городского моста через Неву в Ленинграде.

На фиг. 343 представлен кессон под опоры моста через Волгу размерами в плане 19,5 × 7,0 *м* и высотой 4,18 *м*.

Кессон состоит из поперечных балок высотой 1,50 *м* и толщиной 0,27 *м*, которые переходят в стенки-консоли, поставленные через 1,53 *м* между осями.

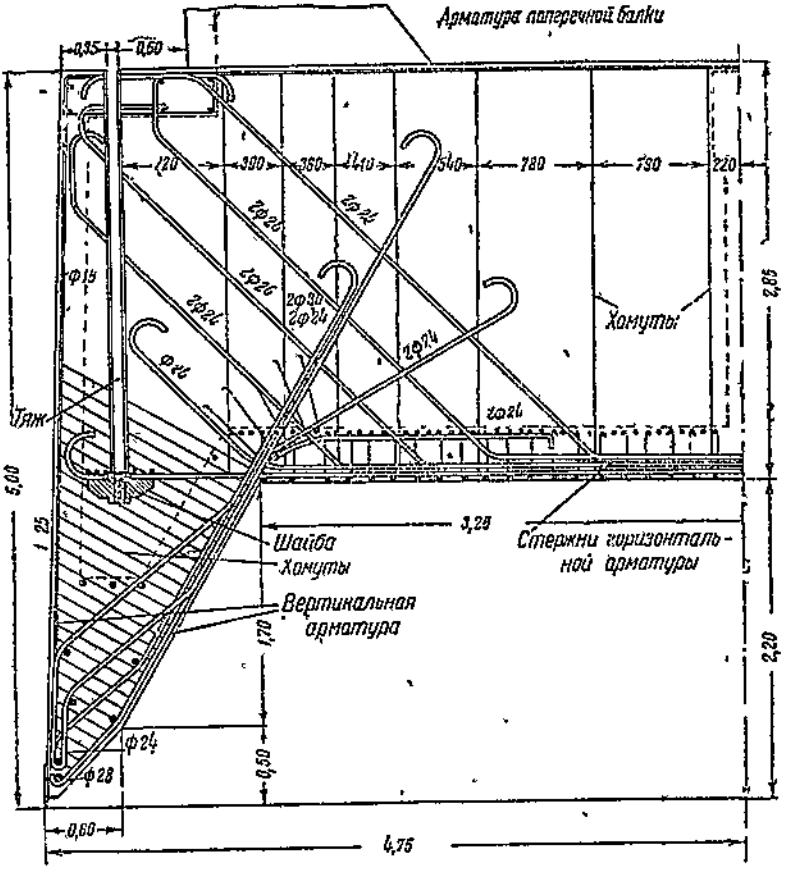


Фиг. 342.

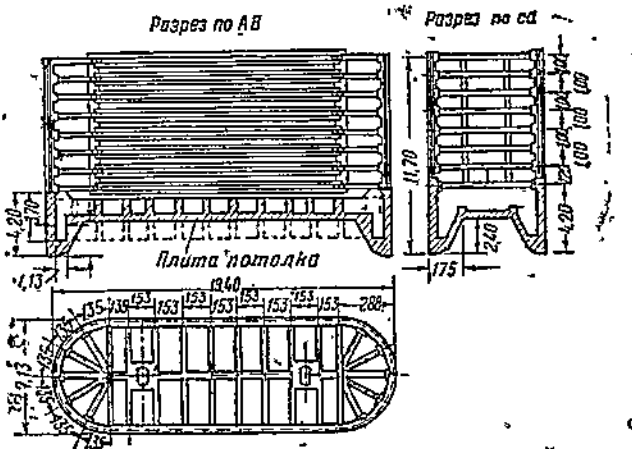
Жёсткость кессона достигается расположением продольной балки высотой 1,50 *м* и толщиной 0,20 *м* на уровне потолка, а также пояса балок по ножевой части консолей.

Рабочая камера образуется плитами потолка и плитами обшивки консолей толщиной 15 *см*.

Наружные стенки, имеющие толщину 12 *см*, плита потолка и плита

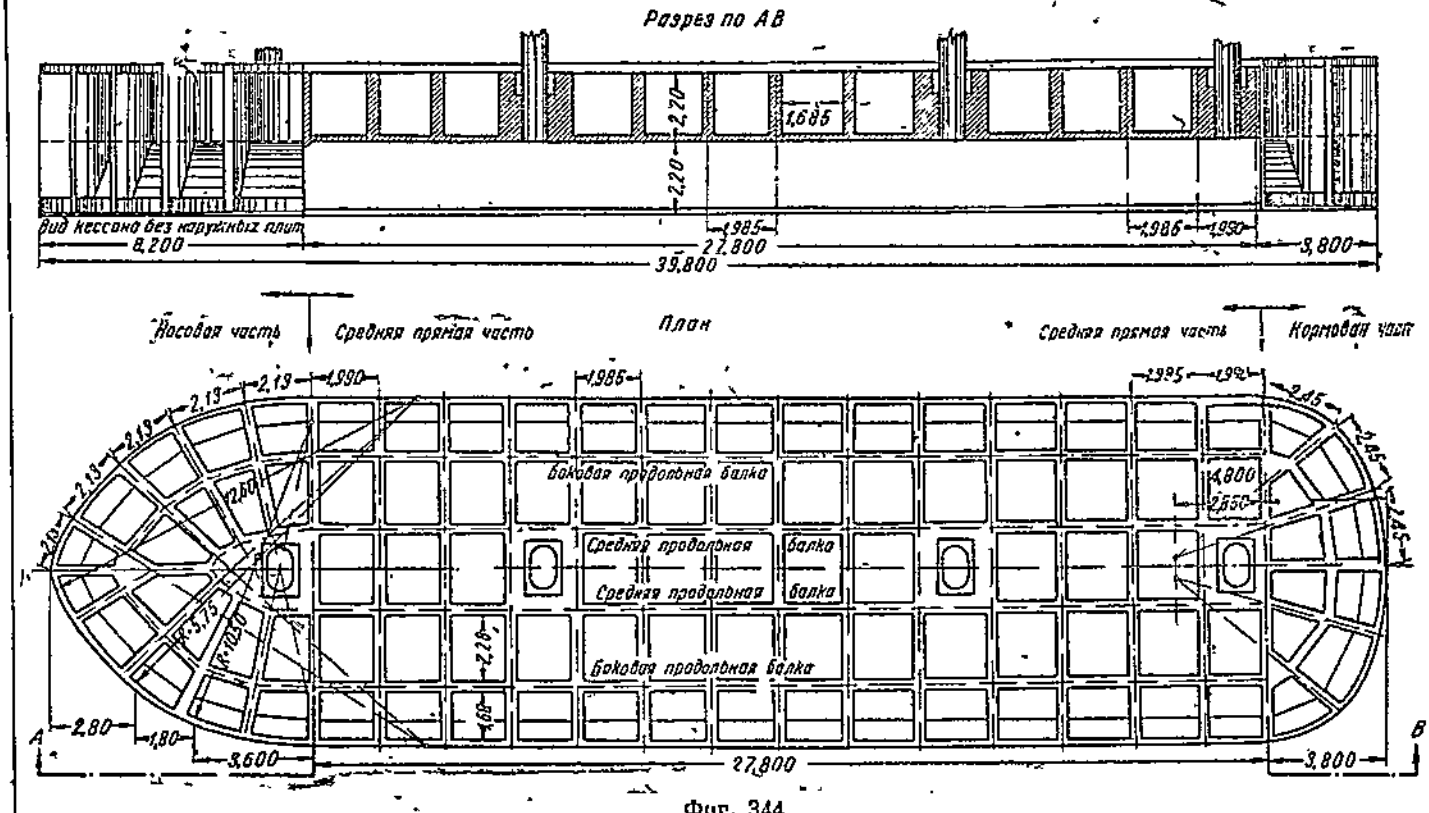


Фиг. 342а



Фиг. 343

Поперечные балки. Продольная средн. балка

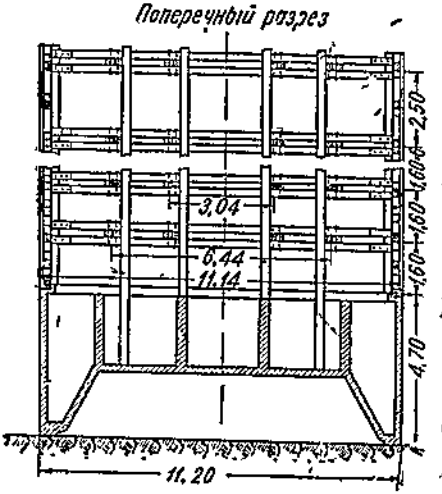

Разрез по АВ
2,70
1,685
2,20
1,985
1,986
1,950
Вид кессона без наружных плит
8,200
27,800
3,800
39,800
Носовая часть
Средняя прямая часть
План
Средняя прямая часть
Кормовая часть
2,13
1,990
1,985
1,995
1,992
2,85
2,60
Боковая продольная балка
Средняя продольная балка
Средняя продольная балка
Боковая продольная балка
1,800
2,550
2,65
R=5,75
R=7,050
2,20
1,68
2,80
1,80
3,600
27,800
3,800
A
B

Фиг. 344

обшивки консолей образуют необходимый объём пустот, создающий пловучесть кессона.

Этот объём расчленён на секции продольными и поперечными балками. Для пловучести рассматриваемого кессона достаточна глубина 3,8 *м*. Арматура как верхняя, так и нижняя — двойная с диаметром стержней 25,4 *мм*. Арматура потолочных плит и стен состоит из двух рядов проволочных сеток толщиной 10 *мм*. Две шахтные трубы заделывались в потолке кессона посредством стержней с крючками диаметром 19 *мм*, которые закреплялись в нижних и верхних фланцах трубы и в бетонной обойме вокруг трубы. Обойма связывалась с поперечными балками.

Вес арматуры этого кессона	14 982 *кг*
Вес ножа	3 310 »
Объём железобетона	173,48 *м*³
Объём, заполняемый бетоном	232,71 »
Объём рабочей камеры при высоте 2,38 *м* . . .	170 »



Фиг. 345

Железобетонная кладка заканчивалась на высоте 4,18 *м*, где заделывались парные брусья для установки и укрепления перемычки понтона.

На фиг. 344 даны план и продольный и поперечный разрезы железобетонного пловучего кессона, опущенного в 1933 г. наплаву под опоры моста на Неве и имеющего размеры 39,8 × 11,2 *м* и высоту 4,7 *м*.

На фиг. 345 показана устраиваемая для придания кессону пловучести перемычка-понтон. По конструкции этот кессон сходен с рассмотренным выше, а поэтому на подробном описании его не останавливаемся.

§ 8. ДЕРЕВОБЕТОННЫЕ КЕССОНЫ

Деревобетонные кессоны представляют собой массивную конструкцию с деревянной арматурой.

Деревобетонные кессоны применяются двух типов.

Первый тип деревобетонных кессонов — с гибкой арматурой из планок и мелких брусков. В этом типе дерево служит исключительно для армирования бетонных сечений кессона аналогично железной арматуре железобетонных кессонов.

Деревобетонные кессоны впервые разработаны в СССР и успешно применяются под опоры мостов. Если принять во внимание, что кессон как самостоятельная конструкция до заполнения рабочей камеры существует короткое время, то понятно, почему строители при изы-

скании более экономных решений пришли к этому типу кессона, требующему минимум железа.

Второй тип деревобетонных кессонов—это кессоны с жёсткой арматурой, роль которой выполняют элементы жёсткого деревянного каркаса из брусьев или брёвен.

В процессе бетонирования этих кессонов деревянный каркас и обшивка из досок по каркасу служат в качестве подмостей и опалубки. В дальнейшем в процессе опускания кессона отвердевший бетон принимает участие в работе конструкции и элементы деревянного каркаса работают как арматура деревобетонных сечений. Расчётные напряжения в деревянном каркасе должны представлять собой сумму напряжений, получившихся в нём при поддержании веса бетона во время изготовления кессона, и тех напряжений, которые получаются, когда кессон опускается до проектной отметки.

а) Деревобетонные кессоны с гибкой арматурой

На фиг. 346 изображён деревобетонный кессон массивного типа с гибкой арматурой из дерева. Потолок имеет верхнюю и нижнюю арматуры. Верхняя арматура состоит из взаимно перекрещивающихся продольных и поперечных брусков сечением 5 × 10 *см*, нижняя арматура — из продольных и поперечных планок сечением 5 × 20 *см*.

Стенки-консоли имеют вертикальную и наклонную арматуры вдоль наружной и внутренней сторон консоли из реек 20 × 5 *см* и горизонтальную распределительную арматуру из брусков 2,5 × 5,0 *см*.

В средней части потолка в местах шахтных отверстий как вверху, так и внизу уложены для усиления металлические стержни диаметром 25 *мм*.

Металлический полутрубок шахтных труб закреплён в потолке анкерами. Верхняя и нижняя арматуры потолка связаны металлическими хомутами диаметром 6 *мм*. Нижняя (ножевая) часть консоли — стенки — заканчивается горизонтальной банкеткой длиной 25 *см* и армирована круглыми стержнями диаметром 19—25 *мм*.

В стыках деревянной арматуры стержни перепускаются на протяжении 750 *мм*. Нож не имеет здесь режущей части и состоит из уголка 120 × 120 × 10 *мм*.

Длина кессона 16,4 *м*, ширина 11 *мм*, высота камеры 2,2 *м*.

б) Деревобетонный кессон с жёсткой арматурой

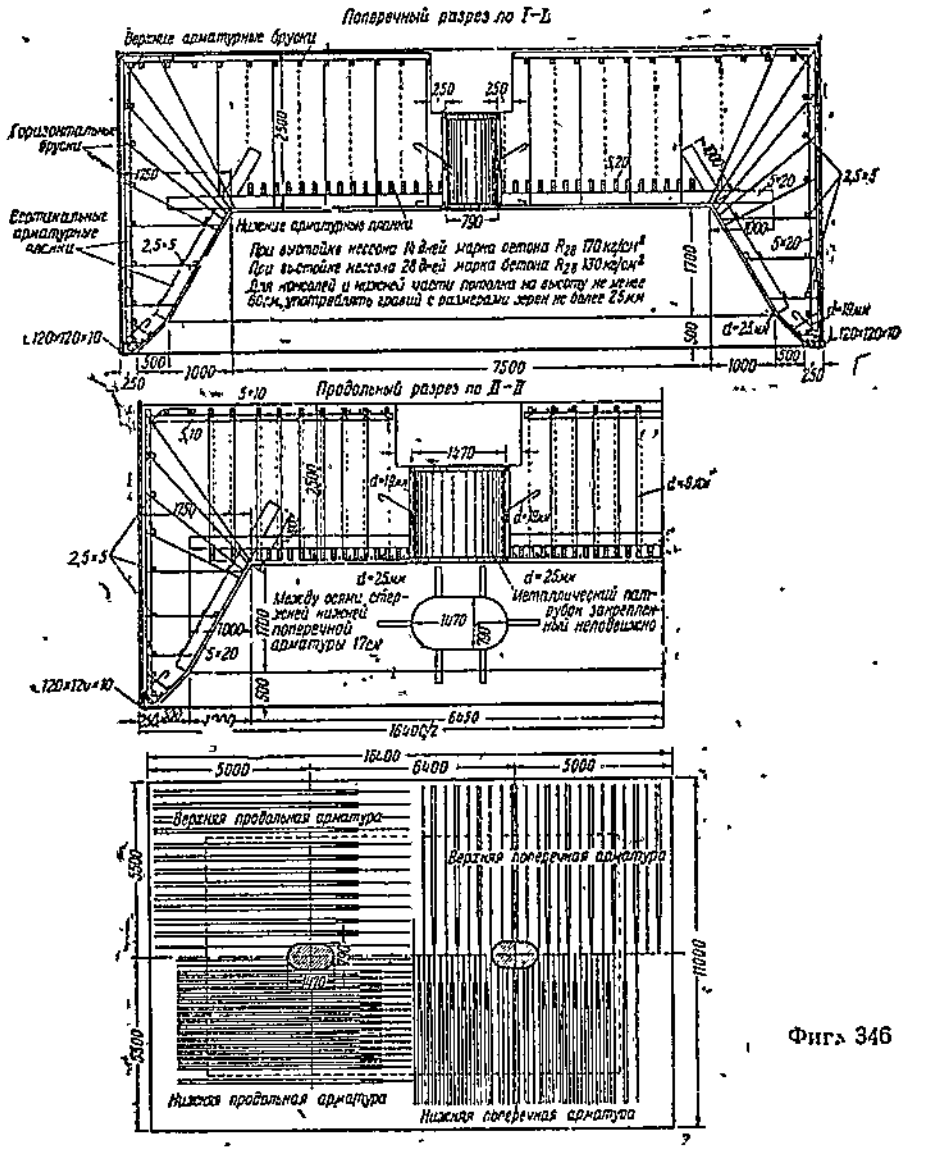
Конструкция деревобетонного кессона с жесткой арматурой представлена на фиг. 347—349.

Кессон состоит из поперечных рам, поставленных на расстоянии 1,30 *м* между осями и соединённых продольными круглыми связями диаметром 25 *см* в три яруса.

Поперечные рамы состоят из верхних и нижних парных поясных брусьев размерами 14 × 20 *см*, обхватывающих наружные стойки и подкосы сечения. Подкосы пропущены выше верхнего пояса и взаимно связаны с вертикальной балкой, к которой в свою очередь снизу подвешено нижнее продольное бревно. Элементы связаны врубками, хомутами и болтами.

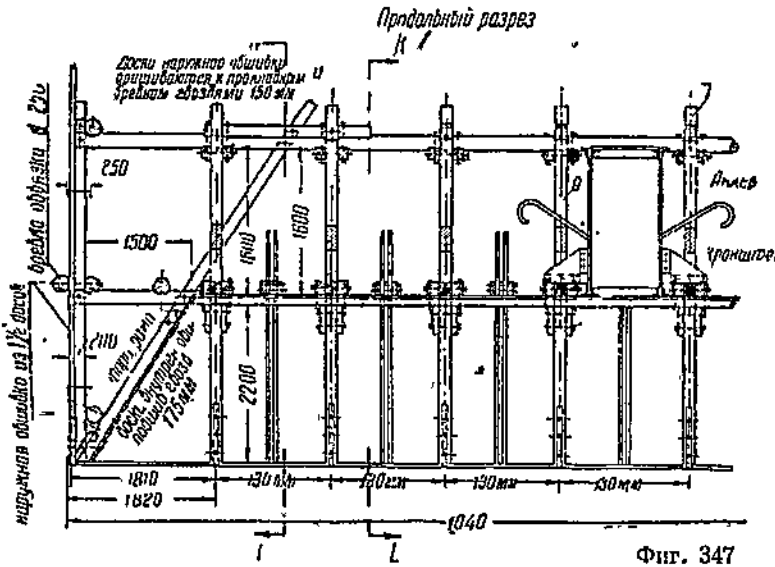
В промежутках между основными рамами поставлены на ребро доски, работающие на местный изгиб.

Внутренняя обшивка потолка выполнена из досок толщиной 50 *мм*, а обшивка консолей — из досок толщиной 40 *мм*, прикреплённых гвоздями длиной 175 *мм* к поперечным рамам и доскам.

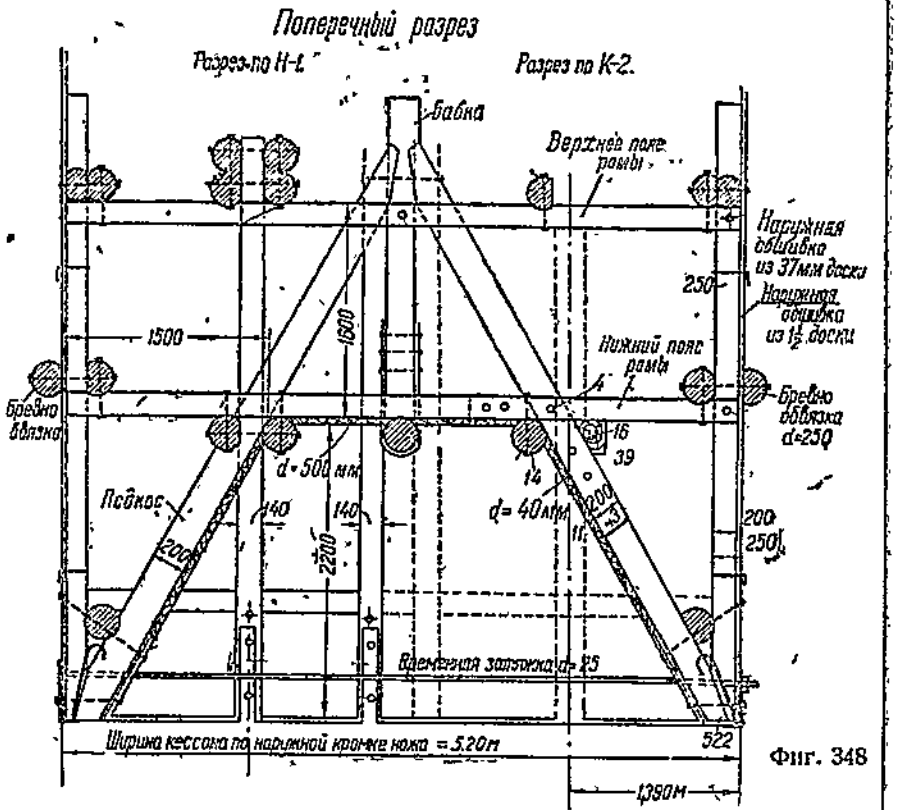


Фиг. 346

Нож кессона состоит из уголка 75 × 75 × 8 *мм* и листа 250 × 8 *мм*. Посредством металлического анкера из круглого железа диаметром 19 *мм* он закрепляется в кладке бетона консоли.



Фиг. 347



Фиг. 348

Лёгкость конструкции этого кессона достигнута применением для поперечных балок, расставленных на расстоянии 2 *м* друг от друга, а также для продольных балок с расстоянием между осями 2,5 *м*, образующих скелет, или раму, кессона, ферм Гау, имеющих высоту 2,5 *м*. Пояса ферм сделаны из брусьев. Рабочая камера кессона образована подшивкой досок по нижнему поясу фермы и по подкосам фермы. Подкосы фермы продолжены вниз и связаны у ножевой части с вертикальными брусьями; они состоят из трёх брусьев. Нож кессона состоит из вертикального листа. Наружная обшивка стен выполняется из двух рядов досок при толщине каждого ряда 50 *мм*; консольная и потолочная обшивки состоят из одного ряда досок толщиной 50 *мм*.

Этот кессон опускался с подмостей в подвешенном положении на цепях без предварительного заполнения бетоном внутренних полостей.

В старых типах деревянных кессонов для большей воздухонепроницаемости и пожарной безопасности внутренняя обшивка рабочей камеры обшивалась листовым железом. В настоящее время рекомендуется производить торкретирование стен по металлической сетке, прикреплённой к обшивке.

Мёртвый полутрубок для установки шахтных труб укрепляется к продольным и поперечным брусьям уголками на болтах.

Расход дерева на 1 $м^2$ площади этого кессона 0,69 $м^3$; расход металла 56 *кг*, тогда как кессон, опущенный в 1927 г., требовал дерева 0,95 $м^3$ и железа 203 *кг*.

б) Наплавные кессоны

Деревянный наплавной (плавающий) кессон, спроектированный в 1935 г. и опущенный в СССР под опору одного железнодорожного моста, имел в плане длину 24,2 *м* и ширину 7,50 *м*; площадь его по наружной кромке ножа 181,5 $м^2$.

Жёсткий несущий каркас этого кессона состоит из поперечных рам-ферм, расставленных на расстоянии 1,43 *м* между осями. Двойные пояса фермы раздвинуты на 1,80 *м*; через них пропущены укосины для образования консолей (фиг. 352).

Пояса рамы выполнены из брусьев сечением 20 × 20 *см* и 20 × 18 *см*.

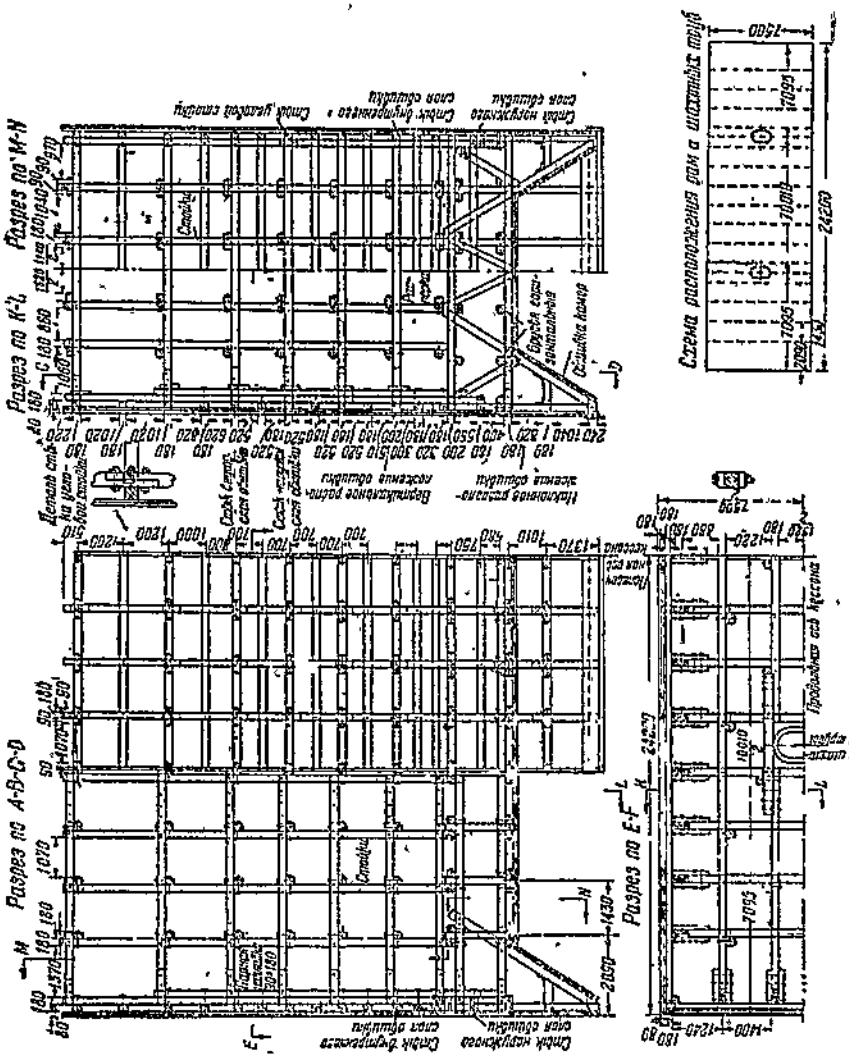
Поперечные рамы связаны системой продольных брусьев, разбивающих зону потолка кессона на пять панелей. Жёсткость каркаса достигается постановкой дополнительных распорок и подкосов как в плоскости рамы и консольной части, так и по наружным плоскостям каркаса.

Для образования рабочей камеры кессона по брусьям нижнего пояса камеры и укосины консолей сделана двойная обшивка из досок толщиной 40 *мм*. Наружная обшивка также состоит из досок в два слоя толщиной по 40 *мм*.

Понтон кессона (фиг. 352) образован продолжением наружных вертикальных брусьев, обшитых досками в два слоя толщиной 40 *мм*. Жёсткость понтона достигается внутренним брусчатым каркасом,

состоящим из стоек, и системой горизонтальных распорок, разбивающих понтон на колодцы.

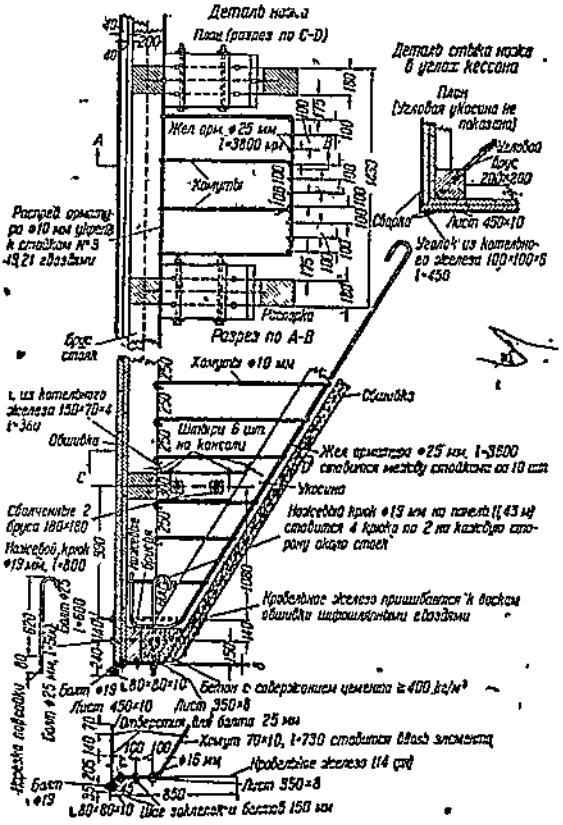
Ножевая часть кессона образована из мощных горизонтальных брусьев, к которым на болтах укрепляется нож. Нож состоит из горизонтального листа размерами 350 × 8 *мм*, вертикального листа раз-



Фиг. 352

мерами 450 × 10 *мм* и уголка размерами 80 × 10 *мм*. Кроме того, нож закрепляется в кладке бетона посредством стержней с крючками. Для усиления нижней части консолей поставлена горизонтальная распределительная арматура диаметром 10 *мм* (хомуты), связывающая вертикальные стойки и укосину консоли (фиг. 353).

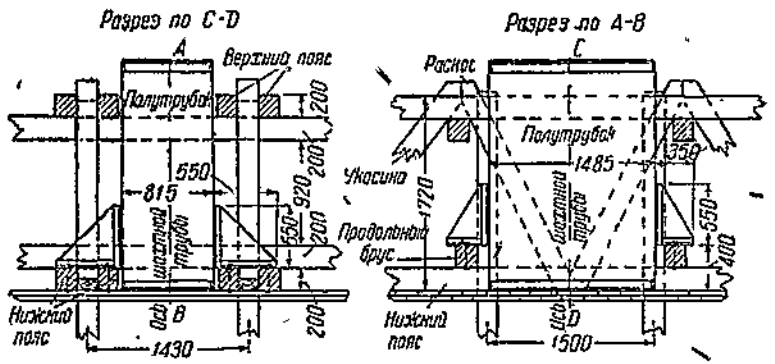
Деталь укрепления мёртвого полутрубка показана на фиг. 354. Полутрубок укрепляется в потолке кессона к верхним и нижним поясным брускам посредством кронштейна на болтах. Водонепроницаемая внутренняя обшивка потолка вырубается в пределах отверстия шахты только после того, как поставлен шлюзовой аппарат и подан сжатый воздух.



Фиг. 353

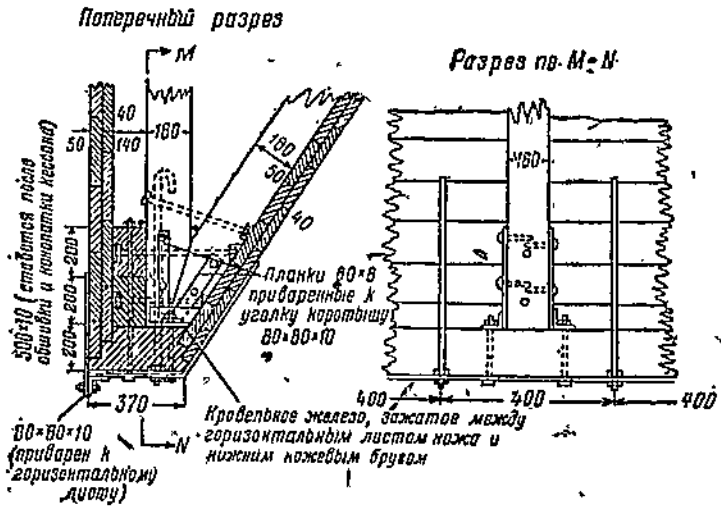
Особой заботой строителей было получить водонепроницаемую обшивку, чтобы без затруднения опустить кессон наплаву. Этим требованиям удовлетворяет двухслойная дощатая обшивка из досок толщиной 40 *мм* с тщательной проконопаткой и осмолкой всех пазов, щелей и сплошной промазкой смолой между обоими слоями. Кроме того, обращено особое внимание на изоляцию соединений каркаса. Так, например, болты, проходящие в обшивке, ставятся на сурике с пеньковой прядью.

Опыт опускания наплаву деревянных кессонов рассмотренной конструкции показал, что, несмотря на то что нижняя часть (ножевая)



Фиг. 354

консоля заполняется бетоном, всё же иногда наблюдается здесь значительная течь; поэтому на изоляцию и уплотнение нижнего узла кон-



Фиг. 355

соли следует обращать особое внимание. Наиболее рациональной деталью ножевой части консоли является конструкция, показанная на фиг. 355.

§ 10. КАМЕННЫЕ КЕССОНЫ

Каменные кессоны (включая и бетон) в настоящее время не находят применения. Однако в целях полноты изложения, а также и потому, что каменные кессоны являлись в свое время толчком для перехода к массивным камерам с применением армирования, мы считаем уместным дать здесь краткие сведения о каменных кессонах.

Каменные кессоны появились немного позже железных. Появление их было вызвано желанием сократить расход металла с одновременным изысканием рациональных конструктивных форм. Делались эти кессоны со сводчатыми перекрытиями из камня или хорошего кирпича. Однако при опускании или даже при раскружаливании после изготовления каменные кессоны давали часто трещины вследствие появления растягивающих напряжений, в особенности при перекосах, что создавало затруднения и опасность при опускании.

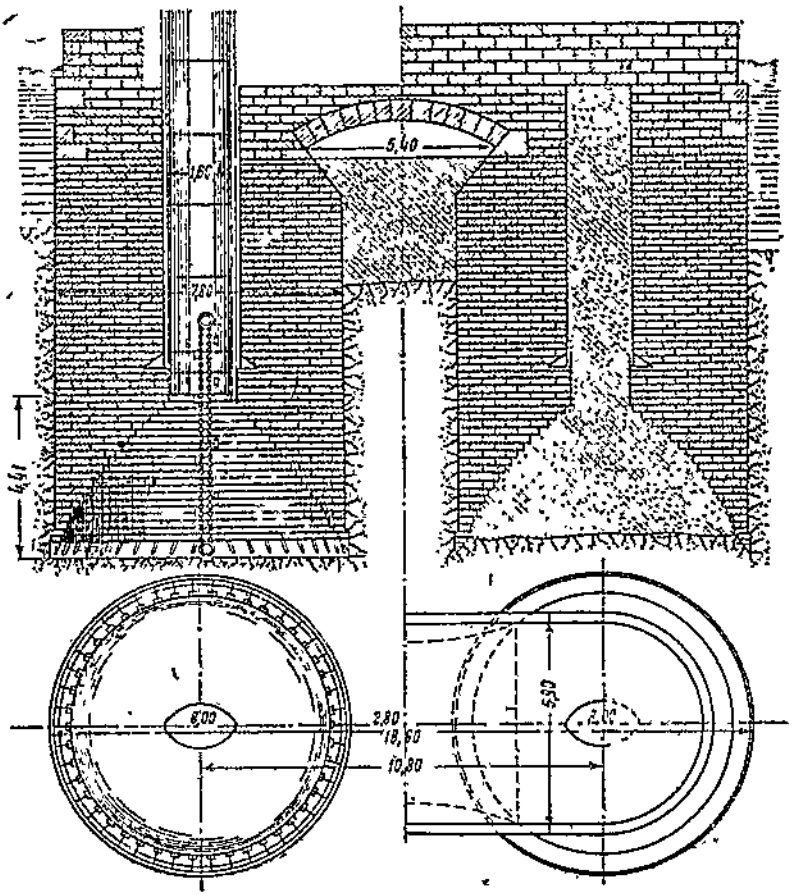
В круглых малых кессонах распор передавали на нож, который мог работать на растяжение, и тогда при вытянутых в плане опорах прибегали к нескольким круглым кессонам (фиг. 356, кессоны Гонздорского моста на Эльбе, 1876 г.). Делали также эллиптические в плане каменные кессоны с затяжкой из металла на горизонте ножа, что представляло большие неудобства при работе в камере кессона.

Усовершенствованием каменных кессонов у нас явилась конструкция Лентовского, который предложил вместо сводов применять

плоские железобетонные перекрытия с арматурой тяжёлого типа. Тип кессона Лентовского был удачно применён при постройке ряда мостов.

§ 11. ВЫВОДЫ

На выбор материала при постройке камеры кессона влияют следующие факторы: экономика, местные условия опускания и сроки работ.



Фиг. 356

В настоящее время в порядке последовательности на первое место следует поставить как наиболее экономичные деревобетонные кессоны с гибкой арматурой, затем деревянные, железобетонные и, наконец, железные.

При опускании кессонов на берегу следует применять массивные деревобетонные с гибкой арматурой и железобетонные кессоны; вес их не играет роли.

При погружении кессонов на местности, покрытой водой, и при опускании с искусственных островков при надлежащем укреплении островка и подготовленной площадке с настилом под кессонами рекомендуются деревобетонный с гибкой арматурой и железобетонный кессоны. Могут быть допущены деревянные кессоны с жёстким каркасом как мало реагирующие на неравномерную осадку слоя свежей отсыпки.

При глубокой воде задача опускания кессона разрешается рационально с пловучих подмостей на цепях или наплаву без цепей; решающим фактором в этом случае является вес кессона.

Здесь массивные кессоны со сплошным заполнением потолка и консолей не пригодны и должны быть испытаны подсчётами наплавные деревянные кессоны, железобетонные пустотелые и, наконец, металлические.

Сокращение срока производства работ иногда является решающим фактором при выборе типа кессона.

Металлические кессоны, изготовляемые на заводах, требуют много времени на изготовление и доставку на место опускания. При переходе на сварные конструкции кессонов, которые могут изготовляться и на строительной площадке, сроки изготовления могут быть значительно сокращены, так как не потребуется времени на перевозку изготовленных конструкций.

Деревобетонные кессоны с гибкой арматурой и железобетонные кессоны требуют малых сроков на их изготовление и выдерживание при быстро твердеющих сортах цемента.

Деревянные кессоны, изготовляемые на строительной площадке, требуют несколько больших сроков для их изготовления по сравнению с деревобетонными и железобетонными из-за необходимости производства тщательных плотничных работ.

Глава III

РАСЧЁТ КЕССОНОВ

§ 12. ОБЩИЕ СООБРАЖЕНИЯ

Расчёт кессонов состоит из двух частей.

Вначале на основании геологического разреза, строительных свойств грунтов и нагрузок от сооружения устанавливаются глубина залегания (опускания) и внешние размеры кессонного глубокого фундамента. В этой части расчёт кессонов как фундамента глубокого заложения аналогичен ранее рассмотренному расчёту опускного колодца и поэтому здесь не рассматривается.

Вторая часть расчёта кессона относится соответственно к расчёту камеры кессона.

Камера кессона является пространственным сооружением, на потолке которого во время погружения кессона возводится кладка.

До настоящего времени недостаточно изучена теоретически и экспериментально работа кессона при его опускании.

При таком положении вопроса, а также учитывая то обстоятельство, что камера кессона является временным сооружением, служба которого

кончается при заполнении его кладкой, прибегать к точным методам расчёта и сложной расчётной схеме не следует.

Первое упрощение заключается в том, что камеру кессона не рассчитывают как пространственную систему, а, выделяя единичный элемент двумя плоскостями, параллельными короткой стороне кессона, сводят решение к плоской задаче.

Следующим упрощением является расчленение плоской системы, представляющей раму, на элементы: потолок и консоли.

Выделенный элемент рассчитывается для наиболее неблагоприятных условий работы трёх расчётных сечений: $A — A$, $B — B$ и $C — C$, в процессе опускания кессона (фиг. 357).

Порядок расчёта камеры кессона распадается на два этапа:

1) определяются вначале все действующие силы на кессон;

2) устанавливаются для расчёта такие положения кессона при опускании и с такой группировкой сил, которые дают наибольшие значения усилий в указанных выше расчётных сечениях $A — A$, $B — B$ и $C — C$; расчёт должен обеспечить надёжную работу всей конструкции и не содержать излишних запасов.

Силы, действующие на кессон. В процессе опускания на кессон действуют следующие силы, на которые производится расчёт конструкции камеры кессона (фиг. 357):

1) собственный вес камеры G_1;

2) вес надпотолочной кладки с аппаратурой над потолком и грунтом на уступах G_2;

3) сила трения грунта по наружной поверхности T;

4) вертикальное давление сжатого воздуха на потолок камеры S;

5) реакция грунта на ножевую часть консоли: а) вертикальная составляющая R; б) горизонтальная составляющая H;

6) горизонтальное давление на консоль камеры: а) воды W; б) грунта E;

7) горизонтальное давление воздуха на консоль кессона U.

а) Собственный вес кессона

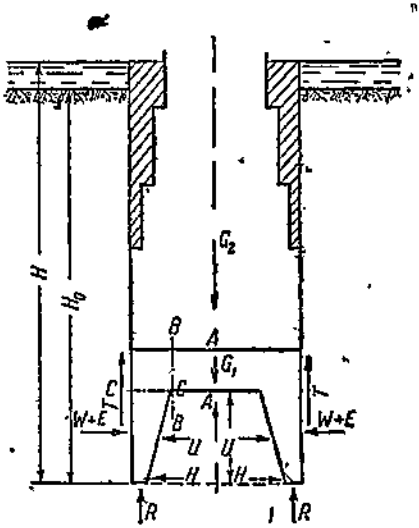
При подсчёте собственного веса камеры кессона последняя расчленяется на простейшие геометрические элементы и при массивных железобетонных и деревобетонных кессонах в направлении продольной оси кессона берётся единичная длина, равная 1 *м*. В рёбристых и кессонах с жёстким каркасом (металлические, деревянные) в продольном направлении берётся участок, равный расстоянию между двумя поперечными смежными балками или фермами. Вес кладки: железобетонной 2,4 *т/м*^{3}, деревобетонной 2,1 *т/м*^{3}.

б) Вес надпотолочной кладки и прочего, давящего на потолок (фиг. 358)

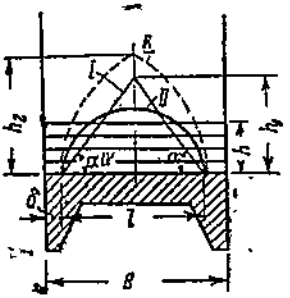
Величина веса надкессонной кладки в процессе опускания кессона меняется: добавляется непрерывно вес кладки и грунта с водой на уступы, если последние имеются. Для абсолютно жёсткого потолка эта нагрузка распределялась бы равномерно по потолку, но в силу подат-

ливости (гибкости) потолка происходят сосредоточение передаваемой нагрузки над опорными консольными участками (как более жёсткими) и разгрузка середины потолка. Поэтому надо знать закон распределения нагрузки по ширине кессона, чтобы определить расчётные значения изгибающих моментов в требуемых сечениях потолка. А так как нагрузка на потолок зависит от упругих свойств потолка и, как указывалось, от режима возведения надпотолочной кладки, задача отыскания закона распределения нагрузки является трудно разрешимой.

Если кладка производится, положим, из бетона слоями, то она будет вызывать изгиб потолка. При укладке следующего слоя предыдущий слой затвердевает и может принять на себя часть нагрузки, тем самым частично разгружая потолок. Очевидно, что в этом случае высота слоя загрузки зависит от скорости твердения бетона. Можно так-



Фиг. 357



Фиг. 358

же предположить, что в отвердевшей надпотолочной кладке при прогибе потолка отделяется некоторый объём её по прямому или криволинейному очертанию и эта оторвавшаяся часть (элемент обрушения) давит на потолок. Следовательно, при расчёте потолка на прочность надо выбрать предел возможного действия нагрузки.

Имеется ряд рабочих гипотез распределения нагрузки по ширине потолка.

Некоторые авторы предполагают, что кладка скололась по двум плоскостям, имеющим угол наклона к горизонту α, характеризующийся отношением временного сопротивления скалыванию τ к временному сопротивлению разрыва для материала кладки, т. е.

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{\tau}{\sigma}$$

(фиг. 358, линия *I*).

Другие предполагают, что загрузочный объём очерчивается полуцилиндром *II* с диаметром *l*, равным пролёту потолка.

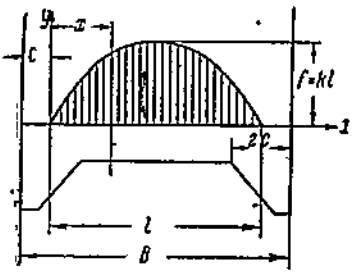
Есть предположения, что отделяется часть кладки, очерченная по параболе *III*.

Инж. Малышев предложил метод расчёта, при котором в качестве нагрузки принимается слой свежеуложенной кладки, высота которой зависит от скорости твердения ранее уложенной кладки *IV*.

При расчёте потолка за расчётный пролёт обычно принимается не полная ширина камеры кессона, а расстояние между серединами консолей в сечении примыкания консолей к потолку.

Ниже мы рассмотрим некоторые схемы распределения давления кладки на потолок, принятые в практике расчёта кессонных камер в СССР.

1. Давление на потолок по параболическому очертанию обрушения кладки. Если через k обозначить отношение стрелы подъёма параболы к пролёту, то уравнение параболы будет (фиг. 359)



Фиг. 359

$$kx^2 - klx + 0{,}25\,ly = 0$$

и

$$y = \frac{4klx - 4kx^2}{l}.$$

Значение k зависит от материала кладки. Для бетона k принимается равным 0,825, для бутовой кладки — 1,0, для бутобетонной — 0,90.

Вес отрезка параболического тела длиной 1 *м* равен

$$G = \frac{2}{3} kl^2 \gamma_к,$$

где $\gamma_к$ — объёмный вес кладки.

Изгибающий момент в сечении на расстоянии x от левой опоры

$$M_x = \frac{\gamma_к kl^2}{3} x - \Omega_x \gamma_к z_x,$$

где Ω_x — часть площади параболы от левой опоры до сечения x;
z_x — расстояние центра тяжести этой площади до сечения x.

Часть площади параболы

$$\Omega_x = \int_0^x y\,dx = 4k \int_0^x \frac{lx - x^2}{l}\,dx = k \cdot \left(2x^2 - \frac{4x^3}{3l}\right).$$

Статический момент площади Ω_x относительно левой опоры

$$S_x = \int_0^x yx\,dx = 4k \int_0^x \frac{lx - x^2}{l} x\,dx = k \cdot \left(\frac{4}{3}x^3 - \frac{x^4}{l}\right).$$

Расстояние центра тяжести площади Ω_x до левой опоры

$$z_a = \frac{S_x}{\Omega_x} = \frac{4lx - 3x^2}{6l - 4x},$$

откуда

$$z_x = x - z_a' = \frac{2lx - x^2}{6l - 4x}.$$

Подставляя значения Ω_x и z_x в приведённые выше уравнения, для момента после преобразования получим

$$M_x = \gamma_к k \frac{l_x^3 - 2lx^3 + x^4}{3l}.$$

Для середины потолка при $x = \frac{l}{2}$

$$M_x = \frac{5\gamma_к k l^3}{48}.$$

Поперечная сила Q на опоре

$$Q = 0{,}33\, kl^2\gamma_к.$$

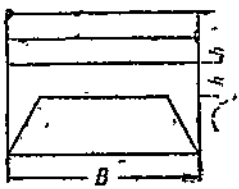
Расчётный пролёт потолка l обычно принимается равным

$$l = B - 2c,$$

где c — половина ширины консоли у соединения с потолком;
B — полная ширина кессона.

Величина расчётного пролёта потолка зависит от степени закрепления сопряжения консолей с потолком. Практически c можно принимать для кессона шириной от 3 до 15 *м* в пределах от 0,65 до 1,0 *м*.

Следует отметить, что давление кладки на потолок по параболе взято по аналогии с горным давлением, что принципиально нельзя считать правильным для кладки бетонного массива.



Фиг. 360

2. Расчёт нагрузки на потолок по схеме инж. Малышева. Инж. Малышев предлагает рассчитывать потолок как балку пролётом B, равным ширине кессона, нагружённую собственным весом и сплошной равномерно распределённой нагрузкой от веса части кладки, возведённой на потолке. Общая высота слоёв кладки определяется из следующих соображений (фиг. 360).

Положим, что суточный успех кладки равен h_1, нагрузка от него на потолок $p = \gamma_к B h_1$. Следующий слой той же высоты и при том же давлении вызывает прогиб потолка, а с ним и первого слоя кладки. Если положить, что первый слой отвердел и может работать на изгиб, то он воспримет на себя часть нагрузки второго слоя.

Равенство прогибов потолка и первого слоя требует, чтобы нагрузка от второго слоя распределилась между потолком и первым слоем пропорционально произведениям $E_0 I_0$ и $E_1 I_1$, где E_0 — модуль упругости материала потолка кессона; E_1 — то же кладки; I_0 — момент инерции сечения потолка; I_1 — то же первого слоя.

Если p_0 и p_1 — нагрузки, передающиеся от второго слоя первому слою и кладке, то

$$p = p_0 + p_1$$

и

$$E_0 I_0 : E_1 I_1 = p_0 : p_1,$$

откуда

$$p_0 = \frac{1}{1 + \frac{E_1 I_1}{E_0 I_0}} p.$$

Момент инерции

$$I_0 = \frac{h^3}{12}; \quad I_1 = \frac{h_1^3}{12};$$

приняв

$$E_1 = kE_0,$$

будем иметь

$$p_0 = \frac{1}{1 + \frac{kh_1^3}{h^3}} p.$$

Повторяя те же рассуждения, далее получим для n слоёв следующую формулу для расчётной нагрузки:

$$\sum p_0 = \left[1 + \frac{1}{1 + \frac{kh_1^3}{h^3}} + \frac{1}{1 + \frac{2^3 kh_1^3}{h^3}} + \ldots + \frac{1}{1 + \frac{(n-1)^3 kh_1^3}{h^3}}\right] p.$$

Этот способ расчёта инж. Малышев проверил результатами проведённых им опытов по измерению напряжений в кессонах при погружении.

Задаваясь суточной величиной успеха кладки при известных модулях упругости материала и принимая высоту потолка h по опыту в частях от ширины кессона B, определим число рядов кладки, передающей полностью свой вес на потолок.

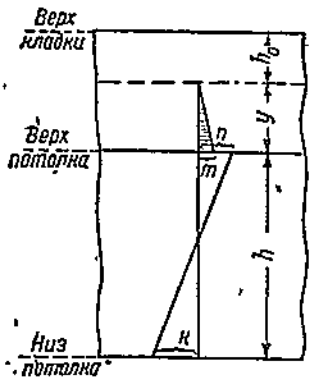
По схеме расчёта инж. Малышева потолок и надкессонная кладка рассматриваются как два изолированных тела, лишённые взаимной связи, что вполне правдоподобно; если кладка потолка и надкессонная делаются из разных материалов (например, камера кессона железобетонная, а кладка надпотолочная — бутовая). Для бетонной надпотолочной кладки и железобетонного потолка указанное неправдоподобно, так как в последнем случае имеется обычный бетонный рабочий шов.

3. Схема расчёта, предусматривающая наличие связи между потолком и постепенно отвердевающими слоями надпотолочной кладки. Эта схема расчёта в настоящее время в СССР находит широкое распространение, и ею рекомендуется пользоваться при расчёте.

По этой схеме предполагается, что первые слои кладки вследствие отсутствия сил сцепления между свежим и старым бетоном потолка равномерно нагружают последний, не принимая участия в его работе.

В дальнейшем по мере твердения уложенных слоёв и возникновения сил сцепления по граничным слоям вес вышележащих слоёв бетона воспринимается потолком и нижними ранее уложенными слоями, которые начинают работать совместно с потолком.

При этой схеме получается расчётная нагрузка на потолок в виде слоя бетонной кладки 1,5—2,0 *м*. Вес остальной кладки не оказывает влияния на потолок и передаётся непосредственно на опоры — надконсольные части потолка.



Фиг. 361

В практике Мостотреста НКПС потолок кессона рассчитывается только на толщину свежего слоя кладки бетона на потолке высотой 1,5 *м*, что также принято Временными техническими требованиями НКПС на постройку искусственных сооружений.

По этому способу рассчитано и опущено в СССР свыше 100 кессонов.

На фиг. 361 дана эпюра напряжений, возникающих в потолке и надпотолочной кладке под влиянием собственного веса потолка толщиной h и слоя кладки высотой $y + h_0$; n — сжимающие, а k — растягивающие напряжения в крайних фибрах потолка, m — сжимающие напряжения в бетоне.

При этом предполагается, что бетон в возрасте до 6 час., уложенный за это же время на высоту h_0, не несёт никакой нагрузки. Увеличение прочности в слое высотой y за время от 6- до 24-часового возраста принято по прямолинейному закону.

Н. В. Озеров в работе «Кессонные фундаменты» приводит следующие формулы для определения расчётной толщины слоя H для нагружения потолка, вызывающего наибольшее напряжение в потолке при установившейся производительности бетонирования:

$$y = -0{,}33\,h + \sqrt{0{,}33^2 h^2 + 0{,}0185\,Q\,\frac{\lambda B}{L}}$$

и

$$H = y + h_0,$$

где h — толщина потолка в *м*;

Q — объём бетона, укладываемого за сутки (24 часа), в *м*³/*сутки*;

$\frac{B}{L}$ — отношение ширины насоса B к длине L;

λ — коэфициент, равный 0,808 [коэфициент уменьшения изгибающего момента для плиты (потолка) опёрт по четырём сторонам];

h_0 — толщина слоя бетона, уложенного в течение последних 6 час.

Пример. $h=2{,}5$ *м* (обычно $h \approx 0{,}2\ B$); $Q=600$ *м*³; $\frac{B}{L}=\frac{12}{24}=\frac{1}{2}$; $\lambda = 0{,}808$.

Производительность бетонирования

$$V=\frac{Q}{\omega}=\frac{600}{BL}=\frac{600}{12\cdot 24}=2{,}1\ м/сутки.$$

Тогда

$$H=y+h_0=-0{,}33\cdot 2{,}5+\sqrt{0{,}33^2\cdot 2{,}5+\frac{0{,}0185\cdot 600\cdot 0{,}808}{2}}+$$

$$+\frac{600}{288\cdot 4}=-0{,}83+2{,}28+0{,}52=1{,}97\ м.$$

При $Q=200$ *м*³/*сутки* и при скорости нарастания кладки

$$V=\frac{200}{288}=0{,}7\ м/сутки$$

получим

$$H'=-0{,}33\cdot 2{,}5+\sqrt{0{,}33^2\cdot 2{,}5+\frac{0{,}0185\cdot 200\cdot 0{,}808}{2}}+$$

$$+\frac{200}{288\cdot 4}=-0{,}83+1{,}47+0{,}17=0{,}81\ м.$$

в) Сила трения грунта по наружной поверхности T

Сила трения определяется при положении кессона на проектной отметке.

Сила трения T, приходящаяся на вертикальную полосу шириной 1 *м* и высотой H_0, может быть определена из выражения

$$T=fE,$$

где E — боковое давление грунта в *т*;

$$E=\frac{\gamma H_0^2}{2}\ \mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right);$$

f — коэфициент трения грунта по наружным стенкам кессона (обычно деревянная обшивка).

Полная величина силы трения T по наружным стенкам кессона высотой H_0 (фиг. 357) определяется из выражения

$$T=UH_0f_0,$$

где U — периметр кессона у ножа в *м*;

H_0 — глубина опускания кессона в грунт в *м*;

f_0 — среднее значение силы трения грунта по наружной стенке кессона (обшивка надкессонной кладки), которое берётся из табл. 33.

г) Вертикальное давление сжатого воздуха на потолок кессона

Вертикальное давление сжатого воздуха определяется для положения кессона на проектной отметке, т. е. при глубине погружения H ниже горизонта воды:

$$S_в=\gamma_в H=1H;$$

здесь $S_в$ — давление воздуха на 1 *м*² площади кессона в плане.

Полное вертикальное давление будет

$$S = \Omega H;$$

Ω — площадь в пределах контура ножа кессона в $м^2$;
H — столб воды, который уравновешивается давлением сжатого воздуха в камере кессона.

При расчёте кессонных камер приходится иметь дело с величиной давления, приходящейся на 1 *пог. м* ножа. Тогда

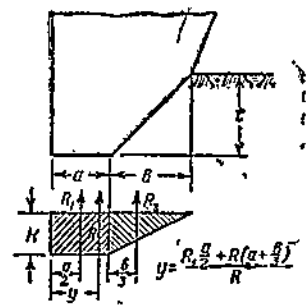
$$S_1 = \frac{\Omega H}{P},$$

где S_1 — вертикальное давление, отнесённое к 1 *пог. м* ножа, в $т$;
P — периметр кессона по сечению ножа в $м$.

д) Реакция грунта на ножевую часть консоли

1. Вертикальная составляющая реакции грунта. Обозначим через G собственный вес кессонной камеры надпотолочной кладки и веса воды и грунта на уступах, отнесённый к 1 *пог. м* ножа. Тогда вертикальная составляющая реакции грунта, отнесённая также и к 1 *пог. м* ножа, будет

$$R = G - S_1 - T.$$



Фиг. 362



Фиг. 363

Составляющие силы R, приходящиеся на банкетку и наклонный участок консоли, нетрудно определить, если принять ординаты эпюры давления грунта (фиг. 362) под консолью пропорциональными глубине погружения соответствующих точек консоли.

Обозначая составляющие силы R через R_1 и R_2, получим

$$R_1 = R\frac{ak}{ak + \frac{bk}{2}} = R\frac{a}{a + \frac{b}{2}};$$

$$R_2 = R - R_1.$$

2. Горизонтальная составляющая реакции грунта R. Горизонтальная составляющая H (распор грунта), приходящаяся на наклонный участок консоли, легко определяется, если известно R_2 (R_2 и H являются составляющими полной реакции грунта $R_п$ на наклонную грань, фиг. 363).

Если обозначить угол трения между грунтом и поверхностью наклонной части консоли через β (фиг. 363) и через α — угол наклона этой поверхности к горизонту, то распор H будет равен

$$H = R_2 \operatorname{tg}(\alpha - \beta).$$

Точка приложения горизонтального распора от уровня банкетки находится на расстоянии $^1/_3\,t$, где t — глубина погружения консоли в грунт.

е) Горизонтальное давление воды и грунта снаружи кессона

1. Горизонтальное давление воды на высоту консоли (фиг. 357)

$$W = \left(Hh_к - \frac{h_к^2}{2}\right)\cdot 1;$$

здесь $h_к$ — высота консоли.

2. Горизонтальное давление грунта (скелета) с учётом взвешивающего действия воды на высоте консоли

$$E = W\zeta,$$

где

$$\zeta = (\gamma - 1)\,\mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right);$$

W и E подсчитываются в тоннах на 1 *пог. м* длины ножа.

ж) Горизонтальное давление сжатого воздуха на консоль кессонной камеры

Боковое давление сжатого воздуха на полосу консоли шириной 1 *м* и на всю высоту консоли равно

$$U = Hh_к.$$

§ 13. РАСЧЁТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ КЕССОНА

Расчёт камеры кессона производится после установления внешних размеров глубокого фундамента (площади подошвы и глубины заложения).

Имея эти отправные данные, составляют эскизный проект кессона и делают проверку прочности.

Кессонная камера рассчитывается в четырёх положениях, соответствующих возникновению наибольших усилий в расчётных сечениях.

Положение первое. Кессон опущен до проектной отметки; нож врезался в грунт на глубину t (0,40—0,60 *м*) при полном воздушном давлении в камере, соответствующем гидростатическому давлению воды.

Положение второе. Кессон опущен до проектной отметки; грунт под банкеткой выбран ($R = 0$), и для производства посадки кессона давление сжатого воздуха в камере кессона понижено на 25%.

В первом и втором положениях кессона определяются величины положительного и отрицательного моментов, действующих в сечении $C - C$ (фиг. 357, сечение примыкания консоли к потолку).

Положение третье. Кессон снят с подкладок и стоит на поверхности грунта (искусственного островка). Потолок загружен слоем кладки высотой $H_{расч}$ (1,5—2,0 *м*).

Третье положение определяет величину наибольшего положительного момента, действующего в сечении $A — A$ (фиг. 357), совпадающего с серединой потолка.

Положение четвёртое. Кессон опёрт на фиксированные подкладки и проверяется на изгиб вдоль продольной оси. Расчёт по четвёртому положению производится для проверки прочности конструкции в тот момент, когда в конце спуска с подкладок кессон остаётся подпёртым в четырёх точках оставшимися подкладками, расположенными симметрично относительно оси кессона. Расчёт этот имеет целью помимо выявления прочности сечений кессона определить такое местонахождение этих (фиксированных) подкладок, при котором напряжения на растяжение в сечениях кессона не превосходили бы допускаемых.

При этом расчёте наличие арматуры (в арматурных камерах) в сечении не учитывается и все растягивающие напряжения должны восприниматься бетоном.

Выгодным положением фиксированных подкладок будет такое, при котором напряжения на растяжение в трёх сечениях кессона (поперечное сечение по оси кессона и два сечения в местах фиксированных подкладок) будут равны.

При расчёте камеры кессона для всех четырёх положений подбор сечений и назначение допускаемых напряжений производятся на основании общих технических условий, за исключением случая проверки на продольный перелом, для которого допускаемое напряжение принимается равным $0{,}07\ R_{28}$.

Для деревянных кессонов, элементы которых в период изготовления кессона являются несущей конструкцией, а после отвердения бетона служат арматурой деревобетонного сечения, расчётные напряжения в деревянном каркасе должны представлять собой сумму напряжений, получившихся в нём при поддержании веса бетона во время изготовления кессона, и напряжений, полученных на проектной отметке.

Ниже показан ход расчёта для каждого из четырёх рассмотренных положений кессона.

Положение первое: расчёт консоли на положительный момент. Из фиг. 364 видно, что момент M_{cc} равен

$$M_{cc}=M_{U_1}+M_H+M_R+M_T-M_G-M_E-M_W.$$

Нормальная сила N_{cc} равна

$$N_{cc}=R-T_1-O_1-G_3.$$

Поперечная сила Q_{cc} равна

$$Q_{cc}=U_1+H-E-W_1,$$

$(O_1=Hd)$ — вертикальное давление сжатого воздуха, приходящееся на ширину консоли.

Моменты сил для первого расчётного положения

$$M_{U_1} = U_1 e_U = H h_к \frac{h_к}{2} = \frac{H h_к^2}{2}$$

(H — глубина погружения кессона);

$$M_H = H_p e_H = H_p \left(h_к - \frac{t}{3}\right)$$

(H_p — распор грунта);

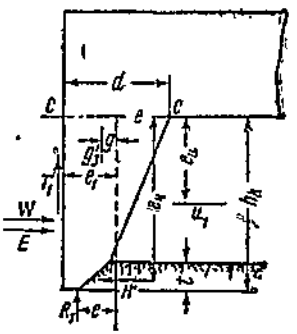
$$M_R = R e_R = R \left(\frac{d}{2} - y\right)$$ (см. п. «д» § 12);

$$M_{T_1} = T_1 e_T = fE \frac{d}{2}$$ (см. п. «е» § 12);

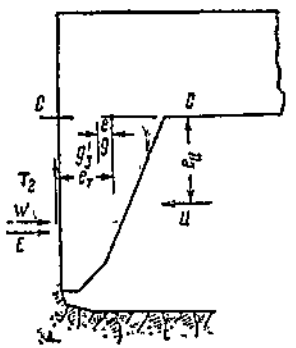
$$M_G = G_3 e;$$

$$M_W = \frac{h_к^2}{2} H - \frac{h_к^3}{6};$$

$$M_E = k M_W.$$



Фиг. 364



Фиг. 365

Глубина погружения в грунт консоли t по условиям безопасности производства кессонных работ не должна превышать величины

$$t = h_к - 1{,}80 \text{ м},$$

где $h_к$ — высота рабочей камеры кессона от потолка до горизонтальной банкетки ножа.

Величина t, если она не обследуется специальным расчётом (метод Крея, Штерна и др.), может быть назначена в пределах $t = 0{,}4 \div 0{,}6$ м.

Положение второе: расчёт кессона на отрицательный момент. На основании расчётной схемы действия сил (фиг. 365) имеем:

момент M_{cc}

$$M_{cc} = M_{U_2} + M_{T_2} - M_G - M_e - M_W;$$

нормальная сила N_{cc}

$$N_{cc}=T_2+O_2-G_3';$$

поперечная сила Q_{cc}

$$Q_{cc}=U_2-EW,$$

где

$$O_2=0{,}75\,O_1.$$

Вследствие значительного трения грунта по боковой поверхности не всегда возможно после удаления грунта из-под ножа опустить кессон. В этом случае необходимо прибегать к быстрому выпуску воздуха из камеры кессона, чтобы обеспечить посадку, так как вода за короткий срок не успевает проникнуть в камеру кессона.

В прежнее время при расчёте кессона принимался аварийный случай, когда предполагалось, что воздух выпускается из камеры кессона полностью; при этом повышались допускаемые напряжения на материал.

По последним техническим указаниям на производство кессонных работ при расчёте рассматривается такое состояние кессона, при котором давление сжатого воздуха понижается на 25% гидростатического давления.

Сила трения, действующая на консоль во втором расчётном положении, определяется из условия равномерного распределения полной силы трения по высоте опускающегося кессонного массива.

Полная сила трения

$$T=G-S_2,$$

где

$$S_2=0{,}75\,S_1 \text{ (см. п. «д» § 12).}$$

Сила трения, действующая на консоль T_2,

$$T=\frac{Th_k}{H},$$

а

$$M_{U_2}=0{,}75\,M_{U_1};$$

$$M_{T_2}=\frac{Th_n d}{H\cdot 2}.$$

Положение третье: расчёт потолка кессона. Наибольшие расчётные усилия в потолке кессона для рассматриваемого положения, когда потолок загружен (частью) надпотолочной кладкой, возникают под действием следующих сил: собственного веса камеры; веса кладки, уложенной на потолок; реакции грунта под банкеткой, которая принимается вертикально направленной из-за малости погружения в грунт консоли.

При пользовании для расчёта потолка схемами с элементами обрушения наибольший момент возникает в потолке при проектном положении кессона, а не на поверхности грунта; при этом учитывается действие всех сил.

Как уже отмечалось, ввиду малой достоверности получаемых результатов, подсчитанных по схемам обрушения, определение расчётной высоты кладки над потолком рекомендуется вести по формулам, приведённым в п. «б», 3 настоящего параграфа.

При этом для размеров кессонов, встречающихся на практике, под мостовые опоры и при интенсивности бетонирования 1,0—1,5 *м/сутки* можно принимать $H_{расч} = 1{,}5$ *м*.

Наибольшие усилия определяются для момента в сечении $A - A$, а для перерезывающей силы — в сечении $B - B$ (фиг. 366).

В соответствии с фиг. 366 имеем:

$$\frac{G''}{2} = \frac{B}{2} H_{расч} \gamma_к$$

($\gamma_к$ — объёмный вес надкессонной кладки);

$$R = \frac{G''}{2} + G_1' + G_2' + G_3';$$

$$e_R = \frac{B}{2} - \frac{d_б}{2}$$

($d_б$ — ширина банкетки).

Тогда

$$M_{AA} = Re_R - \frac{G''}{2} e_G - G_1' e_1 - G_2' e_2 - G_3' e_3;$$

$$N_{AA} = 0 \text{ и } Q_{AA} = 0,$$

а

$$Q_{BB} = R - G_2' - G_3' - G_1'';$$
$$N_{BB} = 0,$$

Здесь G_1'' — вес надкессонной кладки, расположенной под консолью.

Если отношение длины к ширине камеры кессона меньше двух, то расчётные усилия (изгибающий момент и поперечная сила) исчисляются с поправочным коэфициентом как для плиты, опёртой по четырём кантам.

Примечание. Расчёт потолка наплавного кессона производится по следующей схеме загружения: кессон опущен на дно, загружен надпотолочной кладкой согласно схеме опускания, рабочая камера находится под полным воздушным давлением, а нож врезается в грунт.

Положение четвёртое: расчёт кессонной камеры на перелом в продольном направлении. Кессонная камера после выстойки и распалубки перед спуском на грунт опирается на четыре подкладки, расположенные в «фиксированных точках», находясь в положении двухконсольной балки.

Расстояние x между фиксированными подкладками (фиг. 367), отвечающее оптимальным условиям работы кессона, т. е. равенству

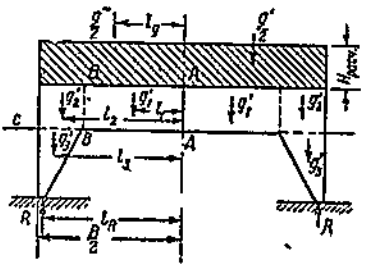
растягивающих напряжений в опорных и пролётных сечениях, может быть установлено из следующего.

Если вес консолей торцевых сторон P приложен не в центрах тяжести консольных площадок (заштриховано на фиг. 367), а в крайних точках и p — вес поперечный секции камеры кессона длиной 1 $м$, то M_0 (момент в опорных сечениях $1-1$ и $3-3$) равно

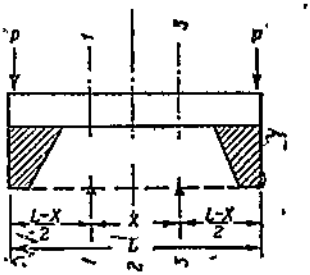
$$M_0 = p\frac{(L-x)^2}{8} + P\frac{L-x}{2}, \qquad (72)$$

а M_n (момент в продольном сечении $2-2$) равно

$$M_n = \frac{px^2}{8} - M_0. \qquad (73)$$



Фиг. 366



Фиг. 367

Полагая

$$\alpha = \frac{z_1\ (\text{расстояние от центра тяжести сечения до крайнего верхнего волокна})}{z\ (\text{расстояние от центра тяжести сечения до крайнего нижнего волокна})},$$

будем иметь

$$\frac{M_0}{I}z = \frac{M_n}{I}z_1 \text{ и } M_0 = M_n\alpha \qquad (74)$$

(I — приведённый момент инерции поперечного сечения камеры кессона).

Подставляя в выражение (74) значения для M_0 и M_n и преобразуя его, получим

$$\left[p\frac{(L-x)^2}{8} + P\frac{(L-x)}{2}\right]\cdot(1+\alpha) - \alpha\frac{px^2}{8} = 0,$$

откуда, если обозначить

$$\beta = \left(\frac{pl}{4} + \frac{P}{2}\right)\cdot(1+\alpha)$$

и

$$\gamma = \left(\frac{pL^2}{8} + \frac{PL}{2}\right)\cdot(1+\alpha),$$

определим x:

$$x = \frac{4\left(\beta - \sqrt{\beta^2 - \frac{p\tau}{2}}\right)}{p}. \qquad (75)$$

Для кессонных камер длиной $L = 10 \div 20$ *м* и шириной $\beta = 4 \div 10$ *м* можно подсчётом установить значение x, которое равно

$$x \approx 0{,}60\, L.$$

Следовательно, для массивных кессонов расстояние между фиксированными подкладками может приниматься равным 0,6 L.

Растягивающие напряжения в бетоне

$$\sigma_{раст.\,0} = \frac{M_0 z}{I} = \sigma_{раст.\,n} = \frac{M_n z_1}{I}.$$

Изложенным заканчивается ход расчёта массивных кессонных камер прямых кессонов.

Расчёт косых кессонов, а также указания по расчёту деревянных кессонов можно найти в фундаментальной работе Н. В. Озерова: «Кессонные фундаменты», Трансжелдориздат, 1940. Числовые примеры расчёта даны в первом издании настоящего учебника, Трансжелдориздат 1938 г.

Глава IV

ОБОРУДОВАНИЕ КЕССОНОВ

§ 14. ШАХТНЫЕ ТРУБЫ

Как указывалось ранее, для входа людей в рабочую камеру со сжатым воздухом, выдачи наружу грунта и подачи материалов служат шахтные трубы и установленные на них шлюзовые аппараты.

В начальный период развития кессонных работ шлюзы размещались у потолка кессона и шахтная труба оставалась под атмосферным давлением. Этот приём размещения шлюза неэкономичен, чреват осложнениями как в техническом отношении, так и в смысле безопасности работ и в практике кессонных работ совершенно оставлен.

Шахтные трубы составляются из отдельных коротких звеньев, соединённых между собой болтами. Нижнее звено заделывается в потолке кессона и называется мёртвым полутрубком; на верхнем звене устанавливается шлюзовой аппарат.

Обычно шахта имеет большую высоту и как конструкция работает в тяжёлых условиях: распирается изнутри сжатым воздухом, изгибается при кренах кессона, подвергается ударным воздействиям и пр. Поэтому шахта должна быть прочной и жёсткой.

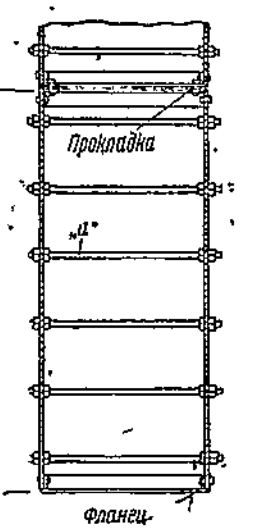
Этим условиям отвечает криволинейная форма шахты в плане. В настоящее время как в СССР, так и за границей применяются два вида шахтных труб: с поперечным сечением в виде прямоугольника с двумя закруглениями по концам, которые будем называть овальными, и круглые.

Овальные шахтные трубы для придания им жёсткости стягиваются противораспорными болтами в один или два ряда (фиг. 368). Разме-

щаются болты в элементах шахты по высоте таким образом, что могут служить в качестве лестницы для спуска и подъёма людей в рабочую камеру или же в качестве каркаса для укрепления на них обшивки и образования таким образом раздельных лазов в шахтах смешанного пользования (лазы материальные и лазы людские).

Круглые трубы в настоящее время применяются преимущественно в специализированных шахтах, т. е. только в пассажирских и в материальных.

Овальные трубы применяются преимущественно в шахтах смешанного типа, т. е. когда шахта делится на лазы людские и лазы материальные. Однако встречаются и круглые трубы со смешанным типом шахт и овальные специализированные. Примером последних могут служить ранее применявшиеся овальные шахты совмещённого типа. В шахтных трубах совмещённого типа одни и те же лазы служат для перемещения в них людей, материала и грунта.



Фиг. 368

Последний тип в настоящее время согласно Правилам безопасности при кессонных работах не может быть допущен как не обеспечивающий полной безопасности для рабочих-кессонщиков при выдаче грунта посредством бадей.

В Правилах безопасности при кессонных работах, утверждённых НКПС 23 декабря 1937 г., сказано:

«Все кессоны должны устраиваться таким образом, чтобы в шахтных трубах был обеспечен отдельный проход для людей, занимать который подъёмом или спуском материалов хотя бы и временно воспрещается»;

«Шахтные трубы должны быть так разделены, чтобы одни предназначались исключительно для людей, а другие — для выдачи грунта при помощи бадьи и подачи материалов. Если шахтные трубы предназначаются для смешанного пользования, то в последнем случае они должны быть разделены на материальную и людскую части.

В шлюзовых аппаратах над пассажирским лазом должна устраиваться откидная крышка, открывающаяся вверх, во избежание падения предметов в пассажирский лаз при работе в шлюзе».

Распространённые размеры овальных шахтных труб в СССР 1,48 × 0,86 *м*; диаметр круглых труб 1,07—0,90 *м*.

За границей шахтные овальные трубы имеют размеры 1,30 × × 0,80 *м* и 1,47 × 0,86 *м*; диаметр круглых труб 1,35—0,90 *м*.

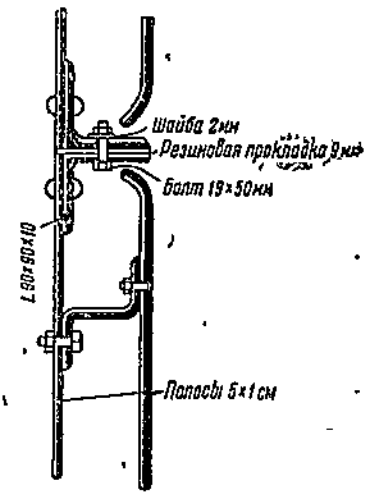
Длина элемента шахтных труб обычно составляет 2,00—2,15 *м*; изготовляются они из листовой стали толщиной $\delta = 8 \div 10$ *мм*. Проверка напряжений производится в зависимости от воздушного давления в трубе. Трубы снабжаются с обоих концов фланцами из уголков 90 × 90 × 10 *мм*, посредством которых они соединяются друг с другом болтами (фиг. 369), проходящими через отверстия в горизонтальных полках уголков. Для уменьшения утечки воздуха между флан-

цами двух смежных труб прокладывается жгут, сплетённый из чёсаного льна и хорошо проваренный в сале, или резиновое полотно толщиной 8—9 *мм*, промазанное густой замазкой из свинцового сурика на олифе.

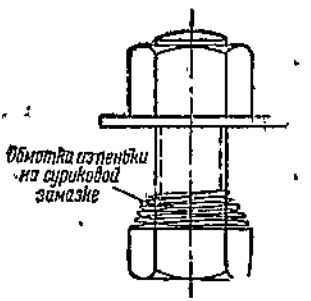
Прокладки туго сжимаются болтами, под головки которых подматывается промасленная пенька; последняя обмазывается густой суриковой замазкой (фиг. 370).

Шахтные трубы делаются преимущественно с внутренним расположением фланцев, но встречаются и с фланцами, расположенными с наружной стороны.

Внутреннее расположение фланцев обеспечивает возможность в процессе работы шахты подтягивать время от времени фланцевые болты и тем самым своевременно устранять утечку сжатого воздуха



Фиг. 369



Фиг. 370



Фиг. 371

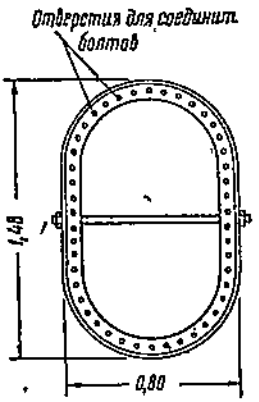
в соединениях отдельных звеньев шахты. Кроме того, оно способствует лёгкой разборке этих звеньев перед заделкой колодца шахты кладкой. Внутреннее расположение фланцев уменьшает сечение шахты; при бадьевом способе выдача грунта требует установки направляющих планок (фиг. 371), по которым скользит бадья при подъёме. Планки делаются из полосового железа.

Трубы с наружными фланцами обеспечивают гладкую внутреннюю поверхность шахты и не стесняют отверстия шахты, что позволяет назначать бадьи больших размеров по диаметру. К недостаткам этих труб следует отнести недоступность подтяжки как соединительных болтов, так и фланцев во время работы по опусканию кессона, а также разборку звеньев по окончании опускания вследствие скопления воды в зазоре между шахтой и надпотолочной кладкой.

Шахтные трубы устанавливаются в так называемом ш а х т н о м к о л о д ц е, который имеет опалубку от низа и до верха кладки.

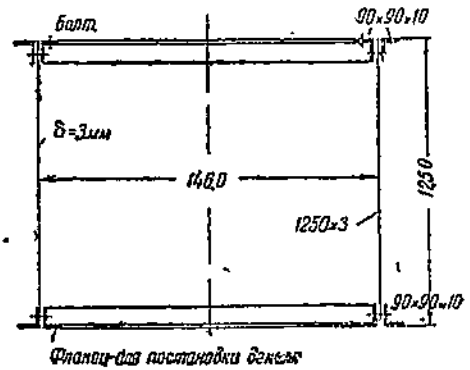
Шахтные трубы должны быть прочно закреплены в потолке кессона для того чтобы они не могли быть вырваны давлением сжатого воздуха.

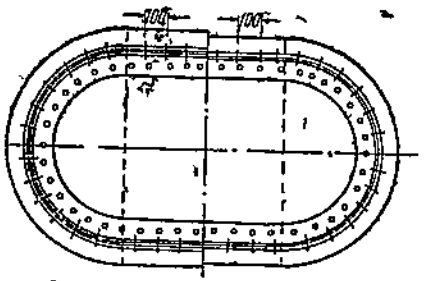
При обычно применяемых у нас шахтных трубах, имеющих площадь поперечного сечения, равную 1 $м^2$, давление сжатого воздуха на поперечное сечение трубы при глубине погружения кессона 20 $м$ составляет 20 $т$. Если вычесть из этой силы вес шахтных труб и шлюзовых аппаратов, составляющий при глубине погружения 20 $м$ около 18 $т$, то получим, что сила, стремящаяся вырвать шахтную трубу из потолка кессона, достигает примерно $20—18 = 2$ $т$. Когда сжатого воздуха в камере кессона нет (при установке шахтных труб и шлюзовых аппаратов в начале опускания), на закрепление шахтной трубы в потолке кессона действует сила около 15 $т$, стремящаяся продавить трубу в камеру.



Обычно шахтные трубы прикрепляют болтами к забетонированному в потолке кессона специальному короткому куску трубы — мёртвому полутрубку (фиг. 372).

Иногда в целях экономии железа применяют и иные способы закрепления, обеспечивающие требуемую прочность. Один из таких способов закрепления представлен на фиг. 373. Цифрой *1* обозначена заглушка, называемая у нас часто декелем и служащая для закрытия входа в шахтную трубу при её наростке.



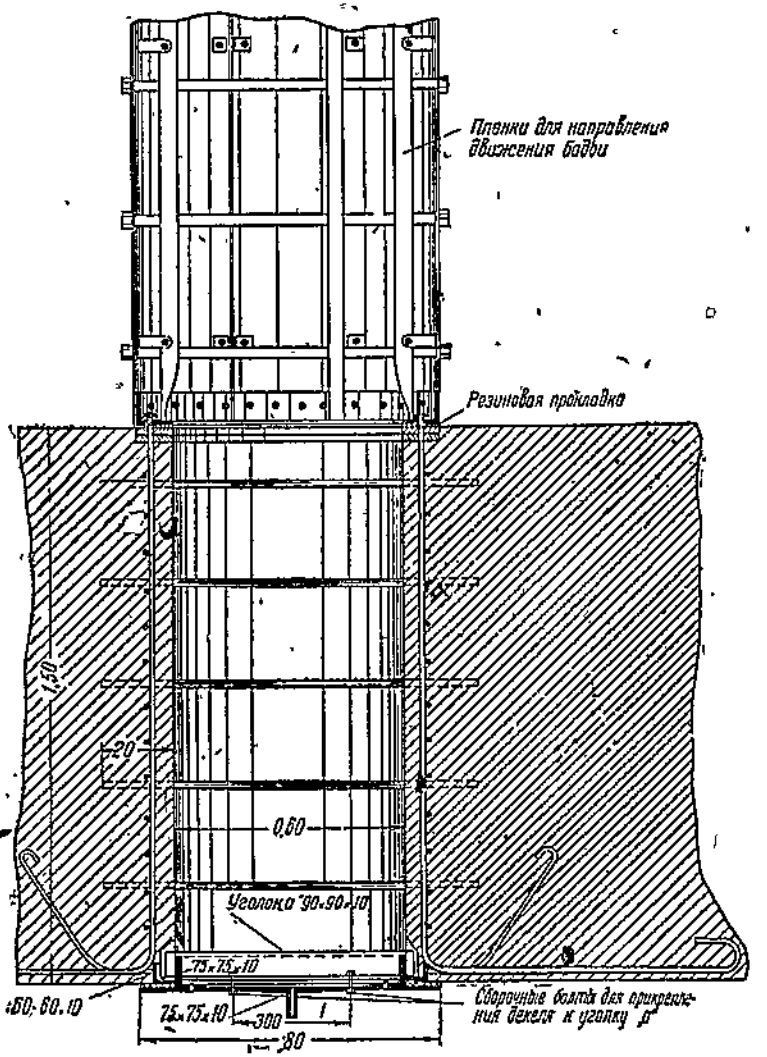


Фиг. 372

Мёртвый полутрубок должен быть забетонирован в потолке кессона в таком положении, при котором верхний фланец (угольник), служащий для присоединения к полутрубку шахтной трубы, располагается строго по уровню. При косо установленном полутрубке шахтные трубы будут стоять не вертикально, а с наклоном, что в свою очередь может повлечь за собой застревание поднимаемых по трубам бадей с грунтом. Для прикрепления к мёртвому полутрубку шахтных труб в верхнем фланце его имеются отверстия (фиг. 373).

§ 15. ШЛЮЗОВЫЕ АППАРАТЫ

О назначении шлюзовых аппаратов говорилось ранее. Двухкамерный шлюзовой аппарат с одной центральной камерой и прикамерком мало производителен: при нём работа в рабочей камере кессона



Фиг. 373

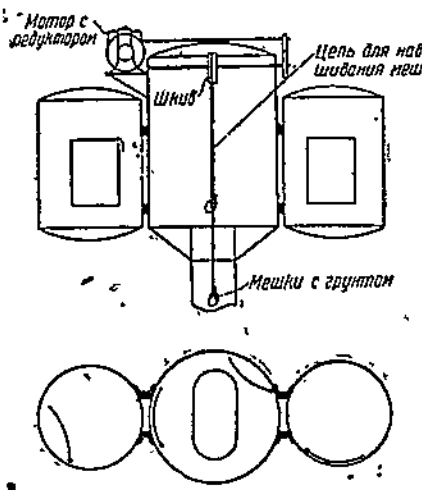
происходит с перерывами, так как при заполнении прикамерка шлюза последний необходимо разобщить с центральной камерой шлюза на время выгрузки грунта из прикамерка наружу. Во избежание перерыва в работе ставят второй прикамерок; тогда при нагружении одного прикамерка грунтом из кессона из второго прикамерка разгружается грунт наружу.

Кроме выдачи грунта шлюзовой аппарат занимается на некоторое время рабочими-кессонщиками, и это время тем больше, чем глубже опущен кессон. Поэтому при одной центральной камере и двух прикамерках (трёхкамерный шлюзовой аппарат) имеются нарушения в непрерывности работы. Добавлением третьего прикамерка к шлюзу достигается непрерывность работы, и прикамерки уже могут быть специализированы (т. е. одни — для шлюзования материала, другие — для шлюзования людей).

Пользование одними и теми же прикамерками для шлюзования людей и материала антисанитарно, негигиенично и экономически невыгодно из-за большого непроизводительного расхода сжатого воздуха на шлюзование, так как для рабочих требуется прикамерок большого размера, который грунтом можно заполнить только частично. Поэтому для шлюзования только материалов прикамерку придают уменьшенные размеры. Наконец, при установке на кессоне двух и более шлюзов имеется возможность специализировать шахты, отделяя людские шлюзы от материальных.

Сочетание обеих функций в одном шлюзе вынуждает придавать шахтам значительные поперечные размеры.

Специальный шлюз для шлюзования людей не только удовлетворяет современным санитарно-гигиеническим Правилам безопасности кессонных работ (НКПС, 1937), но и даёт возможность эффективно использовать всё пространство шахтной трубы для подъёма грунта по сравнению с шахтой смешанного назначения.



Фиг. 374

При устройстве опор под мосты, где преимущественно распространён кессонный метод работ, при фундировании и при площади основания кессона до 100 $м^2$ удовлетворялись одним шлюзовым аппаратом на кессон с шахтой, имевшей совмещённые людские и материальные лазы. Это число шлюзов на кессоне в зависимости от его площади по прошлой практике устанавливалось главным образом для мешкового способа, совершенно изжитого в нашей практике и заменённого более производительным бадьевым способом.

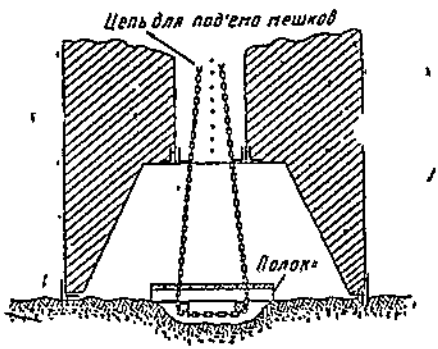
Аппарат мешкового типа. В прежнее время при кессонных работах применялся преимущественно шлюзовой аппарат так называемого мешкового типа, получивший такое название потому, что грунт из рабочей камеры кессона поднимался в мешках, привязываемых к бесконечной цепи или канату, проходящему в шахтной трубе и перекинутому в центральной шлюзовой камере через шкив (фиг. 374). Шкив этот приводился во вращение мотором, стоящим на шлюзовой площадке. К центральной шлюзовой камере присоединялись два прикамерка, служащие одновременно для шлюзования людей и для шлюзова-

ния грунта. Кессонщики, находившиеся в рабочей камере кессона, разделялись попарно: один держал мешок, другой насыпал в него грунт. Наполненный грунтом мешок затягивался верёвочной петлей с узлом на конце и перекидывался к шахтной трубе. Специально выделенный кессонщик, называвшийся навешивальщиком и сидевший возле движущейся цепи, навешивал мешки на цепь (фиг. 375 и 376). В центральной шлюзовой камере находилось три кессонщика, именуемые аппаратчиками, которые поочерёдно снимали с цепи мешки и укладывали их в один из свободных прикамерков.

После наполнения прикамерка последний вышлюзовывался, мешки из него вынимались и опоражнивались в жолоб, прикреплённый к площадке, подвешенной к шлюзовому аппарату. Пустые мешки складывались обратно в прикамерок, шлюзовались в центральную камеру и сбрасывались аппаратчиками в камеру кессона.

При мешковом аппарате применялись шахтные трубы, показанные на фиг. 368. Спуск и подъём людей происходили после остановки подъёмного каната.

Мешковой шлюзовой аппарат, как отмечалось, на кессонных работах больше не применяется вследствие своей малой производительности (в среднем около 60 $м^3$ грунта, вынутого за сутки) и большого числа кессонщиков, занятых при этом аппарате (три аппаратчика, один навешивальщик и четыре-пять пар кессонщиков в рабочей камере).



Фиг. 375


Фиг. 376

Современные шлюзовые аппараты. В настоящее время при кессонных работах у нас, в Союзе, применяются аппараты, в которых грунт поднимается из рабочей камеры в центральную шлюзовую камеру в кубах, т. е. в особых бадьях. Существует несколько типов таких аппаратов.

Рассмотрим конструкции современных шлюзовых аппаратов, наиболее распространённых у нас, в СССР, и некоторых заграничных. Это рассмотрение произведём применительно к классификации их по следующим трём основным типам:

1) шлюзовые аппараты смешанного типа, предназначенные одновременно для шлюзования материалов (грунта и бетона) и шлюзования людей;

2) пассажирские шлюзовые аппараты, предназначенные исключительно для шлюзования людей;

3) материальные шлюзовые аппараты, предназначенные исключительно для шлюзования материалов.

а) Шлюзовые аппараты смешанного типа

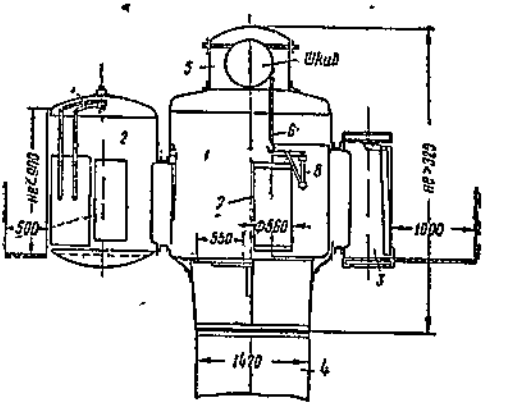
1. Шлюзово-пятикамерный аппарат Тюленева. Этот аппарат переконструирован (фиг. 377) применительно к требованиям новых Правил безопасности при кессонных работах. При постановке на овальную трубу им пользуются лишь как одно-

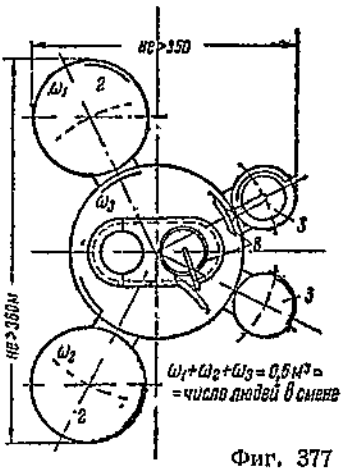
бадьевым, поднимая кубло (бадью) по одному лазу; по другому же лазу опускаются рабочие.

Аппарат Тюленева состоит из центральной шлюзовой камеры *1* и четырёх прикамерков: два из них, бо́льшие по диаметру, служат для шлюзования людей и называются поэтому пассажирскими *2*; другие два, меньших размеров, предназначаются для шлюзования бадей с грунтом и именуются материальными прикамерками *3*.

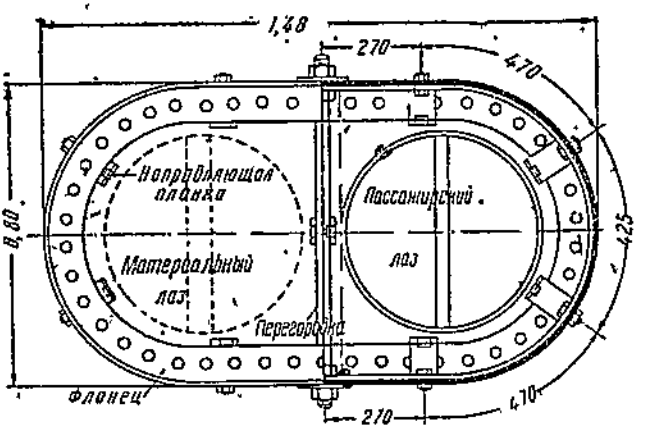
При аппарате Тюленева применяются овальные шахтные трубы *4*, которые применялись и ранее при мешковом аппарате (фиг. 378), с добавлением к ним направляющих планок в материальном лазе для удобства пропуска кубла. Кроме того, делается перегородка по середине трубы, делящая её отверстие на два раздельных лаза.

Соединение труб производится на 46 болтах с укладкой между фланцами либо



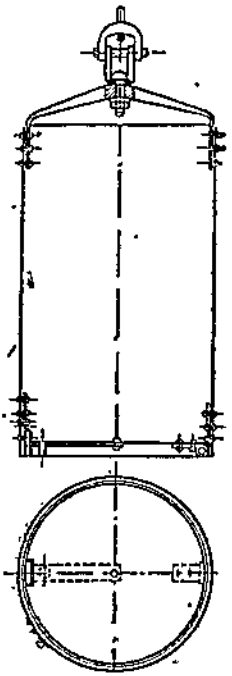


Фиг. 377



Фиг. 378

резиновых прокладок либо прокладок, сплетённых из чёсаного льна или конопли и проваренных в сале.

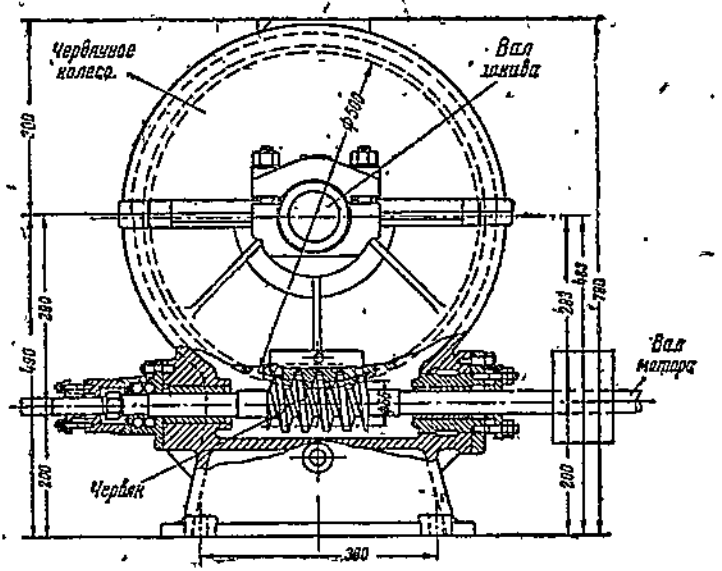


Фиг. 379

Подъём грунта в шлюзовом аппарате Тюленева производится в круглых бадьях (кублах) диаметром 0,53—0,56 *м*, высотой 0,85—1,10 *м* (фиг. 379) и осуществляется при помощи специального подъёмного механизма, который имеет следующее устройство.

Центральная шлюзовая камера оканчивается цилиндрическим барабаном *б*, закрытым сверху крышкой (фиг. 377). Через боковые стенки этого барабана проходит вал, на котором внутри барабана насажен шкив. Вал, а следовательно, и шкив приводятся во вращение электромотором, установленным на специальной площадке, прикреплённой к корпусу камеры снаружи. Так как электромотор вращается очень быстро, а шкив должен вращаться во много раз медленнее, то электромотор соединён с валом, на котором находится шкив, через особый механизм, называемый редуктором (фиг. 380), который понижает быстроту вращения шкива и состоит из червяка, соединённого с валом мотора, и червячного колеса, соединённого с валом шкива.

Червяк имеет винтовую нарезку. Червячное колесо снабжено по окружности зубцами, соответствующими винтовой нарезке червяка. Вследствие такого устройства быстро вращающийся червяк сообщает червячному колесу и



Фиг. 380

соединённому с последним валу подъёмного механизма во много раз более медленное вращение.

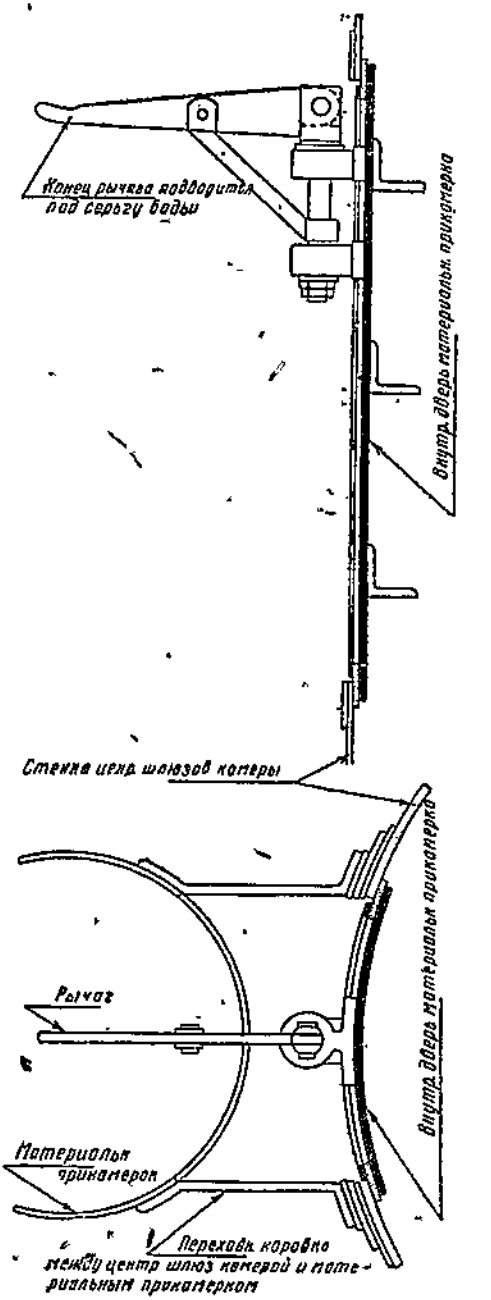
На шкив подъёмного механизма наматывается трос, который опускается по материальному лазу шахтной трубы.

К тросу *6* подвешивается кубло *7* (фиг. 377). Если вращать шкив в одну сторону, кубло будет подниматься; при вращении шкива в другую сторону кубло опускается.

Снаружи центральной шлюзовой камеры установлен на специальных кронштейнах прибор управления электромотором — так называемый контроллер. Рукоятка контроллера пропущена через стенку аппарата внутрь центральной шлюзовой камеры. Внутрь камеры пропущена также ручка тормоза, установленного на муфте, соединяющей вал шкива с валом редуктора, и предназначенного для замедления движения кубла при выключении электромотора.

В результате такого устройства находящийся в центральной шлюзовой камере аппаратчик может управлять движением кубла: останавливать или пускать в ход то в одном, то в другом направлении.

Работа на аппарате Тюленева производится следующим образом. Рабочий, находящийся в центральной камере шлюза и называемый а п п а р а т ч и к о м, получив сигнал из камеры о заполнении грунтом кубла, включает мотор и поднимает кубло в центральную шлюзовую камеру. На внутренних дверях материальных прикамерков имеются особые рычаги *8* (фиг. 377), которые могут поворачиваться вокруг вертикальной оси (фиг. 381). Когда дверь прикамерка закрыта, рычаг находится



Фиг. 381

внутри прикамерка. При открытом положении дверки конец рычага может быть подведён под серьгу, на которой бадья подвешена к подъёмному тросу.

Подняв гружёную бадью в центральную камеру, аппаратчик подводит конец указанного рычага под серьгу бадьи и немного опускает последнюю. После того как бадья сядет на рычаг, трос от неё отцепляется и дверь прикамерка закрывается. Бадья оказывается в прикамерке. После этого аппаратчик особым краном, установленным на верхнем днище прикамерка и управляемым изнутри центральной камеры, выпускает из прикамерка воздух. Как только давление в прикамерке упадёт до нормального, находящиеся снаружи прикамерка два рабочих (отгрёбщики) открывают наружную откатывающуюся вбок дверь прикамерка, вытягивают кубло вниз наружу (фиг. 382), открывают дно кубла и высыпают грунт в прикреплённый к шлюзовой площадке жолоб. После этого кубло снова возвращается в вертикальное положение, наружная дверь прикамерка закрывается, и в него впускается сжатый воздух из центральной камеры. Когда давление в прикамерке и центральной шлюзовой камере сравняется, аппаратчик открывает внутреннюю дверь прикамерка, навешивает описанным выше способом пустое кубло на трос и опускает его в рабочую камеру. Опущенное в рабочую камеру пустое кубло снимается и к тросу прикрепляется второе, заранее наполненное кубло, после чего описанные операции повторяются.

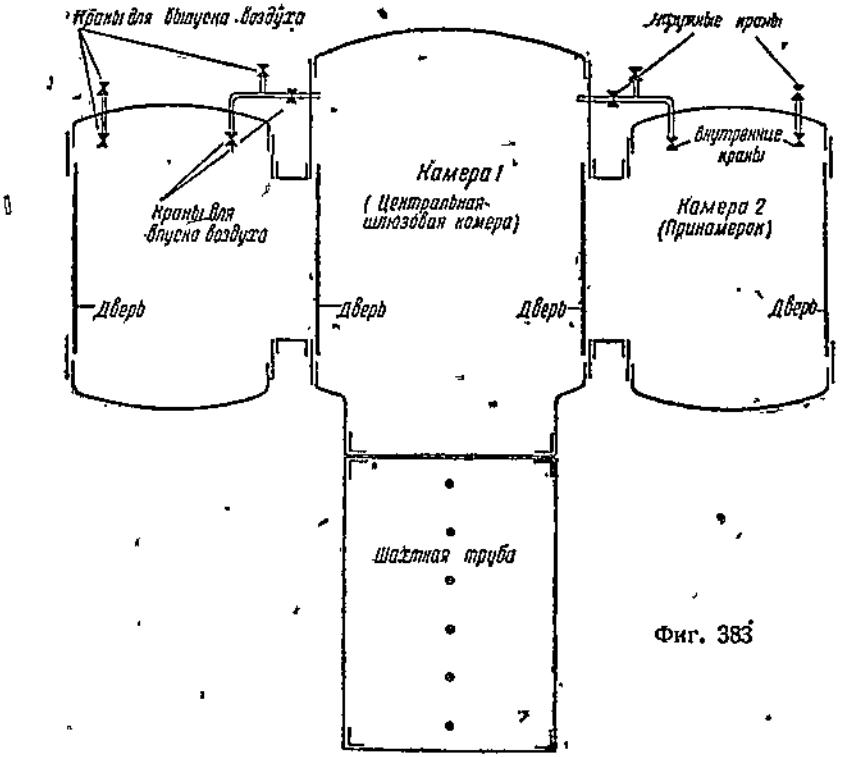


Фиг. 382

Как уже отмечалось выше, рабочая камера после окончания опускания кессона заполняется бетонной кладкой. При подаче в рабочую камеру бетона наполненные бетоном кубла шлюзуются через материальные прикамерки, после чего опускаются в рабочую камеру или опоражниваются в деревянную трубу, установленную внутри шахтной трубы.

Для прохода людей в камеру кессона у этого аппарата имеются два пассажирских прикамерка. Шлюзование людей производится путём впуска или выпуска из прикамерка сжатого воздуха через наружные краны (фиг. 383), которыми управляет дежурный по шлюзу, находящийся на рабочей площадке около шлюза. Внутри прикамерков также имеются краны, при помощи

которых шлюзуемые рабочие могут либо замедлить либо совсем прекратить шлюзование при появлении каких-либо болезненных явлений (боль в ушах, головокружение и пр.). Спуск в рабочую камеру кессона происходит по людскому лазу шахтной трубы. Таким образом, в аппарате этого типа подъём и спуск кублов производятся лишь по одному лазу шахтной трубы (ближайшему к материальным прикамеркам). Второй лаз всё время остаётся открытым для прохода людей, вследствие чего аппарат этого типа может быть одновременно использован для шлюзования грунта и для шлюзования людей.



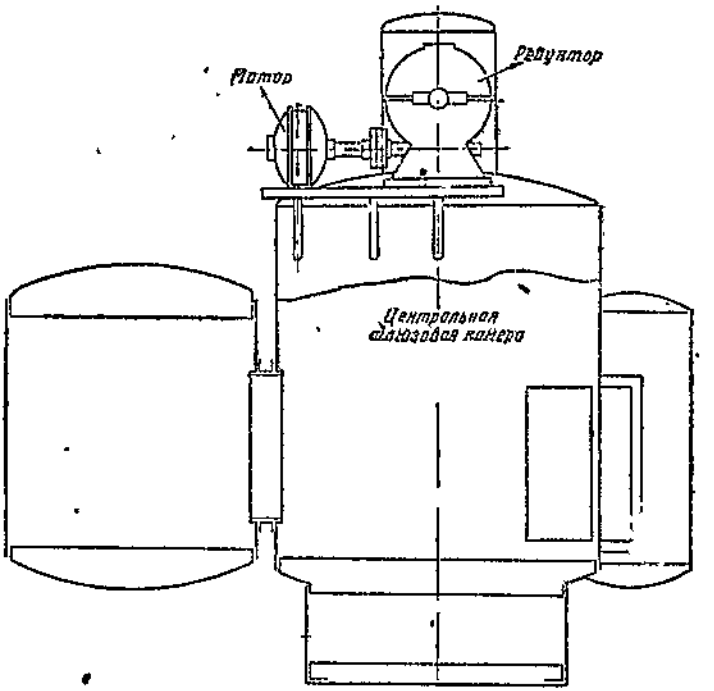
Фиг. 383

Вес аппарата Тюленева 10 *т*. Производительность до реконструкции — 120 *м*³ песчаного грунта в сутки.

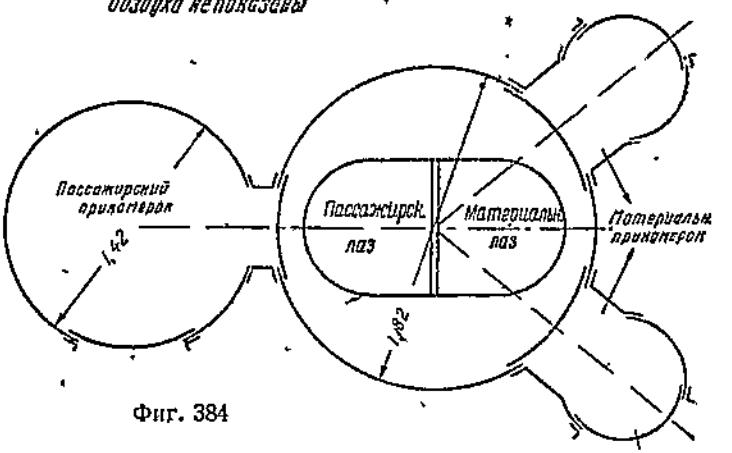
Аппарат прочный, редко портится. Расход воздуха на кессонирование 1 *м*³ грунта 6 *м*³. Подъёмник простой: достаточно одного аппарата для кессона площадью 100 *м*².

2. Шлюзовой четырёхкамерный аппарат Тюленева. В последнее время наряду с описанным выше пятикамерным шлюзовым аппаратом Тюленева смешанного типа (центральная камера и четыре прикамерка) получает распространение предложенный Тюленевым четырёхкамерный шлюзовой аппарат также смешанного типа, имеющий центральную камеру, один пассажирский прикамерок и два сближенных материальных прикамерка (фиг. 384).

На фиг. 385 показан шлюзовой аппарат смешанного типа, отличающийся тем, что в нём вместо материальных прикамерков устроены материальные рукава, представляющие значительные удобства при шлюзовании через них грунтов.



Краны для впуска и выпуска воздуха не показаны



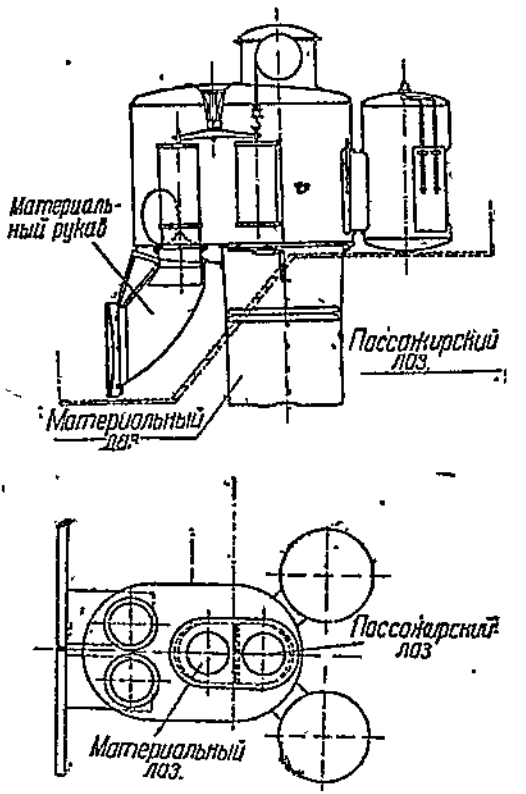
Фиг. 384

Шлюзовые аппараты системы Тюленева изготовления 1928 г., не имеющие пассажирского лаза, могут применяться для кессонов больших площадей только как грузовые. Применение этих шлюзовых

аппаратов для кессонов малых площадей допускается при их переустройстве, причём один лаз используется как пассажирский, а второй — как грузовой.

3. Шлюзовой аппарат Филиппова. Одним из наиболее часто применяемых у нас типов шлюзовых аппаратов является также шлюзовой аппарат Филиппова, относящийся, как и рассмотренные выше, к категории аппаратов смешанного типа.

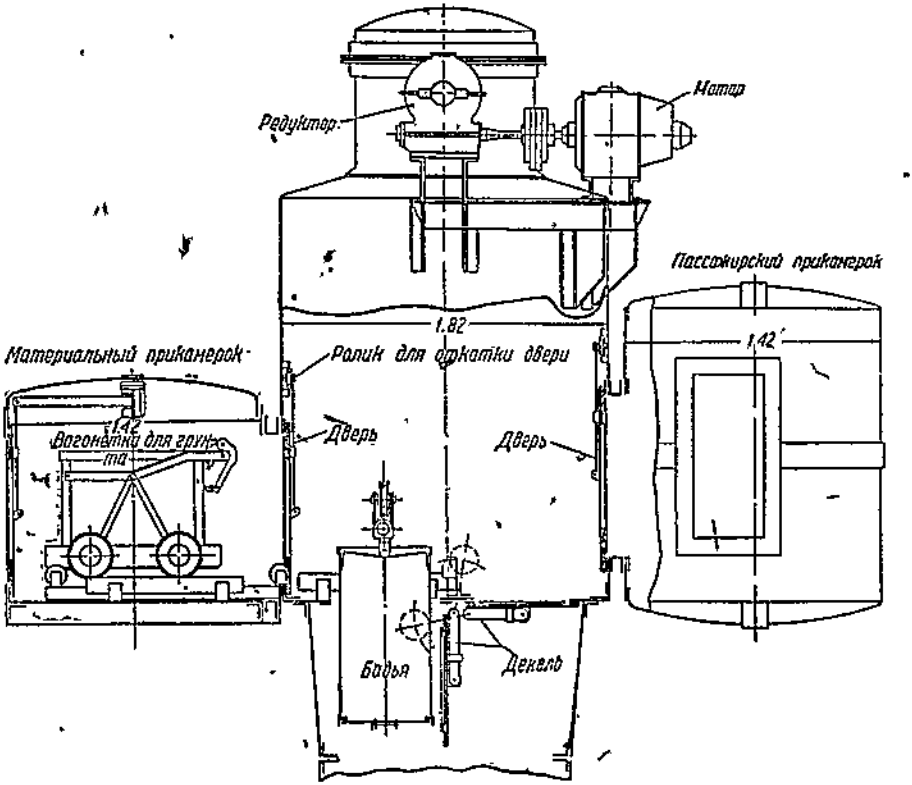
Аппарат Филиппова состоит из центральной шлюзовой камеры и двух прикамерков: одного пассажирского и одного материального (фиг. 386). Этот аппарат работает, так же как и аппарат Тюленева, одной бадьёй, которая поднимается и опускается по одной половине шахтной трубы; вторая половина трубы служит для прохода людей. Шахтные трубы, применяемые при аппарате Филиппова, разделены на материальный и пассажирский лазы металлической стенкой; лестница для спуска и подъёма людей расположена в них несколько сбоку (фиг. 387). Соединение шахтных труб между собой и с аппаратом такое же, как и у труб аппарата Тюленева.



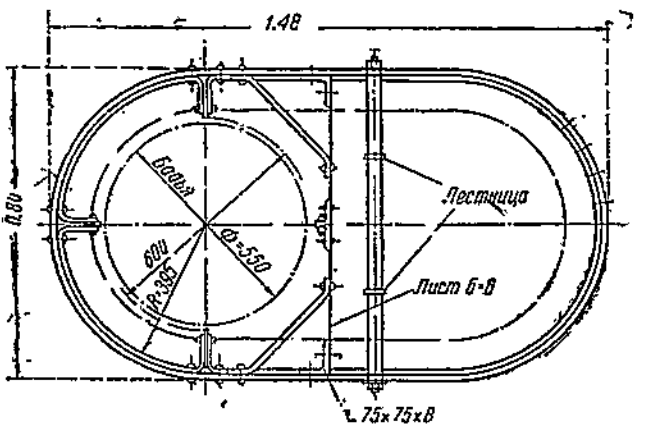
Фиг. 385

Подъём грунта в аппарате Филиппова производится в круглых бадьях, имеющих такие же размеры, как и бадьи аппарата Тюленева. Дно бадьи состоит из двух открывающихся вниз половинок. Бадьи поднимаются при помощи двойного троса, навиваемого на барабан, помещённый в верхней части центральной шлюзовой камеры. Один трос навивается на одну половину барабана, другой — на вторую половину. Бадья подвешена к тросам через блок. Вследствие подобного устройства бадья при своём подъёме по шахтной трубе не отклоняется в сторону и идёт совершенно отвесно. Подъёмный барабан приводится во вращение электромотором, установленным, как и у аппарата Тюленева, на особой площадке снаружи шлюза. Для уменьшения быстроты вращения барабана мотор соединён с валом барабана через редуктор. Управление мотором производится, как и в аппарате Тюленева, из центральной шлюзовой камеры.

Работа на аппарате Филиппова производится следующим образом.



Фиг. 386



Фиг. 387

После того как кубло наполнено в рабочей камере кессона грунтом, аппаратчик, получив снизу сигнал, включает мотор и поднимает кубло в центральную шлюзовую камеру. В материальном прикамерке и центральной камере уложены рельсы, по которым ходит вагонетка специальной конструкции. Подняв кубло в камеру, аппаратчик подводит под него вагонетку, открывает у кубла дно и высыпает грунт из кубла в вагонетку. После этого вагонетку быстро закатывают в прикамерок, закрывают внутреннюю дверь, и аппаратчик особым краном *и*, установленным на верхнем днище прикамерка, выпускает из прикамерка сжатый воздух. Как только вагонетка уйдёт из центральной камеры, порожнее кубло опускается в рабочую камеру кессона. После выпуска воздуха из прикамерка двое рабочих (отгрёбщики), стоящие у прикамерка снаружи, открывают наружную дверь прикамерка, выкатывают вагонетку и подводят её по устроенному на подмостях рельсовому пути к жолобу.

Высыпание грунта из вагонетки производится путём открытия её дна, состоящего из двух створок. Опорожненную вагонетку вкатывают в прикамерок, закрывают наружную дверь и через специальный наружный кран впускают в прикамерок сжатый воздух. После того как давление в прикамерке и центральной камере сравняется, аппаратчик открывает внутреннюю дверь и подводит вагонетку под вновь поданное из рабочей камеры кубло с грунтом.

При подаче бетона для заполнения рабочей камеры кессона наполненные бетоном вагонетки шлюзуются через материальный прикамерок и опоражниваются в деревянную трубу, установленную внутри шахтной трубы.

Проход людей в камеру и из камеры кессона происходит через пассажирский прикамерок, а при шлюзовании смены и через центральную шлюзовую камеру. Для этого внизу центральной камеры имеются вращающиеся на петлях металлические крышки (декели), при помощи которых можно закрыть выходы из центральной камеры в оба лаза шахтной трубы. После того как смена поднимется из рабочей камеры и расположится в центральной шлюзовой камере и пассажирском прикамерке, закрывают оба указанных выше декеля и начинают постепенно выпускать воздух из центральной шлюзовой камеры. Скорость шлюзования регулируется снаружи дежурным по шлюзу. Помимо наружных кранов в пассажирских прикамерках и в центральной шлюзовой камере имеются внутренние краны, служащие для замедления или прекращения шлюзования самими шлюзуемыми.

Наибольшая суточная производительность этого шлюза 80 $м^3$ грунта. Расход воздуха больше 10 $м^3$ на 1 $м^3$ грунта.

б) Шлюзовые пассажирские аппараты

На фиг. 388 представлен трёхкамерный шлюз для прохода (шлюзования) рабочих, применяемый в СССР.

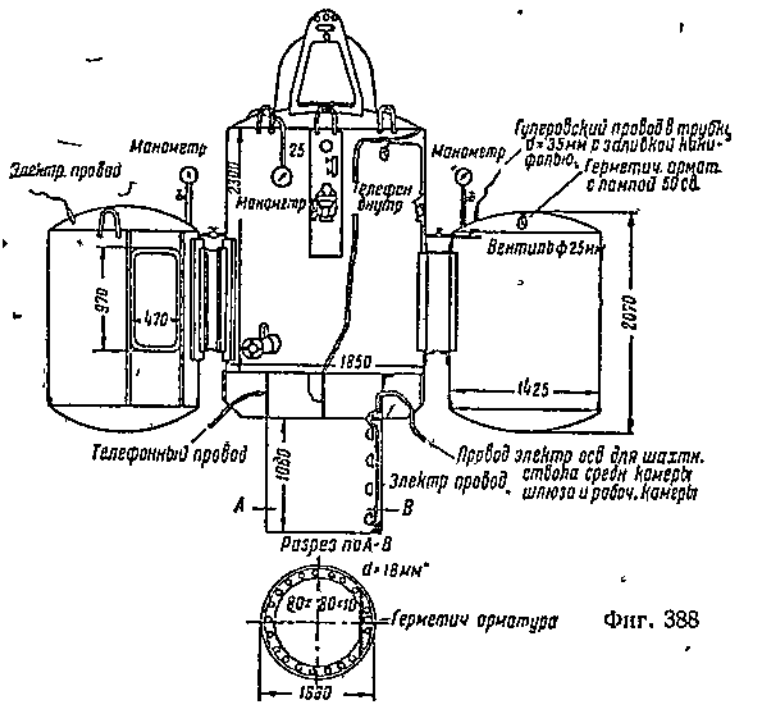
В этих шлюзах, как об этом говорилось ранее, средняя центральная камера всегда находится под давлением, будучи не разобщённой с шахтой и рабочей камерой кессона.

Шлюзование рабочих производится в двух боковых прикамерках.

Специализированные шлюзы гигиеничнее и рациональнее шлюзов смешанного типа, но установка их целесообразна при кессонах, требующих двух и более аппаратов.

В соответствии с упомянутыми Правилами безопасности кессонных работ, утверждёнными НКПС в 1937 г., пассажирские шлюзы должны удовлетворять ряду технико-санитарных требований.

Прикамерки оборудуются трубами для выпуска и впуска воздуха; при этом трубы для подачи воздуха внутри прикамерка размещаются



Фиг. 388

так, чтобы воздух подавался вертикально вниз вдоль стенки прикамерка.

Труба для выпуска воздуха должна располагаться внутри шлюза так, чтобы конец засасывающей трубы был не ниже 10 *см* от потолка. Концы впускных и выпускных труб должны иметь краны. Выпускная труба отводится в зону нормального давления и снабжается глушителем, а впускная сообщается со шлюзом.

Для подачи воздуха в шлюзы и рабочую камеру кессона должно быть установлено не менее трёх труб; из них через две трубы подаётся воздух в рабочую камеру кессона, а через третью трубу — в шлюзовой аппарат.

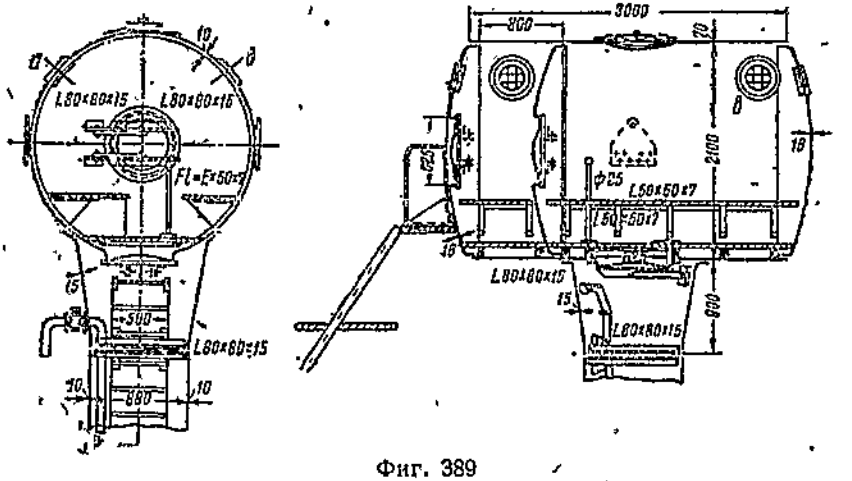
Выпускных трубок в шлюзе в каждом прикамерке должно быть две (одна трубка — запасная); эти трубки должны иметь с двух сторон краны для шлюзования.

Как правило, шлюзование должно применяться только снаружи пассажирского прикамерка, для чего на воздухопроводной трубке

снаружи пассажирского прикамерка ставится основной кран, а в дополнение к нему для возможности регулирования впуска и выпуска воздуха изнутри прикамерка ставятся краны на воздухопровод в трубках внутри прикамерка.

Вышлюзовывание внутри допускается только в тех случаях, когда вышлюзовывание наружным краном невозможно, о чём лица, находящиеся в прикамерке, извещаются дежурным по шлюзу. Для этой цели внутри устроена особая трубка с краном для выпуска воздуха. Этот кран должен быть запломбирован, и срывание пломб для пользования им должно заноситься в журнал дежурного по шлюзу с указанием причин.

Все впускные и выпускные воздушные краны должны быть такого устройства, чтобы степень открытия и закрытия отверстий была точно отрегулирована.



Фиг. 389

Шлюзовые аппараты, как правило, снабжаются проверенными манометрами.

Для проверки манометров во время хода кессонных работ они должны иметь контрольные фланцы. Манометр, устанавливаемый на шлюзе, градуируется на 6 *ат* и имеет диаметр циферблата не менее 125 *мм*.

Проверка рабочего манометра контрольным производится при перестановке шлюзового аппарата на другой кессон, а также при обнаружении видимых неисправностей.

При рабочем давлении 1,5 *ат* и выше на шлюзах устанавливаются барографы. Температура воздуха в пассажирском прикамерке во время обратного шлюзования должна быть не ниже 14°, что проверяется установленным внутри шлюзов термометром. Термометр устанавливается также и снаружи шлюзов.

Пассажирские прикамерки снабжаются сиденьями и имеют горизонтальный съёмный нетеплопроводящий решётчатый настил на полу. С внутренней стороны прикамерки снабжаются нагревательными приборами.

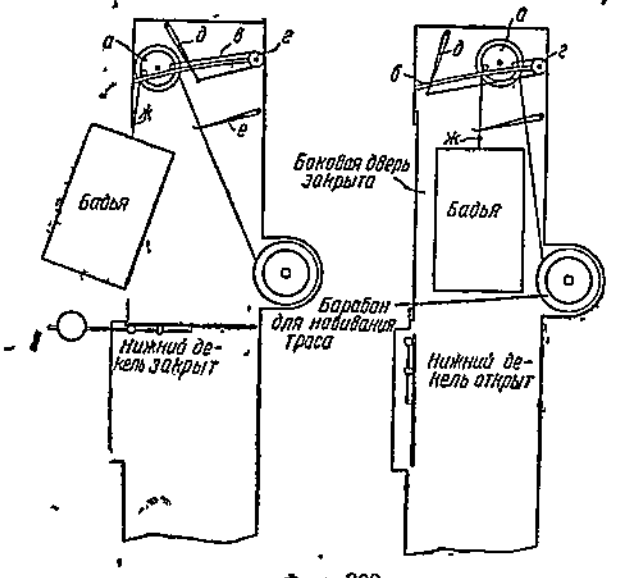
Высота шлюзовых камер кессонного оборудования, рассчитанных на шлюзование людей, должна быть не менее 1,70 *м*; площадь их назначается из расчёта не менее 0,40 $м^2$ на 1 чел.

На фиг. 389 представлен пассажирский шлюз, применявшийся на кессонных работах при постройке дока в Киле. Шлюз имел вид лежачего цилиндра длиной 3 *м* и диаметром 2,10 *м*. Посредством конического патрубка шлюз соединялся с круглой шахтной трубой. Шлюз делился перегородкой на две отдельные камеры, из которых малая предназначалась для шлюзования небольшого количества людей, а большая — для шлюзования целой смены. В конической горловине шлюза находилась открывающаяся вниз дверца.

Шлюз был оборудован скамейками, размеры которых позволяли при надобности укладывать заболевших рабочих.

в) Материальные шлюзовые аппараты

Из материальных шлюзовых аппаратов у нас в СССР применяются аппараты Свиридова и аппарат с верхней дверью.



Фиг. 390

Аппарат Свиридова (фиг. 390) состоит из круглой шлюзовой камеры, имеющей боковую откатывающуюся дверь в нижнюю крышку (декель). Камера устанавливается на круглых шахтных трубах диаметром 900—920 *мм*, имеющих внутренние фланцы. Нижняя крышка, служащая для отделения камеры от шахтных труб, открывается и закрывается при помощи наружного рычага. Для того чтобы крышка легче закрывалась, на конце рычага посажен груз.

Аппарат обслуживается одним аппаратчиком, находящимся не внутри (как в рассмотренных ранее аппаратах), а снаружи шлюза. Все приборы управления движением кубла расположены снаружи аппарата.

Для того чтобы аппаратчик мог видеть поднимающееся кверху кубло, в боковой стенке аппарата прорезано круглое отверстие, в которое вставлено толстое стекло, а внутри аппарата поставлена электрическая лампочка. Момент начала подъёма нагруженного в рабочей камере кубла сигнализируется аппаратчику посредством второй электрической лампочки, находящейся снаружи аппарата и зажигаемой из рабочей камеры.

При аппарате Свиридова применяется круглая бадья, подвешенная к подъёмному тросу при помощи вилки, что даёт возможность опрокидывать бадью набок. Работа на аппарате Свиридова производится следующим образом. После прицепки к подъёмному тросу наполненной грунтом бадьи из рабочей камеры кессона дают сигнал аппаратчику. Последний включает мотор и поднимает бадью в шлюзовой аппарат, внимательно наблюдая через окошко в стенке шлюза. Как только бадья войдёт в шлюзовой аппарат, аппаратчик выключает мотор, закрывает нижнюю крышку и через имеющийся на шлюзовой камере кран выпускает из неё сжатый воздух. Когда весь воздух выйдет из камеры, открывают боковую дверь, опрокидывают бадью набок и высыпают из неё грунт. Затем бадья перевёртывается в первоначальное положение, боковая дверь закрывается, в камеру впускается сжатый воздух, открывается нижняя крышка, и бадья опускается в рабочую камеру кессона.

На фиг. 390 показано предложенное Свиридовым приспособление, позволяющее применить бадью с открывающимся дном и облегчить работу по вытаскиванию бадьи из камеры (при опорожнении бадьи). Приспособление это заключается в том, что трос, на котором принимается бадья, огибает в камере особый блок, после чего идёт к барабану подъёмного механизма, помещённому сбоку шлюзовой камеры. Блок этот может двигаться по изогнутым рельсам, укреплённым в верхней части камеры. На фиг. 390 блок обозначен буквой *а*, а рельсы, по которым он движется, буквой *б*. Для того чтобы блок не скатывался вниз по рельсам, он удерживается тонким тросом, обозначенным буквой *в*, который огибает второй блок *г* и идёт к концу рычага *д*. Рычаг этот можно поворачивать вправо и влево при помощи второго наружного рычага (на фигуре не показан), который насажен на одной оси с рычагом *д*.

После открытия боковой двери аппаратчик поворачивает рычаг *д* вправо; при этом трос *в* получает некоторую слабину, блок *а* скатывается по рельсам вниз, и бадья пододвигается вплотную к боковому отверстию шлюза. В этом положении уже нетрудно вытянуть её низ наружу и высыпать грунт. Для того чтобы возвратить бадью в прежнее положение, аппаратчик поворачивает рычаг *д* влево, трос *в* натягивается и ставит блок *а* на место.

Буквой *е* на фигуре обозначен особый внутренний рычаг, служащий для того, чтобы бадья при подъёме в камеру не ударялась о верхнюю её крышку, а автоматически останавливалась. Для этого, после того как бадья полностью войдёт в камеру, поворачивают рычаг *е*, соединённый с выключателем электрического тока, и останавливают тем самым электромотор.

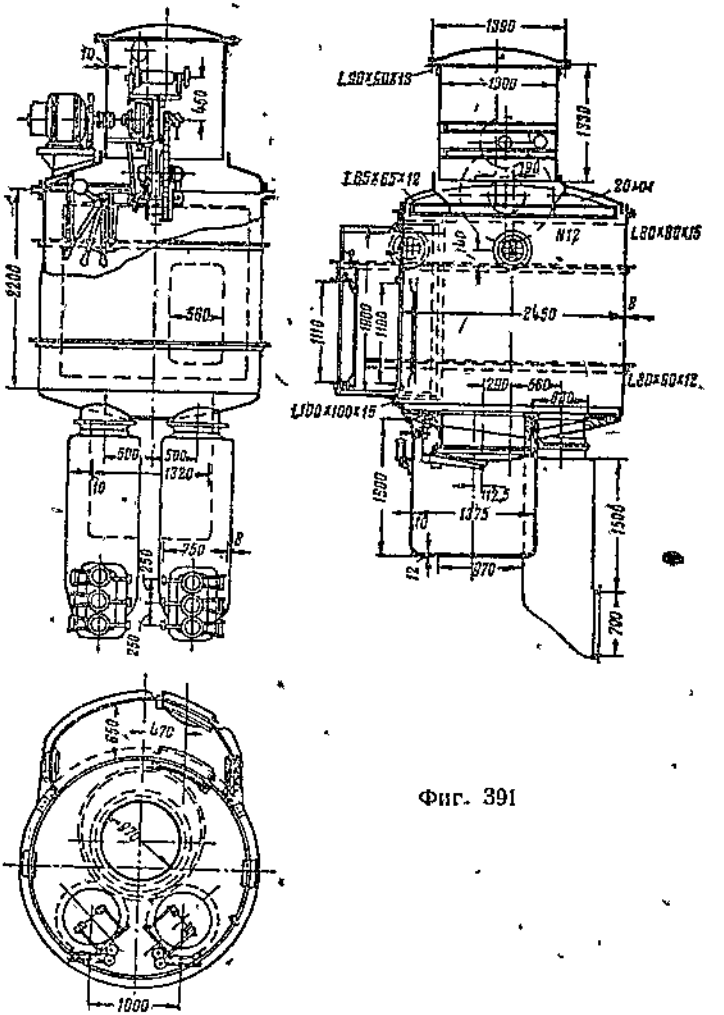
На фиг. 391 представлен применяющийся за границей материальный двухкамерный шлюз с двумя карманами для грунта.

Центральная камера имеет форму цилиндра диаметром 2,45 *м* и высотой 2,2 *м* при толщине стен 8 *мм*. Боковой прикамерок, служащий для прохода людей, имеет малый объём и сечение в виде полуэллипса. Двери размещены в центральной камере и прикамерке с учётом пропуска длинных предметов.

В днище шлюза кроме отверстия в шахтную трубу имеются ещё

два отверстия для материальных рукавов, куда высыпают грунт, идущий в бадьях из рабочей камеры.

Рукава круглого сечения диаметром 0,75 *м* и длиной 2,20 *м*. Устье рукава имеет прямоугольную форму 0,70 × 0,40 *м*. Рукава снабжены верхней круглой крышкой, открывающейся в сторону большего давления, и внизу имеют крышку, открывающуюся наружу.



Фиг. 391

Механизм, запирающий дверь, состоит из трёх засовов, имеющих в середине винтовые прижимы, закрепляемые ручными маховичками. Последние посредством рычажного механизма связаны с верхней крышкой таким образом, чтобы открытие нижней двери возможно было только при условии закрытой верхней крышки. Механизмы для подъёма бадей с грунтом помещены в колпаки над центральной камерой. Главный вал, поддерживающий шкив, установлен на двух

швеллерных балочках № 12, прикреплённых к потолку посредством фасонных вставок. На том же валу посажена шестерня большого диаметра, связанная малой шестернёй со вторым валом, который в свою очередь посредством пары шестерён связан с мотором.

Подача движения от мотора к шкиву в этой системе является довольно сложной.

§ 16. ПРОВЕРКА ТОЛЩИНЫ СТЕН ШАХТ И ШЛЮЗОВЫХ АППАРАТОВ

Шахтные трубы и шлюзовые аппараты делаются из листовой стали.

Толщина стенок δ проверяется расчётом, как для цилиндрических шлюзов шахт, по формуле

$$\delta = \frac{Dp}{n};$$

для труб с закруглениями, как для эллиптического сечения, по формуле

$$\delta = \frac{2rp}{n},$$

где δ — толщина стенок;

D — диаметр цилиндров;

p — воздушное давление (добавочное);

n — допускаемое напряжение стали на разрыв;

r — радиус стенки с меньшей кривизной.

Ввиду того что стенки шахтных труб и барабаны шлюзовых аппаратов при перевозках часто подвергаются резким ударам, следует толщину стенок назначать не менее 8 — 12 *мм*.

§ 17. ОСВЕЩЕНИЕ, СВЯЗЬ И ВЕНТИЛЯЦИЯ В КЕССОНАХ

а) Освещение

Согласно Правилам безопасности при кессонных работах рабочие камеры, шахты, шлюзовые аппараты и помещения над кессоном должны освещаться электричеством. Нормы освещения: в рабочей камере 20 люкс на полу; в камерах и прикамерках шлюзовых аппаратов 15 люкс; в шахтах 10 люкс; в помещениях над кессоном не менее 20 люкс.

Непрерывность освещения в кессонах обеспечивается выполнением раздельной электропроводки по двум самостоятельным сетям. Осветительная арматура должна обеспечивать равномерное освещение.

При постоянном токе для освещения может применяться нормальное напряжение. При этом провода прокладываются через воздуховодные или специально установленные трубы.

Переменный ток для освещения шлюзов и кессона применяется при условии понижения напряжения трансформаторами до 12 *в*. Переносные лампы должны иметь напряжение не более 12 *в*.

Внутри шлюзов проводку тщательно изолируют от механических повреждений и от атмосферных влияний.

Ввод и вывод проводов необходимо делать воздухонепроницаемыми.

В центральной камере шлюза и пассажирских прикамерках устанавливается не менее чем по две лампочки.

Независимо от центрального освещения, управляемого извне, каждый кессонный мастер и десятник снабжается ручным электрическим фонарём.

Кроме того, в камере кессона должен постоянно храниться исправный аккумуляторный фонарь.

Для передачи и распределения электрической энергии внутри шлюзового аппарата и кессона должны применяться: при стационарной (неподвижной) прокладке — кабели со свинцовой оболочкой и металлической броней; при нестационарной прокладке — гибкие кабели с резиновой изоляцией. Изолированные провода разрешается применять только для осветительной сети, телефонной связи и сигнализации работающих при напряжении до 12 *в*; при этом проводка должна иметь противопожарную изоляцию и защищаться от механических повреждений.

Гибкие кабели с резиновой изоляцией и бронированные прокладываются на высоте, обеспечивающей от повреждения их перемещающимися грузами. Осветительная и силовая электропроводки должны быть раздельными.

Электрические машины и аппараты должны быть герметически закрытого типа (масляные закрытые не допускаются). Трансформаторы должны иметь закрытые выводы. Передвижные трансформаторы должны иметь напряжение первичной обмотки не более 220 *в* и не должны содержать масла. Для питания ручных электрических инструментов и отбойных молотков должно применяться напряжение трёхфазного тока не свыше 120 *в*, а для остальных установок — не свыше 220 *в*.

б) Связь

Телефонная связь. Рабочая камера площадки у шлюзового аппарата, компрессорная и амбулатория по Правилам безопасности при кессонных работах связываются телефоном.

Аппараты телефонной связи и сигнализации защищаются оболочками от брызг воды и пыли и должны отличаться особой прочностью наружных деталей. Провода телефонной линии выполняются по двухпроводной системе и прокладываются таким образом, чтобы они не касались провода сильного тока.

Помимо телефона устанавливается звуковая сигнализация, описание которой вывешивается в виде таблиц как в зоне сжатого воздуха, так и снаружи шлюза.

в) Вентиляция

В качестве показателя санитарной оценки воздуха в рабочей камере кессона принимается процентное содержание в нём углекислоты и кислорода.

В настоящее время по Правилам безопасности кессонных работ, утверждённым НКПС в 1937 г., в кессон должно подаваться не менее 20 $м^3/ч$ воздуха при давлении 1,5 *ат* и 30 $м^3/ч$ при большем давлении

на одного работающего в рабочей камере. Эта норма повышается, если содержание углекислоты выше 0,5% и содержание кислорода ниже 20%. Санитарное состояние воздуха в кессоне устанавливается посредством специальных воздушных контроллеров.

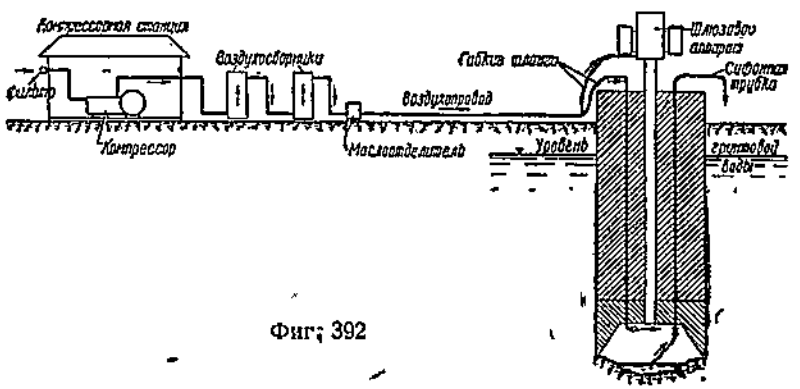
Воздух, подлежащий обмену и не ушедший под нож кессона, выпускается из рабочей камеры через вытяжные сифонные трубы.

Устройство сифонной трубы в рабочей камере должно быть таким, чтобы возможно было удалять воздух из разных мест рабочей камеры кессона. Хорошая вентиляция согласно обязательным правилам обеспечивается подачей сжатого воздуха непосредственно как в камеру кессона (посредством двух самостоятельных труб), так и специальной трубой в шлюзовой аппарат — центральную камеру шлюза.

При вышлюзовании, когда процент углекислоты значительно повышается, в шлюзовых пассажирских прикамерках требуется объём воздушного пространства на 1 чел. не менее 0,70 $м^3$.

§ 18. СНАБЖЕНИЕ КЕССОНА СЖАТЫМ ВОЗДУХОМ

Сжатый воздух для производства кессонных работ вырабатывается на компрессорных станциях, устройство которых регулируется утверждёнными Правилами безопасности по производству кессонных работ.



Фиг. 392

Компрессорная станция должна обеспечивать непрерывную подачу воздуха независимо от всяких случайностей. Поэтому на компрессорной станции обязательно наличие не менее одного запасного компрессора и одного запасного двигателя при приводных компрессорах (сверх количества компрессоров, работающих при полной нагрузке компрессорной станции), а также наличие одного запасного источника энергии. По условиям работ иногда целесообразно устанавливать две или более компрессорные станции, не зависящие друг от друга, но связанные воздуховодом для взаимного переключения.

Компрессорные станции в зависимости от их подвижности могут быть разделены на две основные категории: с т а ц и о н а р н ы е и п е р е д в и ж н ы е.

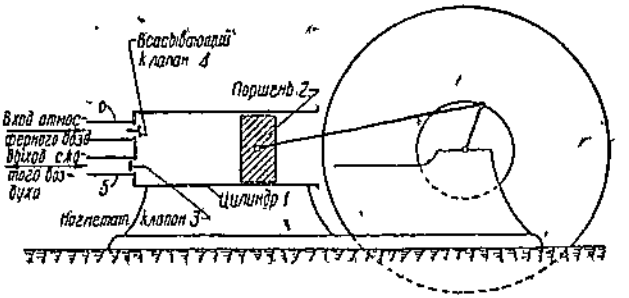
Стационарные компрессорные станции сооружаются, например, при постройке мостов на берегах и островах вблизи места опускания кессона.

Передвижные компрессорные станции в свою очередь разбиваются на две группы: а) сухопутные, устанавливаемые на автомобильные шасси, в вагонах мостостроительных поездов, и б) плавучие, монтируемые на баржах.

На фиг. 392 показана общая технологическая схема производства сжатого воздуха, начиная с момента забора и кончая подачей его в кессон, применительно к стационарной береговой компрессорной станции.

Как видно из схемы, основными элементами этой установки являются: фильтры, компрессоры, воздухосборники и воздухопроводы с гибкими шлангами.

1. Фильтры. Фильтры устанавливаются для очистки засасываемого в компрессор воздуха. Наружный воздух, прежде чем попасть в компрессор, должен быть очищен от пыли, копоти и пр. По-



Фиг. 393

этому фильтр, укрепляемый на конце всасывающей трубы, должен забирать воздух вне какого-либо помещения или места с загрязнённым воздухом.

2. Компрессоры. При кессонных работах применяются разнообразные типы компрессоров. Чаще всего встречаются компрессоры поршневого типа. Эти последние бывают: а) простого действия, у которых за один оборот производятся одно всасывание и одно сжатие воздуха (при этом с одной и той же стороны поршня), и б) двойного действия, у которых одновременно с засасыванием воздуха одной стороной поршня производится сжатие ранее поступившего воздуха другой стороной.

Схема работы компрессора одиночного (простого) действия показана на фиг. 393.

Компрессоры различаются также по количеству ступеней сжатия. В одноступенчатом компрессоре воздух сразу за один приём сжимается до конечного требуемого давления. Во многоступенчатом компрессоре сжатие воздуха происходит в несколько приёмов и конечное давление воздух приобретает, пройдя последовательно все ступени.

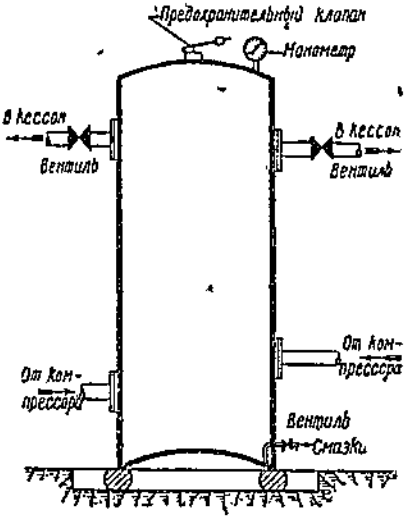
В зависимости от типа привода различают компрессоры, приводимые в движение посторонним двигателем, не связанным непосредственно с компрессором, и паровые компрессоры, не нуждающиеся в особом двигателе и требующие только подводки к ним пара.

В качестве приводных двигателей служат локомобили, двигатели внутреннего сгорания и электромоторы.

Компрессоры различаются также по своей производительности, которая определяется количеством кубических метров воздуха, засасываемых компрессором в течение 1 мин. Этот воздух, пройдя через компрессор и будучи сжат, уменьшится в объёме. Приблизительно можно считать, что он уменьшится в объёме во столько раз, до скольких абсолютных атмосфер он будет сжат: например, воздух, сжимаемый до 2 *ат*, уменьшается в объёме примерно вдвое.

Компрессоры различаются также по величине предельного давления, до которого они могут сжимать воздух.

Для кессонных работ желательно применять компрессоры, рассчитанные на давление в пределах 4 — 6 *ат*. При помощи таких компрессоров можно производить опускание кессонов до глубины, разрешаемой Правилами безопасности кессонных работ.



Фиг. 394

3. Воздухосборники. Сжатый воздух, выйдя из компрессора, попадает в специальные резервуары—воздухосборники (фиг. 394), которые служат отчасти для того, чтобы смягчить толчки воздуха в воздухопроводных трубах (так как поршневой компрессор подаёт воздух не равномерно, а с перерывами), а также для того, чтобы очистить воздух от примеси масла, увлекаемого воздухом при проходе последнего через компрессор.

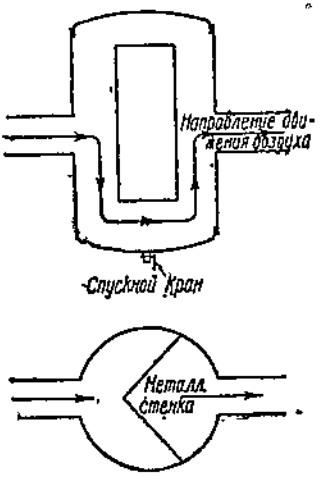
Масло осаждается на дно воздухосборника и время от времени выпускается наружу через нижний кран. На крышке воздухосборника должен быть установлен так называемый предохранительный клапан, через который воздух из воздухосборника может выйти наружу в том случае, если от случайных причин (например, закупорка воздухопроводных труб) давление в нём поднимается выше допускаемого предела. Кроме предохранительного клапана на воздухосборнике ставят также манометр — прибор, показывающий давление сжатого воздуха.

На компрессорной станции в целях лучшей очистки воздуха от всех содержащихся в нём примесей должно быть установлено не менее двух воздухосборников, соединённых между собой таким образом, чтобы воздух проходил через них последовательно, т. е. сначала через один воздухосборник, а затем через другой. Правилами безопасности при кессонных работах требуется, чтобы общий объём воздухосборников был не менее 20-секундной производительности компрессоров и не менее 3 $м^3$.

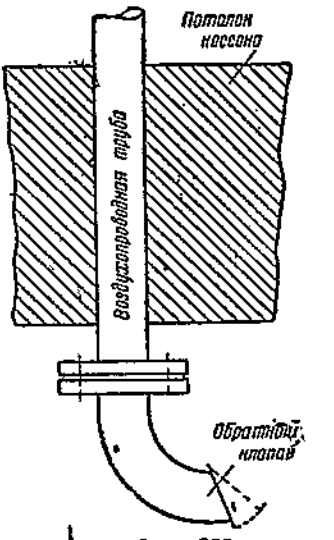
Например, если воздух подаётся в кессон двумя компрессорами общей производительностью 30 *м³/мин*, необходимо иметь воздухосборники общим объёмом не менее

$$\frac{30 \cdot 20}{60} = 10 \text{ м}^3/\text{мин}.$$

Помимо воздухосборников для лучшей очистки воздуха от масла и влаги пропускают его через особые приборы, называемые маслоотделителями. Они бывают различных конструкций, простейшая из которых приведена на фиг. 395. Воздух, войдя в маслоотделитель, ударяется о стоящую на его пути стенку и оставляет на ней содержащиеся в нём частицы масла и воды, которые стекают на дно масло-



Фиг. 395



Фиг. 396

отделителя и время от времени выпускаются наружу через особый кран. Маслоотделители устанавливаются в конце воздухопроводной линии, у самого кессона.

4. **Воздухопроводы.** От компрессорной станции к кессону сжатый воздух подаётся по железным воздухопроводным трубам, соединённым друг с другом либо на фланцах либо на муфтах (фиг. 396). Диаметр воздухопроводных труб назначается по расчёту. Обычно этот диаметр бывает 75 — 100 *мм*.

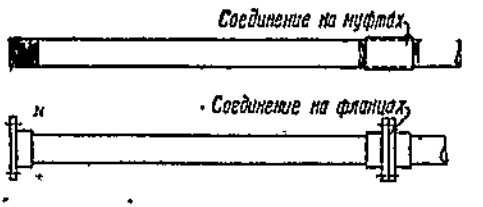
Эти трубы должны быть проложены обязательно в две линии с таким расчётом, чтобы при случайном повреждении одной из них воздух мог беспрепятственно подаваться по второй. Трубы должны быть проложены с уклонами и снабжены в пониженных точках спускными кранами для выпуска из них масла и воды, выделяющихся из сжатого воздуха.

В зимнее время трубы должны быть утеплены во избежание замерзания воды, образующейся из влаги, содержащейся в воздухе, так

как при замерзании вода может разорвать трубу, в результате чего подача воздуха в кессон прекратится.

При подходе к кессону воздухопроводные трубы снабжаются разветвлениями. Одна линия, разветвляясь на две трубы, подаёт сжатый воздух непосредственно в рабочую камеру кессона; по другой линии сжатый воздух подаётся в шлюзовой аппарат. Во избежание повреждения воздухопроводных труб при опускании кессона присоединение их к шлюзовому аппарату и к стоякам, подающим воздух в рабочую камеру, должно производиться при помощи гибкого шланга. В месте присоединения шлангов ставится вентиль.

Концы воздухопроводных труб, входящих в рабочую камеру кессона и шлюзовой аппарат, снабжаются автоматически действующими клапанами, препятствующими выпуску воздуха на случай падения давления в трубах (прекращение подачи со станции, разрыв трубопровода). На фиг. 397 показано устройство такого клапана.



Фиг. 397

Если кессон проходит в слабоводопроницаемых грунтах и удаление воды из него под нож затруднительно, то устанавливают сифон с краном и нижний конец сифона опускают до низкой точки поверхности грунта с водой в рабочей камере (фиг. 392).

Воздух, поступающий в рабочую камеру, согласно Правилам безопасности производства кессонных работ должен иметь температуру в пределах от +12 до +17°. Температура в шлюзе должна быть не менее +14°.

В тёплое время температура воздуха в рабочей камере должна быть не выше +22°, а в холодное время — не ниже +12°.

Температура воздуха в камере кессона, шлюзе и наружная записывается в санитарный дневник каждой смены.

Если воздух, поступающий в рабочую камеру кессона, слишком тёплый и сырой, то в камере образуется туман, мешающий работе и вредно отзывающийся на кессонщиках; холодный воздух охлаждает камеру. Поэтому для соблюдения санитарно-гигиенических требований, предъявляемых к сжатому воздуху, прибегают к защите резервуаров воздухопровода от нагревания солнечными лучами в летнее время и от чрезмерного охлаждения зимой.

При надобности следует прибегать к специальным мерам для охлаждения подаваемого воздуха.

§ 19. РАСЧЁТ ПНЕВМАТИЧЕСКИХ УСТАНОВОК

Мощность компрессорной станции устанавливается расчётом и должна:

1) обеспечивать осушение рабочей камеры кессона при заданной глубине погружения в определённое время;

2) поддерживать пространство рабочей камеры в сухом состоянии до полного окончания работ;

3) обеспечивать выполнение санитарных требований, т. е. содержание углекислоты CO_2 в сжатом воздухе рабочей камеры должно быть не выше установленного процента.

Количество воздуха, требуемое для первоначального осушения кессона (первое условие), не может отражаться на мощности компрессоров при условии, если не будет строго лимитировано время для этой операции. А так как для первоначального осушения камеры кессона в процессе опускания нужно относительно небольшое время из числа часов общей работы, то потребность в компрессорах сжатого воздуха следует исчислять из указанных выше двух последних условий: потребности для поддержания рабочей камеры в осушённом состоянии с проверкой достаточности этого объёма по санитарно-гигиеническим условиям (процент содержания CO_2) и соображений возобновления воздуха.

Расход воздуха, необходимый для пополнения потерь, чтобы поддержать рабочую камеру в сухом состоянии во время опускания кессона, зависит от: а) неплотности рабочей камеры, качества швов шахтной трубы и шлюзовых камер; б) утечки воздуха под нож кессона; в) расхода на шлюзование рабочих и материала; г) расхода воздуха на сифонирование для вентиляции рабочей камеры (в глинистых грунтах, затрудняющих естественную вентиляцию).

Следует иметь в виду, что наибольшие значения имеют первые два вида потерь.

Частичные потери по отношению к общей потере примерно выражаются следующими цифрами:

Потери воздуха через неплотность в материале и швах камер	56,5%
Утечка под нож кессона	42,5%
Расход на шлюзование	1,0%

Потребность подаваемого воздуха в камеру кессона (по санитарным условиям) для предотвращения вредных скоплений углекислоты по нормам, действующим в СССР, должна составлять не менее: при давлении менее 1,5 *ат* $V = 20\ P[м^3/ч]$; при давлении более 1,5 *ат* $V = 30\ P[м^3/ч]$, где P — число кессонщиков, одновременно находящихся в рабочей камере.

Нормами предусматриваются только кессонщики, находящиеся в рабочей камере; однако числом P нужно учитывать и кессонщиков, работающих внутри аппаратов (аппаратчики).

Вопросам подсчёта потребности сжатого воздуха для пополнения потерь занимались многие авторы (проф. Бреннеке, в СССР — инж. Бронников и др.).

До настоящего времени не предложено безупречных формул для рассматриваемой цели.

Формула расчёта эксплуатационных потерь сжатого воздуха, предложенная проф. Бреннеке, — одна из старых, но с введением в неё уточнённых коэфициентов по данным кессонной практики последующих лет представляет по своей методологии интерес и в настоящее время.

а) Определение потребного расхода сжатого воздуха по формуле проф. Бреннеке

Формула проф. Бреннеке для определения мощности компрессорной станции имеет следующий (с учётом новых значений коэфициентов) вид:

$$V = k\,(\alpha F + \beta U)\cdot\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right),$$

где V — количество воздуха при атмосферном давлении в $м^3/ч$;

F — суммарная поверхность стенок и потолка внутри камеры кессона в $м^2$.

Примечание. Для кессонных камер с внутренним очертанием формы ⌐¬ величина F может быть принята равной

$$F = G + U\cdot 1 = G_к\,U,$$

где $G_к$ — площадь кессона в $м^2$;

U — периметр по очертанию ножа в $м$;

H — наибольшая глубина опускания ниже уровня воды в $м$ (т. е. разность между отметкой уровня воды и горизонтом ножа) с добавлением 2 — 3 $м$, которые покрывают потери напора в трубопроводе от камеры кессона до компрессорной и создают некоторый запас давления для вытеснения воды из рабочей камеры;

α — часовая потеря воздуха через 1 $м^2$ стен и потолка.

По Бреннеке принимаются:

для невполне плотного бетона

$$\alpha = 0{,}67 \quad м^3/ч;$$

для плотного бетона без штукатурки стен

$$\alpha = 0{,}5 \div 0{,}6\ м^3/ч;$$

для торкретированных (штукатуренных хорошо) стен

$$\alpha = 0{,}35 \quad м^3/ч;$$

для железных кессонов при расчеканенных швах

$$\alpha = 0{,}67 \quad м^3/ч;$$

для железных кессонов при обыкновенных заклёпочных швах

$$\alpha = 1{,}80 \quad м^3/ч;$$

β — часовая потеря воздуха, приходящаяся на 1 *пог. м* периметра ножа; принимается (по Бреннеке) в зависимости от степени проницаемости грунтов равной 1 — 3 $м^3/ч$.

В грунтах водопроницаемых (пески) . . .	$\beta = 3\ м^3/ч$
» » менее водопроницаемых . . .	$\beta = 1$ »
Для скальных грунтов	$\beta = 4 \div 6\ м^3/ч$

k — коэфициент, которым учитывается расход воздуха на шлюзование грунта; этот коэфициент по данным последней практики рекомендуется принимать (инж. Н. В. Озеров) равным 1,25.

Примечание. Если расход воздуха на шлюзование учитывать не коэфициентом k, а самостоятельным подсчётом; то часовой расход воздуха рабочего давления можно определить по формуле

$$q = \frac{G_к h}{t} \gamma \ [м^3/ч],$$

где $G_к$ — площадь кессона в $м^2$;

h — величина суточного погружения кессона при подходе к проектной отметке в $м$;

t — количество рабочих часов в течение суток;

γ — удельный расход воздуха рабочего давления, приходящийся на 1 $м^3$ грунта в плотном теле; для шлюзовых аппаратов системы Филиппова $\gamma = 10{,}7$ $м^3$, а для аппаратов системы Тюленева $\gamma = 4{,}2$ $м^3$.

Полный расход воздуха в этом случае будет равен

$$V = (\alpha F + \beta U + q) \cdot \left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right) м^3/ч.$$

Значения коэфициентов α и β в формуле Бреннеке предусматривают плотную сборку (в стыках швов) воздухопроводов, шахтных труб и шлюзовых аппаратов.

Выражение $1 + \frac{H}{10{,}33}$ служит для пересчёта заключённого в первых скобках количества сжатого воздуха в объём воздуха обычного давления.

б) Определение потребного расхода сжатого воздуха по Правилам безопасности 1937 г. (санитарные требования)

По правилам 1937 г., если распространить установленную подачу в размере 20 — 30 $м^3/ч$ на 1 чел. как на кессонщиков, работающих в рабочей камере, так и на прочих работающих под сжатым воздухом (включая аппаратчиков), т. е. суммарно P, то будем иметь

$$V = (20 \div 30) P \ [м^3/ч].$$

Наибольшее из полученных значений по Бреннеке или Правилам безопасности 1937 г. принимается для определения числа потребных компрессоров.

Пример. Опускается кессон площадью, равной 197,10 $м^2$, на глубину $H = 21{,}17$ $м$ ниже уровня воды (фиг. 398). Кессон прямоугольной формы в плане с размерами $24{,}95 \times 7{,}90$ $м$.

Периметр кессона

$$U = 2 \cdot (24{,}95 + 7{,}90) = 65{,}70 \ м.$$

Высота рабочей камеры кессона $h = 2{,}2$ $м$. Толщина консоли в уровне потолка 1,5 $м$.

Площадь потолка кессона

$$\omega_п = 21{,}95 \cdot 4{,}90 = 107{,}5 \ м^2.$$

Площадь внутренней поверхности кессона

$$\omega_в = 2\sqrt{2{,}20^2 + 1{,}25^2} \cdot \left(\frac{21{,}95 + 24{,}95}{2}\right) + \frac{4{,}90 + 7{,}40}{2} = 2 \cdot 2{,}53 \cdot (23{,}20 + 6{,}15) = 148{,}50 \ м^2.$$

Суммарная внутренняя поверхность стен и потолка

$$F = \omega_п + \omega_в = 107{,}5 + 148{,}5 = 256{,}0\ м^2.$$

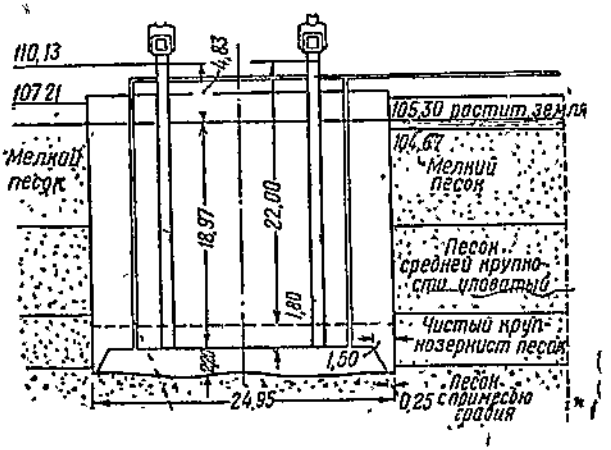
Тогда по формуле Бреннеке при $k = 1{,}25$; $\alpha = 0{,}6$; $\beta = 3$ (песок); $U = 65{,}7\ м$; $F = 256\ см^2$; $H = 21{,}17 + 2 = 23{,}17\ м$

$$V = k(\alpha F + \beta U)\cdot\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right),$$

или

$$V = 1{,}25\cdot(0{,}6\cdot 256 + 3\cdot 65{,}7)\cdot\left(1 + \frac{23{,}17}{10{,}33}\right) =$$

$$= 1{,}430\ м^3/ч = 23{,}8\ м^3/мин.$$



Фиг. 398

По формуле Правил безопасности 1937 г., учитывая, что каждый шлюзовой аппарат обслуживают 2 аппаратчика и 8 кессонщиков, для двух аппаратов на кессоне будем иметь

$$P = 2\cdot(2 + 8) = 20\ чел.,$$

а

$$V = (20 \div 30)\ P = (20 \div 30)\cdot 20 = 400 \div 600\ м^3/ч = 6{,}6 \div 10\ м^3/мин;$$

принимаем с округлением 24 $м^3/мин$.

По полученному расчётом расходу воздуха подбирают по каталогу количество компрессоров, которые, кроме того, должны быть назначены с учётом требуемого резерва. Затем по тем же каталогам, где помещаются справочные данные о количестве засасываемого воздуха в $м^3/ч$ и потребной мощности, подбирают необходимую силовую мощность паровых котлов (если компрессоры приводятся в движение паром) или двигателей (электрические моторы, дизели, локомобили).

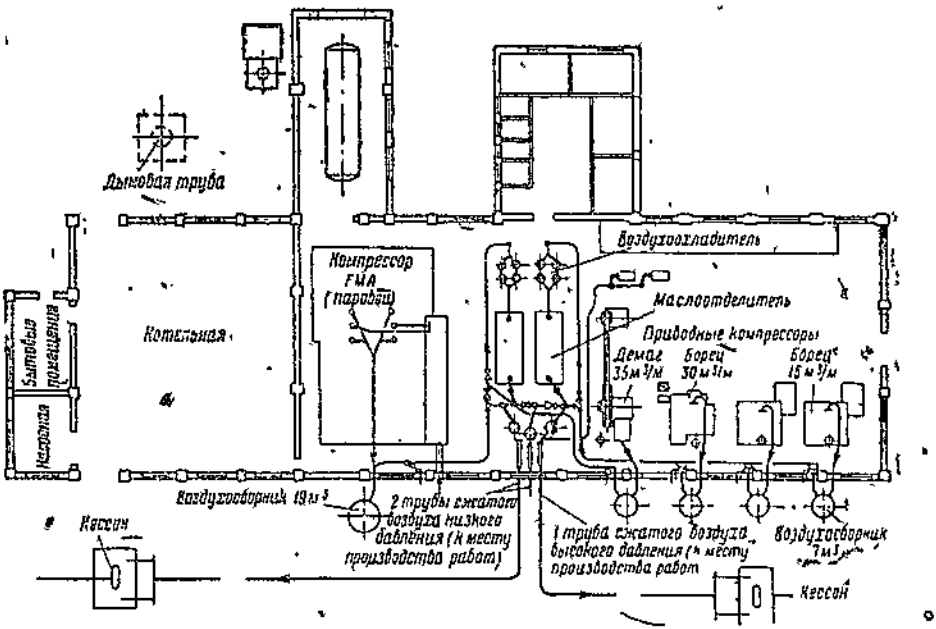
Выше указывалось, что компрессорные станции делятся на стационарные и передвижные; последние в свою очередь делятся на плавучие и сухопутно-передвижные (колёсные).

В качестве иллюстраций приводятся схемы этих компрессорных станций, которые обычно комбинируются с силовыми установками.

1. Стационарная компрессорная станция. Этот вид компрессорных станций монтируется в специально построенных зданиях и используется один раз на постройке; применяется там, где без затруднений можно проложить воздухопровод к опускаемым кессонам.

В качестве примера на фиг. 399 дан схематический план одной из стационарных компрессорных станций. В правой половине расположены четыре приводных компрессора, а в левой — один паровой мощный.

2. Пловучая компрессорная станция. Посредством пловучей компрессорной станции можно обслужить потребность



Фиг. 399

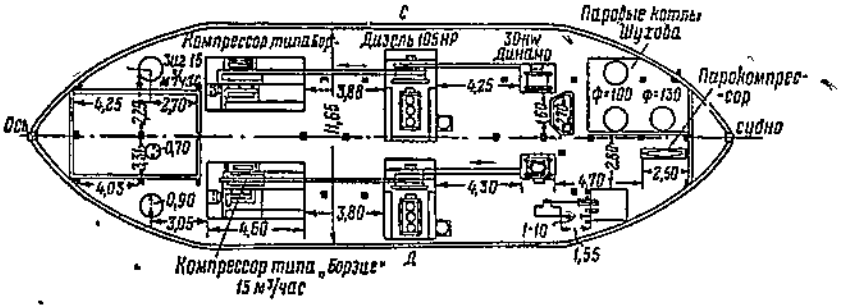
в сжатом воздухе многих построек, в том числе и мосты с опусканием кессонов в бассейне какой-либо судоходной реки.

Пловучая дизельная компрессорная станция, оборудованная на барже и применявшаяся при опускании кессонов под опоры одного железнодорожного моста в СССР в 1931 г. (фиг. 400 и 401), была оснащена двумя компрессорами производительностью 15 $м^3/мин$ каждый.

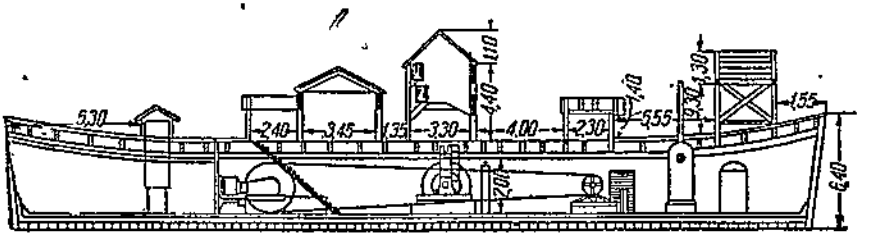
Компрессор и динамомашина мощностью 30 *квт* приводились в движение от дизеля мощностью 105 *ЛС*. Для опускания кессона площадью 126 $м^2$ при глубине погружения до 25 *м* достаточно было работы одного компрессора; второй компрессор находился в запасе.

3. Компрессорные станции на колёсах. В настоящее время при мостостроительных поездах имеются вагоны — компрессорные станций, оборудованные компрессорами производи-

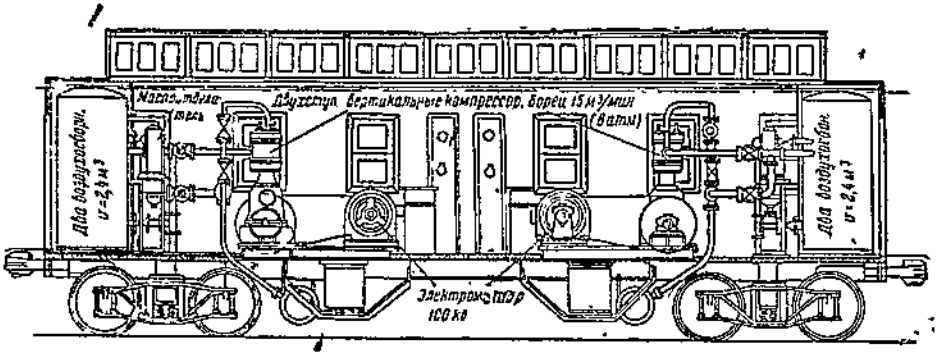
тельностью 15 *м*³/*мин*; такие компрессорные станции обеспечивают снабжение сжатым воздухом при опускании одного кессона площадью до 130 *м*². На фиг. 402 показана схема вагона-компрессорной.



Фиг. 400



Фиг. 401



Фиг. 402

Пловучие, а также колёсные компрессорные станции позволяют значительно сократить подготовительный период и удешевить снабжение постройки сжатым воздухом. Отпадает каждый раз потребность в постройке зданий, монтаже и демонтаже оборудования.

Глава V

ПРОИЗВОДСТВО КЕССОННЫХ РАБОТ

§ 20. ОБЩИЕ СООБРАЖЕНИЯ

При сооружении фундаментов кессонным способом работы начинаются с устройства камеры кессона. Следующей операцией в порядке последовательности работ является опускание кессона. Приёмы опускания зависят от местных условий, и в настоящее время оно может быть выполнено различными способами. Если место опускания сухое (например, кессон под береговой устой моста), то в этих условиях камера кессона может быть полностью изготовлена или собрана непосредственно на поверхности земли в месте будущей опоры, и вес камеры кессона здесь не имеет значения. Если местность покрыта водой (например, река), то в зависимости от глубины воды могут быть различные решения как в отношении места выбора изготовления камеры кессона, так и в отношении спуска её на воду, доставки и собственно опускания. Здесь конструкция и вес кессона предрешаются выбором метода опускания кессона.

Независимо от выбора метода опускания, связанного с местными условиями, при кессонных работах будут общими следующие дальнейшие операции: установка шахт и шлюзовых аппаратов (первоначальная); работа в камере кессона при опускании; наростка шахтных труб и перестановка шлюзовых аппаратов в процессе опускания; заполнение камеры кессона по окончании опускания; съёмка и удаление шлюзовых аппаратов и шахтных труб; заполнение кладкой ствола (колодца) шахты.

Для того чтобы изучающий мог проследить весь комплекс работ, начиная с момента устройства камеры кессона и кончая заполнением кладкой камеры кессона, в дальнейшем даётся описание изготовления камер, а затем описывается весь последующий процесс кессонных работ для случая опускания на сухом месте, после чего рассматриваются особенности производства кессонных работ на местности, покрытой водой.

§ 21. ИЗГОТОВЛЕНИЕ КАМЕРЫ КЕССОНА

Кессонные камеры могут изготовляться на спланированных площадках, непосредственно на земле для береговых опор мостов, на искусственно созданных островках вложе реки, на стационарных и плавучих подмостях, на стапелях, в доках и других обустройствах, с которыми познакомимся ниже.

Во всех этих случаях изготовления сборочная площадка должна быть заранее подготовлена и должна обеспечивать удобства и правильность изготовления камеры кессона. Эти требования особенно должны выполняться в отношении массивных деревобетонных и железобе-

тонных кессонов для гарантии получения надёжной конструкции кессона в период его твердения. Необходимо, чтобы сборочная площадка имела размеры в плане, позволяющие проходить со всех сторон изготовляемой камеры. Сборочная площадка должна исключать возможность неравномерных просадок. Площадка, создаваемая на земле, перекрывается настилом из брёвен и брусьев, распределяющих давление от веса кессона на поверхности сборочной площадки. Площадь передачи давления на грунт от сборочного настила должна быть принята такой, чтобы напряжение на насыпной грунт составляло не более 1 *кг* на 1 *см*^{2}.

Разбивка и закрепление осей. Перед изготовлением кессона на сборочной площадке, на естественных грунтах, искусственно отсыпанных островках или на подмостях, а также перед началом опускания наплавных кессонов (см. ниже) должны быть вынесены в сторону и закреплены проектные, продольные и поперечные оси кессона. Выноска и закрепление осей должны быть выполнены надёжно, независимо от деформации островка или подмостей. Кроме того, для удобства производства работ делаются выноски осей и отметок, связанных с реперами, в непосредственной близости к изготовляемому кессону, которые ежедневно проверяются и при надобности исправляются в течение всего периода изготовления и опускания кессона.

§ 22. СБОРКА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КАМЕР КЕССОНА

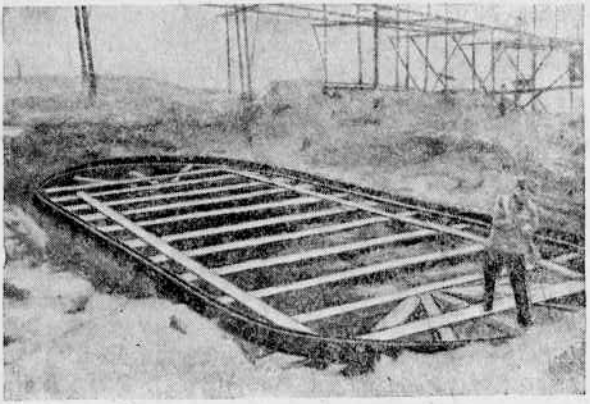
Металлические кессоны могут быть доставлены к месту опускания в собранном виде и по установке опускаться. Так, например, современные металлические сварные кессоны моста через Дунай (1935 г.) были доставлены в собранном виде с завода, расположенного выше по течению Дуная, наплаву. Когда кессон не может быть доставлен с завода в собранном виде, его собирают на месте. При этом соединение или изготовление целиком металлической камеры может быть выполнено сваркой или на заклёпках. Сварные соединения следует предпочитать заклёпочным.

Порядок сборки и изготовки металлических камер кессона следующий. На сборочном настиле устанавливаются клетки высотой 0,3 *м* под банкетки точно по разбитым осям кессона. Затем устанавливаются элементы каркаса: поперечные и продольные балки и консоли. Сплошная клёпка каркаса производится после сборки всего кессона. Затем собираются внутренняя и наружная обшивки. Узловые части следует клепать после полной сборки и проверки расположения элементов.

В процессе сборки и клёпки кессона устанавливаются металлические полутрубки для прикрепления к ним шахтных труб, а также первые звенья воздуходувных и сифонных труб. Кессон, собранный на заклёпках, тщательно промывается водой; щели и пазухи его промазываются суриковой замазкой. В наплавных кессонах для полной их водонепроницаемости следует во всех швах прокладывать холщёвые ленты, пропитанные суриком. Заполнение бетоном пространства потолка и консолей должно быть выполнено тщательно с заделкой всех пазух.

§ 23. ИЗГОТОВЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И ДЕРЕВОБЕТОННЫХ КАМЕР КЕССОНОВ С ГИБКОЙ АРМАТУРОЙ

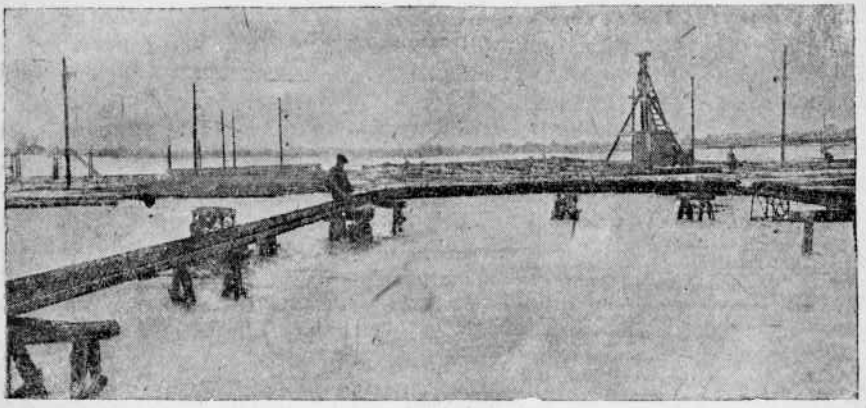
Порядок изготовления камер железобетонных и деревобетонных кессонов совершенно аналогичен, только в одном случае устанавливается металлическая арматура, а в другом — деревянная. Сборка



Фиг. 403

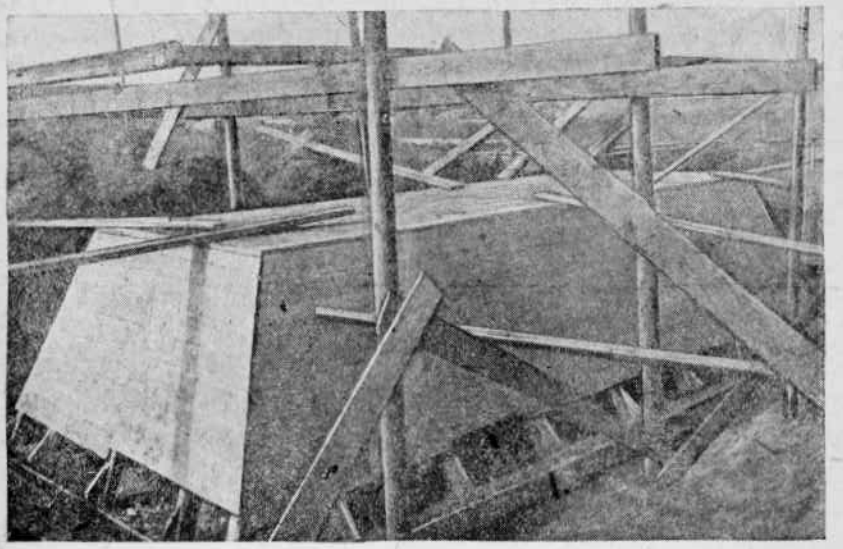
начинается с установки банкетки и ножа на сборочном настиле (фиг. 403).

На фиг. 404 показана предварительная сборка ножа на козлах. Затем собираются подмости, состоящие из деревянных рам, установленных поперёк кессона, к которым по верху нашивается внутрен-

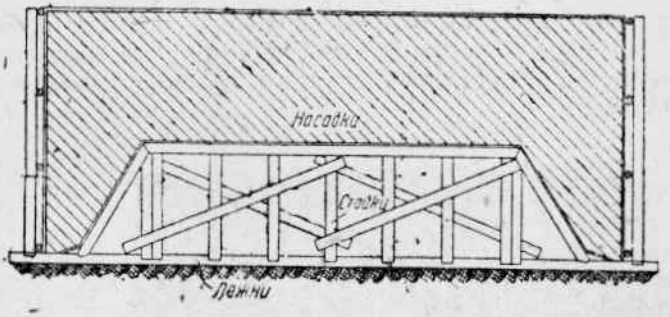


Фиг. 404

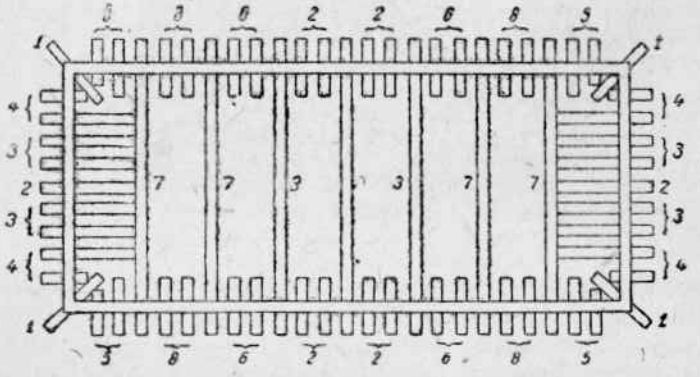
няя опалубка из досок (фиг. 405). Каждая рама состоит из прогона, стоек, подкосов и насадки (фиг. 406). В случае изготовления береговых кессонов на лежнях, укладываемых на грунт, для гарантии от просадок укладываются между лежнями чураки с расстоянием между



Фиг. 405

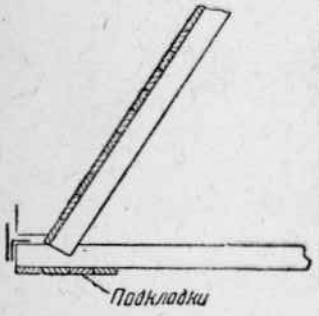


Фиг. 406

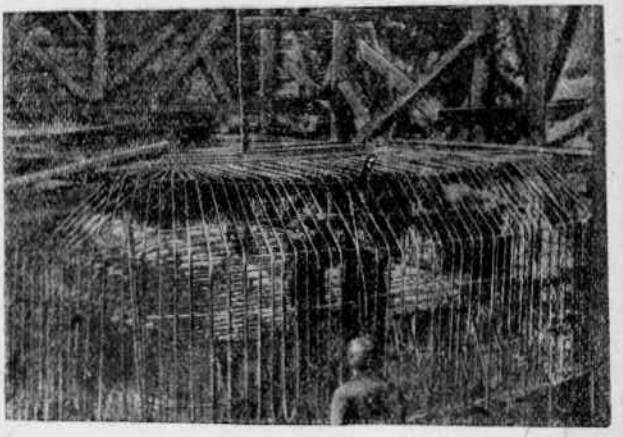


Фиг. 407

ними 20 *см* для пропуска лопаты (фиг. 407). Лежни и чураки при небольшом весе кессона иногда не выпускаются за пределы ножа; их доводят до режущей кромки (фиг. 408), что упрощает и ускоряет работу по спуску кессона с настила.

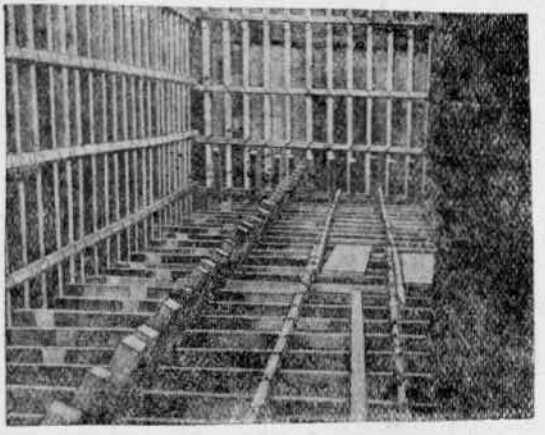


Фиг. 408



Фиг. 409

При слабых грунтах под лежни сборочного настила целесообразно отсыпать песчаную подушку высотой до 50 *см*, что обеспечивает равномерную передачу давления на грунт и простоту удаления опорных частей настила.

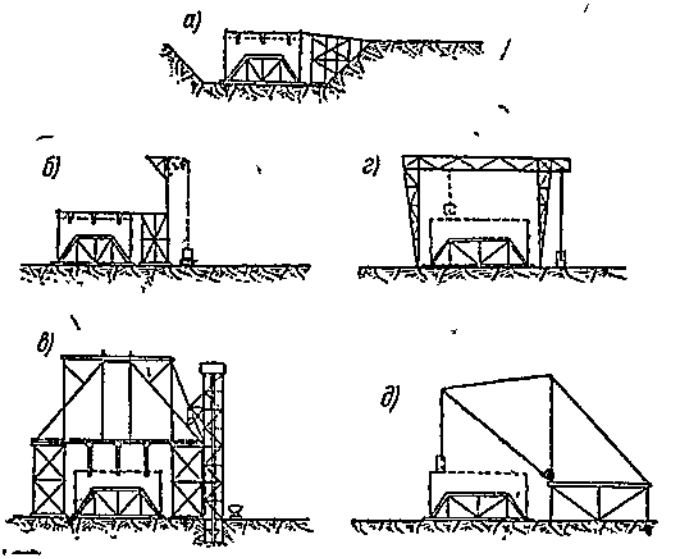


Фиг. 410

Вслед за внутренней опалубкой производится укладка заготовленной по шаблонам арматуры. На фиг. 409 показана уложенная арматура для железобетонной камеры, а на фиг. 410 — деревянная арматура для деревобетонной камеры. Наружная опалубка устраивается

после установки нижней потолочной арматуры и арматуры консолей. После установки всей арматуры, воздуходувных и сифонных труб и наружной опалубки производится бетонирование. Бетонирование кессонов производится во всём в соответствии с правилами на железобетонные работы. Марка бетона должна быть не ниже $R_{28} = 150$ *кг/см*².

Приготовление бетона производится машинным способом (ввиду значительного объёма), а транспорт его осуществляется: вагонетками по эстакадам *а*, краном-укосиной *б*, башенной установкой *в*, портальным краном *г* и деррик-краном *д* (фиг. 411, *а* — *д*).

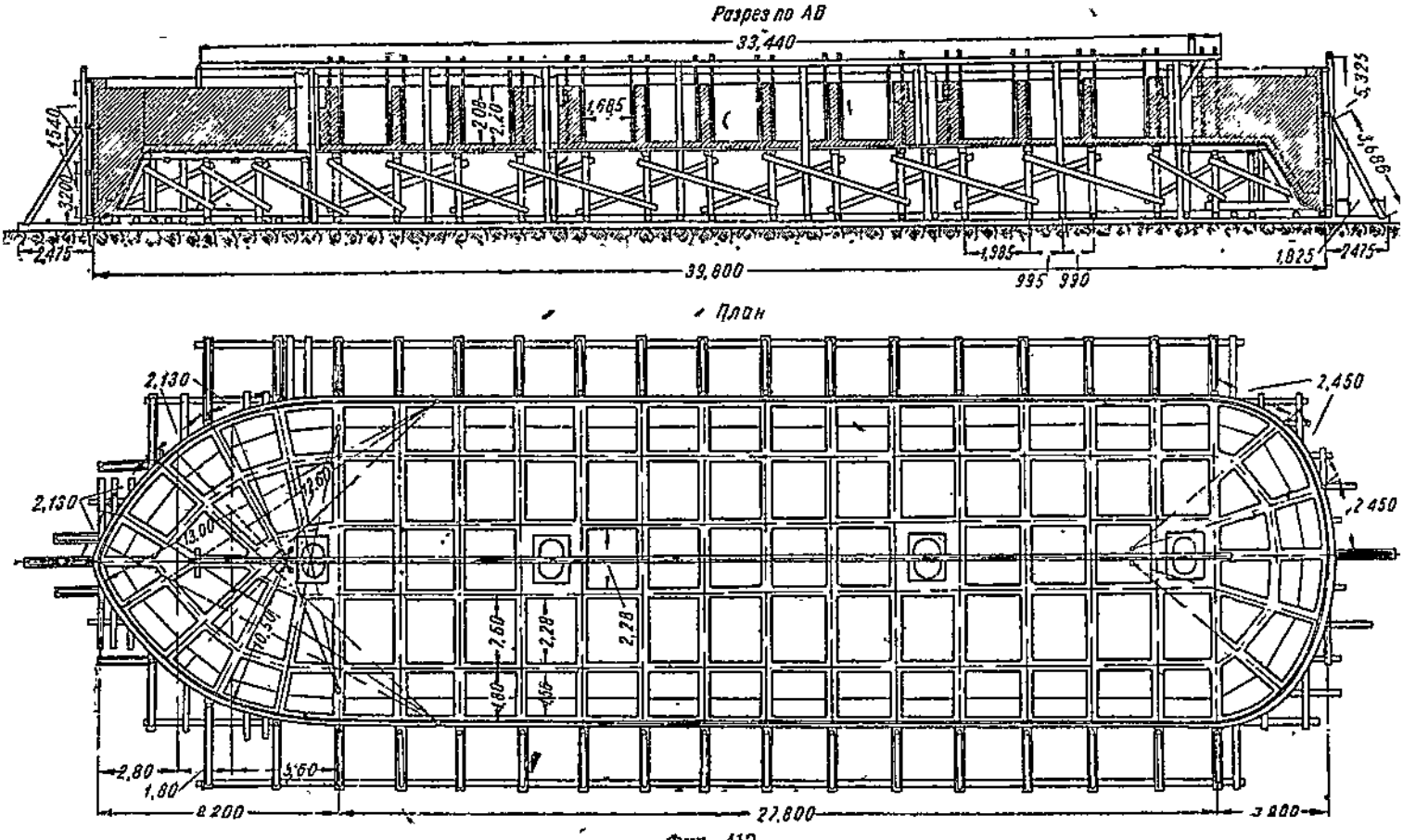


Фиг. 411

На фиг. 412 и 413 показан забетонированный рёбристый кессон. Снятие железобетонных и деревобетонных кессонов с подкладок и их опускание могут производиться только по достижении бетоном прочности согласно расчёту кессонов. Обычно кессоны выдерживают на подмостях при нормальных цементах и условиях твердения 10 — 14 суток, после чего приступают к распалубке и снятию их с подкладок перед опусканием.

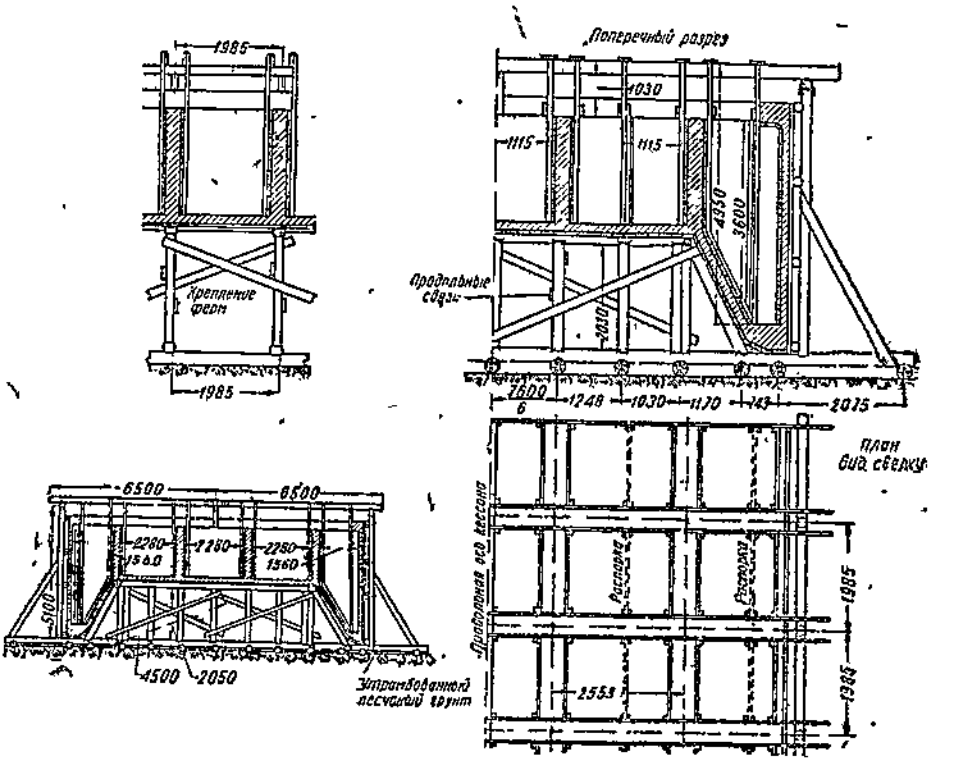
§ 24. ИЗГОТОВЛЕНИЕ ДЕРЕВОБЕТОННЫХ КАМЕР С ЖЁСТКОЙ АРМАТУРОЙ

При сооружении камер с жёсткой арматурой, так же как и в предыдущих случаях, сначала устанавливается нож, затем изготовляется каркас, состоящий из основных поперечных рам и продольных связей, которые могут быть сделаны на стороне и затем собраны на месте опускания кессона. Связь ножа со стойками и укосинами каркаса осуществляется болтами, а с бетоном консолей — анкерами. После этого пришиваются внутренняя и наружная обшивки. Врубки следует


Разрез по АВ
33,440
1540
320
2,08
2,20
1,685
5,325
1,86
2475
1,985
995
990
1,825
2475
32,800
План
2,130
2,130
2,450
2,450
1,50
3,00
2,60
2,28
2,28
1,80
2,80
1,80
3,60
8 200
27,800
3 800

Фиг. 412

выполнять тщательно. Сопряжения должны быть плотными; щели должны быть проконопачены. Затем производится бетонирование; последующие операции производятся в том же порядке, как и при изготовлении деревобетонных кессонов с гибкой арматурой.



Фиг. 413

§ 25. ИЗГОТОВЛЕНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ КЕССОНОВ

Изготовление деревянных кессонов без заполнения бетоном начинается также со сборки ножа. Далее устанавливаются поперечные рамы каркаса, обычно изготовляемые по шаблонам на берегу, и доставляются на место сборки камеры, где и собираются в каркас, который предварительно расшивается только досками. После проверки правильности установки основных рам они окончательно связываются продольными рамами и другими связями, а соединения ставятся на болты и хомуты. Так как деревянные кессоны опускаются или на цепях или наплаву, то к обшивке этих кессонов предъявляются строгие требования, обеспечивающие кессону водонепроницаемость. Обшивка должна быть двойной; каждый слой её делается толщиной не менее 40 *мм*. Швы досок внутреннего слоя перекрываются досками наружного слоя. Доски обшивки тщательно прифуговываются и припазовываются под конопатку. Конопатка в три пряди производится

смоляным канатом с внешней стороны (со стороны напора воды), а пазы предварительно заливаются смолой. Последняя прядь осаживается в глубь паза до отбоя. После этого пазы по внешней поверхности обшивки покрываются горячей смолой. Первый слой досок пришивается обычно проволочными гвоздями, второй — корабельными; корабельные гвозди заколачиваются в предварительно просверленные отверстия с подмоткой под шляпки смоляной пакли. Водонепроницаемая обшивка наплавных кессонов рассчитывается на действие наибольшего возможного напора при опускании кессона и может отвечать своему назначению при безукоризненном выполнении с соблюдением технических требований на подобного рода сооружения.

В заключение надо отметить, что соблюдение заданной проектом формы кессона при производстве работ является обязательным, так как правильное очертание кессона обеспечивает нормальное погружение, а отступление от заданных проектом геометрических форм может вызвать недопустимые деформации камеры. Необходимо перед опусканием проверить параллельность плоскостей ножа и потолка, перпендикулярность их вертикальной оси кессона, а также все основные размеры.

§ 26. ОПУСКАНИЕ КЕССОНОВ

При опускании кессона надо следить за точным его положением относительно продольных и поперечных осей, а также за горизонтальным положением потолка. Точность опускания должна удовлетворять следующим требованиям:

1) опускание должно быть выполнено так, чтобы отклонения поперечной и продольной осей от проектного их положения в уровне обреза фундамента при самых неблагоприятных условиях не превосходили одной сотой высоты фундамента;

2) опускание должно быть выполнено настолько точно, чтобы при сооружении надводной части опоры (выше обреза фундамента) горизонтальные оси надводной части в точности совпадали с продольной осью моста и с проектным положением поперечной оси опоры, закреплёнными при разбивке моста; вертикальная ось надводной части должна совпадать с отвесной линией.

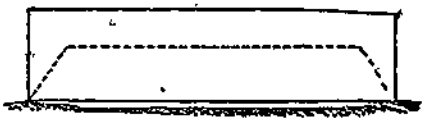
Производство работ по опусканию кессонов и все устройства, связанные с опусканием кессонов, во всём должны удовлетворять требованиям Правил безопасности при кессонных работах, утверждённых НКПС в 1937 г. (Трансжелдориздат, 1938).

а) Распалубка кессона и спуск его с подкладок

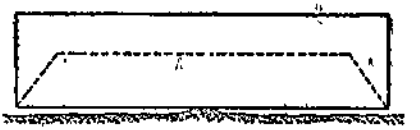
Рассмотрим опускание массивных деревобетонных или железобетонных кессонов. После того как забетонированный кессон приобрёл надлежащую прочность, приступают к распалубке и снятию кессона с подкладок.

Работы по распалубке кессона и снятию его с подкладок являются весьма ответственной операцией, которую необходимо выполнять по

заранее выработанному плану, особенно если кессон имеет большую длину. Нельзя допустить, чтобы кессон был подпёрт только по краям (фиг. 414), так как при этом могут появиться трещины в консолях средней части по длине кессона. Нельзя также допускать, чтобы кессон был подпёрт только посредине (фиг. 415), так как может лопнуть потолок. Кессон должен быть подпёрт или по всему своему контуру или в так называемых фиксированных точках, на опирание которых он рассчитан и которые отстоят от края кессона примерно на одну пятую его длины (фиг. 416). Поэтому распалубку кессона и снятие его с подкладок нужно производить в таком порядке,



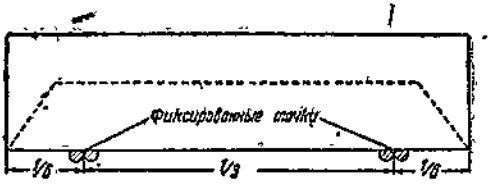
Фиг. 414



Фиг. 415

чтобы кессон постепенно переходил от состояния равномерного опирания, в котором он находился в период твердения бетона, к состоянию опирания в указанных на фиг. 416 фиксированных точках; подкладки в этих точках должны удаляться в последнюю очередь. Расстояние между фиксированными подкладками определяется из условия получения наименьших напряжений при изгибе в то время, когда кессон остаётся на этих подкладках (см. главу III «Расчёт кессонов»).

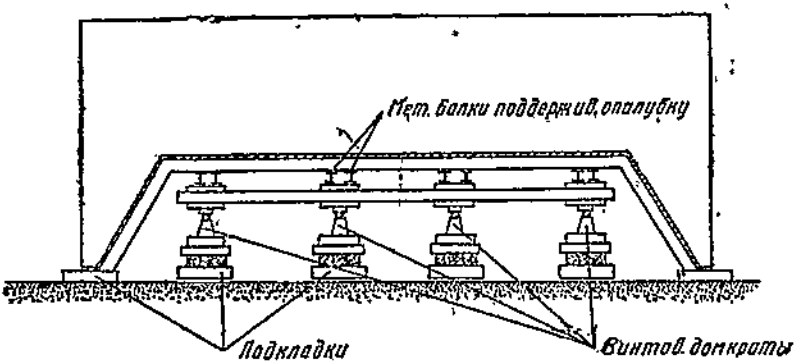
Распалубку кессона начинают со снятия всех поперечных и продольных схваток. Для выдачи наружу разобранного лесного материала вырывают в торце кессона траншею, проходящую под ножом, или в торцевой стене ещё при бетонировании оставляют небольшое окно размером 0,3 × 0,3 *м*. Затем удаляют стойки и подкосы. Снимать их необходимо, идя одновременно от середины и краёв кессона к фиксированным точкам. Если стойки и подкосы окажутся сильно сжатыми, их перепиливают. Иногда для ускорения и облегчения удаления элементов подмостей применяют конструкцию с использованием домкратов (фиг. 417). После того как камера будет полностью распалублена, приступают к снятию кессона с подкладок. Для производства этой работы кессонщики разбиваются на бригады. При средней площади кессона бывает достаточно 4—6 бригад по 2—4 чел. в каждой. В каждой бригаде, работающей в какой-либо одной точке, половина кессонщиков становится снаружи кессона, а половина — внутри камеры. Каждая бригада должна быть снабжена инструментами (лопаты, поперечные пилы, ломы, топоры, строительные скобы), посредством которых и вытаскиваются чураки из-под ножа.



Фиг. 416

Удаление чураков должно производиться в направлении от середины и торцов кессона к фиксируемым точкам. На фиг. 407 чураки

пронумерованы в таком порядке, в котором они должны удаляться. В первую очередь удаляют чураки, обозначенные цифрой *1*. Наиболее трудны для вытаскивания угловые чураки; поэтому их удаляют в первую очередь. При удалении лежней их предварительно распиливают у консолей. Затем убирают среднюю часть и оставшиеся концы вытаскивают так, как основные чураки. Во вторую очередь удаляют чураки, обозначенные цифрой *2*, и т. д. (фиг. 407). После удаления каждой пары чураков под нож кессона подбивают грунт как снаружи, так и изнутри кессона. После удаления чурака *7* под кессоном остаются лишь подкладки *8*, расположенные в фиксированных точках. Иногда при слабом грунте и большом весе кессона



Фиг. 417

с этими подкладками углубляются до водоносного слоя, т. е. до подачи в кессон сжатого воздуха, и тогда уже, отжав воду, вынимают их из-под ножа.

После снятия кессона с подкладок и уборки лесного материала из камеры производится осмотр стен и потолка, заделываются отверстия в торцевых стенах, служившие для уборки лесоматериала, расчищаются раковины в бетоне и заделываются цементным раствором. Далее затирают стенки и потолок цементным раствором, что делается для устранения мелких пор в бетоне, через которые может проходить сжатый воздух. Для полного закрытия этих пор необходимо, как только в камеру будет подан сжатый воздух, окрасить стены и потолок цементным молоком (жидким раствором цемента) за три раза.

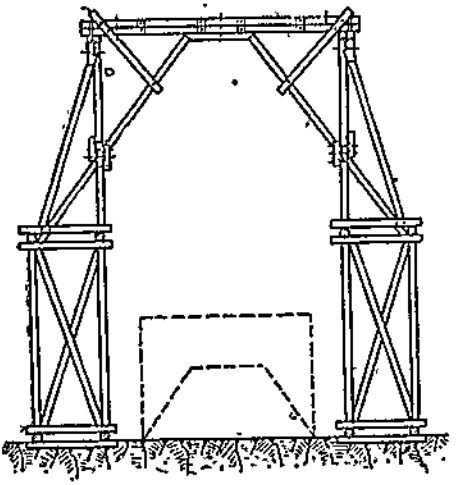
Вместо ручной затирки следует покрывать стены и потолок цементным раствором посредством торкретирования. Для получения надёжной водонепроницаемой и воздухонепроницаемой защиты следует слой торкрета наносить толщиной не менее 3 *см*.

б) Установка шахтных труб и шлюзовых аппаратов

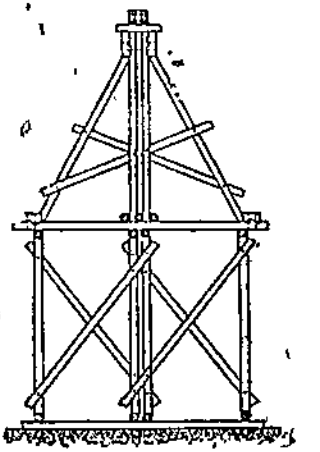
После спуска кессона с подкладок в грунт устанавливают на нём шахтные трубы и шлюзовые аппараты. Так как вес элемента шахтной трубы доходит до 0,9 *т*, а вес шлюзовых аппаратов в собранном виде — до 12 *т*, то приходится для подъёма их прибегать к устрой-

ству специальных приспособлений в виде подмостей или пользоваться кранами.

П о д м о с т и. При опускании кессона на суше в зависимости от



Фиг. 418

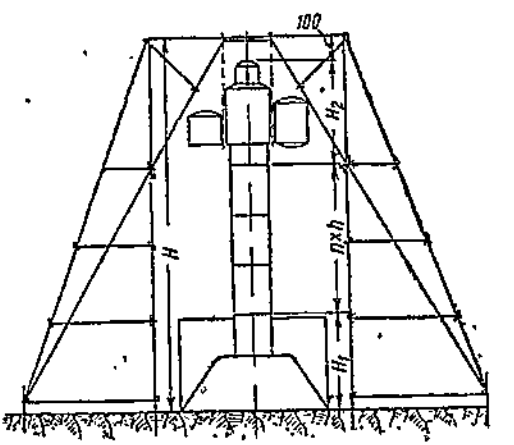


Фиг. 419

количества шлюзовых аппаратов подмости применяются под одним шлюзовым аппаратом или большим их количеством.

На фиг. 418 и 419 показаны объемлющие подмости ригельно-подкосной системы, опирающиеся через лежни непосредственно на грунт.

На свайном основании делаются подмости при наличии слабого грунта. Эти подмости устанавливаются под каждый шлюзовой аппарат. Конструкция подмостей ясна из фигур. Высота подмостей показана на фиг. 420 и определяется из следующего расчёта:



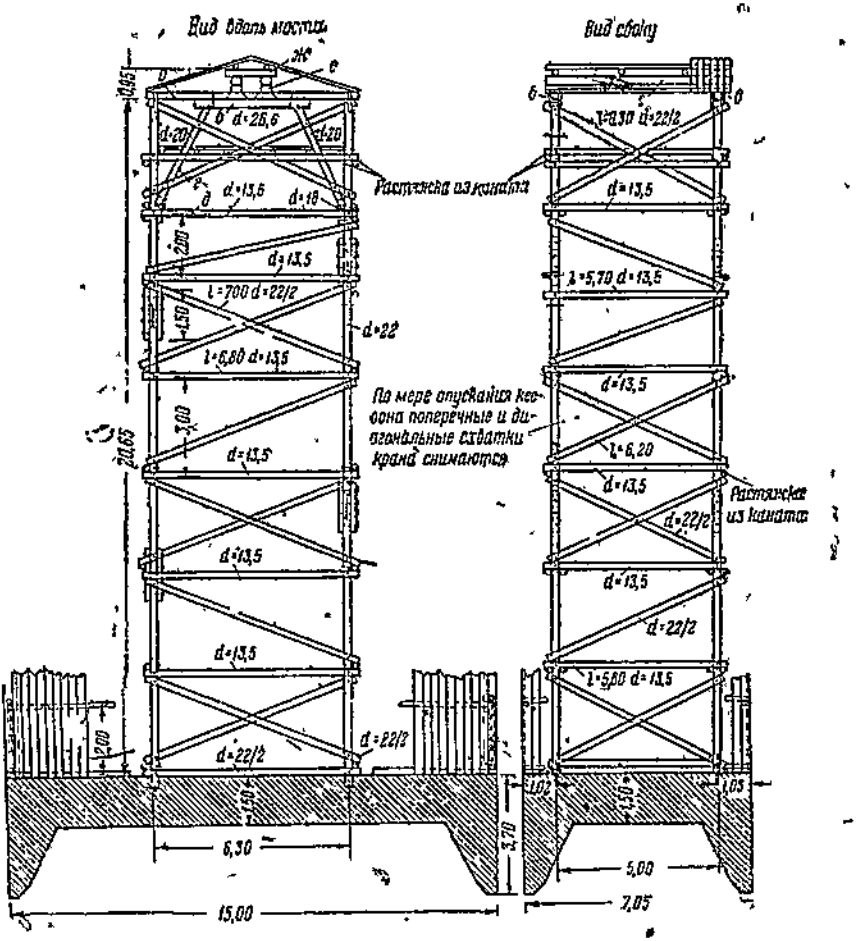
Фиг. 420

$$H = H_1 + nh + H_2 + 1{,}00 \text{ м}.$$

Высота кессона от кромки ножа до верха мёртвого полутрубка	$H_1 \approx 4{,}00$	м
Высота трёх шахтных труб $2{,}13 \times 3$ $(n=3)$.	$hn = 6{,}29$	»
Высота шлюзового аппарата	$H_2 = 4{,}20$	»
Запас на закрепление талей под шлюзовым аппаратом	1,00	»
Всего . . .	$H \approx 15{,}50$	м

В качестве механизмов для подъёма шлюзовых аппаратов применяются тали и полиспасты, которые подвешиваются к клетке из деревянных брусьев, уложенных на верхних прогонах подмостей.

Надпотолочные подмости. Подмости надпотолочного типа (фиг. 421) называются так потому, что устанавливаются на потолке кессона; высота их назначается сразу на всю величину на-

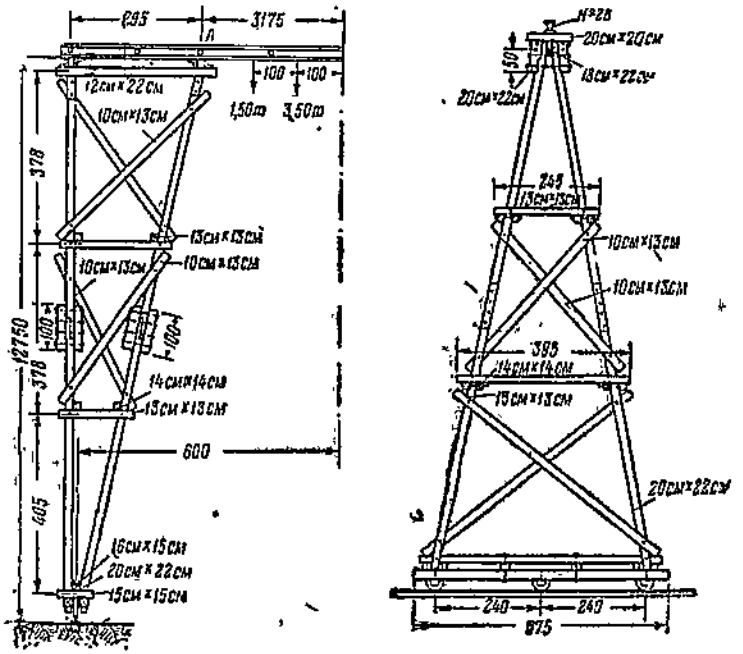


Фиг. 421

ростки шахтных труб со включением высоты шлюза. Эти подмости обычно состоят из четырёх стоек, связанных между собой горизонтальными и крестовыми схватками, и перекрыты сверху насадками, усиленными подкосами. На насадках уложена клетка из брусьев или протёсанных на два канта брёвен, служащих для укрепления подъёмных механизмов. Подмости надпотолочного типа удобнее объемлющих подмостей, так как требуют для своего изготовления меньшего коли-

чества лесоматериалов и рабочей силы и не боятся просадок грунта у кессона. Кроме того, стойки надпотолочных подмостей одновременно используются и для поддержания горизонтальных рёбер, к которым пришиваются доски опалубки. Поэтому наращивание наружной опалубки на требуемую высоту не задерживает надпотолочной кладки. Как объемлющие, так и потолочные подмости служат для установки шлюзовых аппаратов только на одном кессоне.

Портальные краны. Для установки шлюзовых аппаратов применяются портальные краны, которые могут по рельсам передвигаться от одного кессона к другому (например, на постройке не-



Фиг. 422

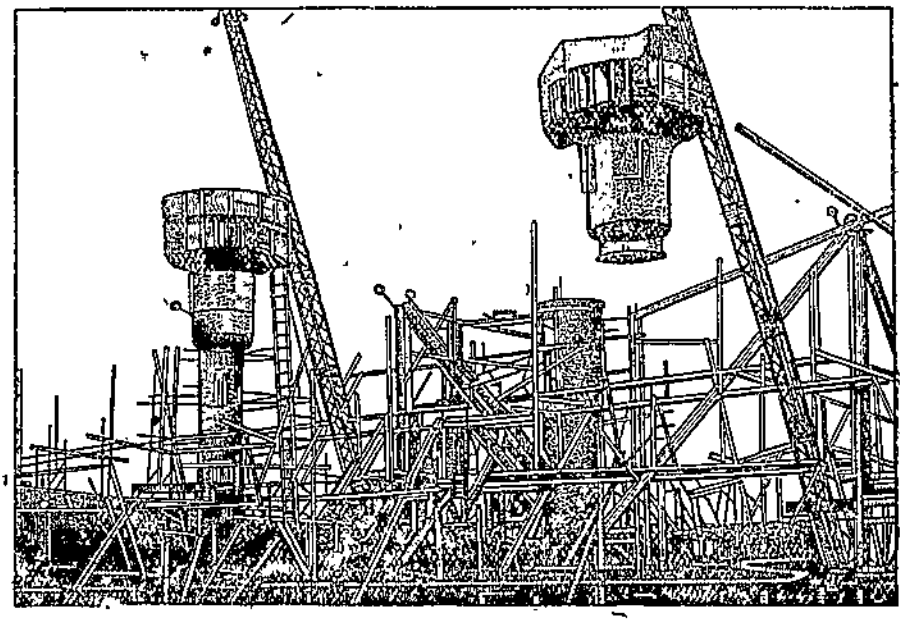
скольких рядом расположенных береговых опор моста). Портальные краны бывают металлическими и деревянными. На кране подвешиваются тали, служащие для подъёмки шлюзового аппарата. Возле тали подвешены люльки для рабочих.

Конструкция передвижного портального деревянного крана дана на фиг. 422.

Стационарные деррик-краны и передвижные краны на гусеничном и железнодорожном ходу. На фиг. 423 показано производство установки шлюзового аппарата посредством неподвижного деррик-крана.

Краны, помимо установок шлюзовых аппаратов и шахтных труб могут быть широко использованы для других работ (как, например, подача опалубки, арматуры, бетона и т. д.). Поэтому при достаточных размерах стрелы (25 *м*) и грузоподъёмности их следует считать

наиболее целесообразными снарядами для установки шлюзовых аппаратов. Для подъёма шлюзовых аппаратов и труб краны оборудуются лебёдками и полиспастами. В случаях применения подмостей или передвижных портальных кранов, как уже указывалось, подъёмка шлюзов осуществляется посредством полиспастов, работающих от лебёдок или талей. Подъёмка талью производится очень медленно (в среднем на 4 *м* за 2 часа) и требует большого количества рабочих; в настоящее время её следует считать устаревшим способом. Поэтому к ней надо прибегать только в исключительных случая, когда нет кранов.



Фиг. 423

Подъёмка шлюзовых аппаратов и шахтных труб посредством полиспастов и лебёдок требует меньшего количества рабочих и производится в более короткие сроки.

Установка шлюзовых аппаратов и шахтных труб посредством полиспастов с объемлющих подмостей. На земле или на схватках подмостей устанавливаются две лебёдки грузоподъёмностью от 2 до 5 *т* в зависимости от веса шлюза и одна лебёдка грузоподъёмностью 1,5 *т*, служащая для подъёмки шахтных труб. Одновременно с установкой лебёдок к поперечине крана привязываются при помощи гибкого троса верхние блоки полиспастов и блок для подъёма шахтных труб.

После подачи шахтных труб и частей аппарата к кессону приступают к подъёмке их на потолок кессона.

Поднимать на кессон центральную камеру и прикамерки надо в таком порядке, чтобы при сборке не пришлось их перетаскивать с места

на место; если, например, подъём производится с торцевой стороны кессона, первым надо поднимать прикамерок, который располагается со стороны, противоположной подъёму.

После того как все подъёмные механизмы и «уши» у аппаратов будут осмотрены и найдены в полной исправности, приступают к подъёму частей аппарата на кессон.

Центральная камера шлюза, поднятая на кессон, устанавливается на мёртвый полутрубок (без прокладки) и крепится 6 — 8 болтами. После этого по краям отверстий в боковых стенках камеры устанавливаются резиновые прокладки толщиной 10 — 20 *мм*, предварительно смазанные с обеих сторон тавотом, и привязываются к стенке тонкой прядью льна. После этого поочерёдно поднимаются и прикрепляются к камере горловины и прикамерки.

Как только прикамерок поставлен на 4 — 6 болтов, можно отвязывать от него полиспаст и приступать к подъёмке следующего прикамерка.

Все болты, прикрепляющие прикамерки к центральной камере, ставятся на подмотке из льна на сурике как со стороны головки болта, так и со стороны шайбы под гайку. Эти болты ставятся головками внутрь и гайками наружу, для того чтобы их всегда можно было легко подтянуть с площадки шлюза во время опускания кессона.

После подъёма и прикрепления последнего прикамерка на шлюз поднимаются площадка для механизма, редуктор и электромотор.

После постановки прикамерков на место (хотя бы и не на полное количество болтов) бригада плотников приступает к устройству рабочей площадки у шлюзового аппарата.

После того как шлюз полностью собран и изготовлена рабочая площадка, приступают к установке шахтных труб. Всегда стараются уменьшить количество наростков и как при первоначальной установке, так и при наростках ставят возможно большее количество труб, допускаемое высотой подмостей или крана.

Установка шахтных труб обычно производится в такой последовательности.

После того как шлюзовой аппарат прикреплён к нижним блокам обоих полиспастов при помощи петель, пропущенных через уши камеры или под соединительные коробки, аппарат вместе с площадкой поднимается на высоту звеньев шахтных труб, предположенных к установке, с запасом 0,5 *м*.

После окончания подъёма шлюза на требуемую высоту трос 1,5-*т* лебёдки, идущей от блока, укреплённого на поперечине крана, пропускается через специальное отверстие, проделанное в крышке колпачка, протягивается через шлюз и привязывается за крайнюю лестничную ступень шахтной трубы, поданной во время подъёмки шлюза на кессон, после чего шахтная труба поднимается.

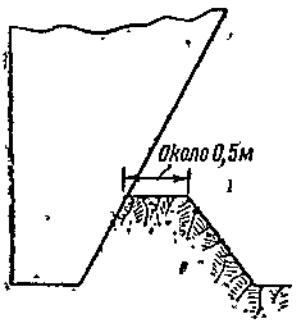
При установке мёртвого полутрубка в потолке кессона должно быть обращено внимание на то, чтобы при расположении кессона строго по уровню полутрубок занимал отвесное положение. Это необходимо для того, чтобы шахтные трубы также стояли вполне отвесно, чем обеспечивается правильность хода бадей.

в) Работы в камере кессона при опускании

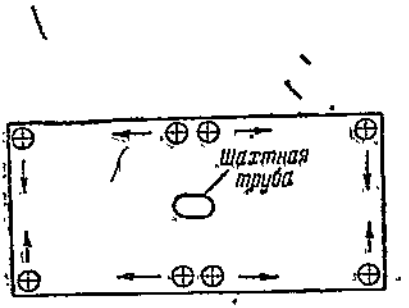
Разработка грунта в рабочей камере и выдача его наружу начинаются после спуска кессона с подкладок и установки шлюзовых аппаратов.

Разработку грунта нужно производить таким образом, чтобы кессон при опускании щёл совершенно точно по заданному направлению, отвесно или наклонно. Если выработка грунта будет вестись без заранее намеченного плана, может случиться, что под одной какой-либо стороной кессона будет выбрано больше грунта, чем под другой, в результате чего кессон перекосится. Перекос кессона выправить трудно, особенно если кессон сидит в грунте уже достаточно глубоко.

Кессонной практикой выработаны особые правила разработки для каждого грунта. Однако для всех грунтов имеется общее правило, заключающееся в том, что эту работу всегда нужно производить в два приёма: сперва нужно выбрать грунт в средней части камеры (не трогая участков, расположенных под стенами кессона) и только после этого, удалив грунт из-под стен, посадить (опустить) кессон.



Фиг. 424



Фиг. 425

Ниже рассмотрим последовательность производства разработки грунта; при этом различают:

1) разработку грунта в начале опускания кессона;

2) разработку грунта при дальнейшем его опускании.

Посадка кессона в начале опускания. На первых метрах опускания кессон легко идёт сам без подрывания грунта под банкеткой. Разработка грунта производится в такой последовательности. Кессонщики снимают грунт ровными слоями по всей площади кессона, оставляя у стен берму шириной около 0,5 *м* (фиг. 424). После того как грунт в средней части кессона будет выбран до уровня с банкеткой, выдача грунта из камеры на некоторое время прекращается; кессонщики становятся вдоль стен и снимают оставленную берму, подкидывая грунт как можно ближе к шахтной трубе и передвигаясь в направлениях, указанных на фиг. 425 стрелками.

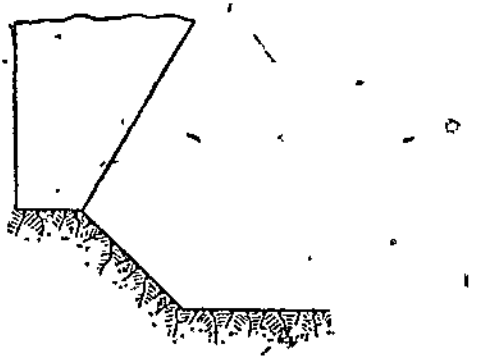
Кессон начинает постепенно садиться; при этом надо внимательно следить за тем, чтобы по периметру ножа он садился на одинаковую величину без крена. Как только будет замечено отставание какой-

либо стороны, нужно сейчас же замедлить подборку у противоположной стороны, и кессон через некоторое время выровняется.

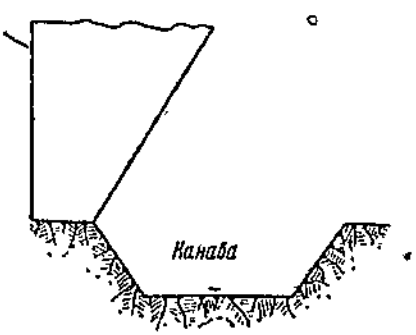
После разработки бермы до уровня с поверхностью грунта на остальной площади кессона кессонщики возобновляют выборку в средней части кессона, и описанные операции повторяются.

Отрывать нож кессона в первых метрах погружения нельзя, так как при этом легко могут произойти прорыв воздуха под нож и резкая его просадка, связанная с опасностью перекоса.

При тяжёлых кессонах большой ширины, узких банкетках и слабых грунтах иногда приходится для предотвращения чрезмерного погружения консолей в грунт опускать кессон, поддерживая его на нескольких клетках, выложенных в рабочей камере. Посадка кессона производится с удалением грунта у ножа и клеток.



Фиг. 426



Фиг. 427

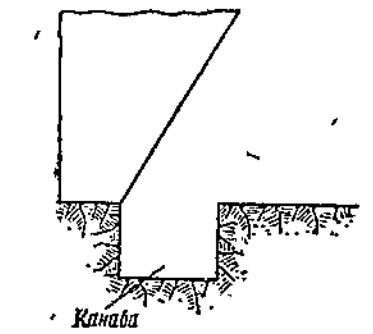
По мере погружения кессона увеличивается боковое трение стенок о грунт, вследствие чего давление на грунт под банкеткой будет постепенно уменьшаться. При некоторой глубине и удалении бермы вровень с выбранным в середине камеры грунтом банкетка уже не будет погружаться ниже его поверхности. С этого момента для разработки грунта применяются другие приёмы.

Посадка кессона при дальнейшем опускании. При лёгких грунтах, берущихся на лопату (например, пески и слабые глины), разработку грунта ведут в такой последовательности. Песок выбирают по всей площади кессона на такую глубину, при которой ещё не показывается вода (30 — 40 *см*). Участки под банкеткой оставляют нетронутыми (фиг. 426).

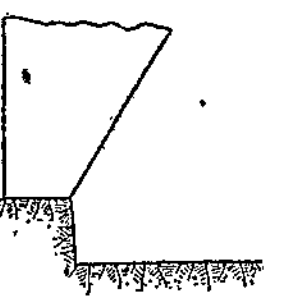
Если грунт водонепроницаемый — глина, то выбирают канаву, идущую вокруг всего кессона и имеющую глубину, равную высоте предполагаемой посадки (фиг. 427). Необходимость предварительной разработки при водонепроницаемых грунтах канавы вызывается и тем, что при песчаных грунтах поступление в камеру воды при случайном понижении давления не приносит большого вреда, так как её легко отжать обратно в грунт; в глинистых же грунтах отжать воду трудно. При наличии канавы поступившая вода не растекается по всей площади кессона, не разжижает грунта и не затрудняет его разработку, а собирается вся в канаве, откуда её легко удалить сифоном.

После того как выборка грунта будет закончена, приступают к посадке кессона. Кессонщики занимают места, указанные на фиг. 425, и начинают удалять грунт из-под банкетки, передвигаясь в направлениях, обозначенных на фигуре стрелками. По мере обнажения банкетки кессон начинает садиться, так как давление на грунт под банкеткой на оставшихся ещё не подобранными участках будет увеличиваться. После того как уровень банкетки сравняется с уровнем площадки в кессоне, кессонщики приступают к дальнейшей разработке грунта. При этом в глинистых грунтах в первую очередь выбирается грунт, оставшийся в пределах между канавами.

При тяжёлых грунтах, требующих для своей разработки применения пневматических лопат, ломов, кирок, первоначально выбирают канаву, идущую вокруг кессона вплотную к банкетке.



Фиг. 428



Фиг. 429

Глубина канавы принимается равной высоте предполагаемой посадки кессона (фиг. 428).

После выборки канавы приступают к разработке грунта на остальной части площади кессона (фиг. 429). Работа эта облегчается наличием канавы.

После того как грунт по всей площади кессона выбран, приступают к подборке под банкеткой. В тяжёлых грунтах подборку следует вести, удаляя грунт на 5 — 10 *см* за пределами ножа, для того чтобы облегчить посадку и предотвратить возможность затирания кессона. Так как при открытом ноже возможны прорывы воздуха, то подборку нужно вести короткими участками, немедленно подбивая под нож вместо выбранного мягкий глинистый грунт.

Подборка под банкеткой ведётся с таким расчётом, чтобы под конец её кессон остался на четырёх невыбранных перемычках, расположенных в местах фиксированных точек кессона, о которых упоминалось выше (фиг. 430). На этих перемычках и производится посадка кессона. При посадке кессонщики становятся у перемычек, удаляясь с одинаковой скоростью. Если грунт настолько твёрд, что берётся только ломами, целесообразнее подбирать перемычки снизу, как показано на фиг. 431, с расчётом, чтобы перемычка откололась под тяжестью кессона.

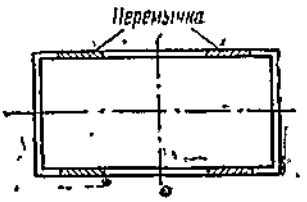
При удалении перемычек необходимо строго следить за тем, чтобы они разрабатывались совершенно равномерно, так как только при этом условии можно посадить кессон ровно, без перекосов.

К категории тяжёлых грунтов относится также галечник, обладающий чрезвычайно большой водопроницаемостью и обычно не допускающий отжатия воды более чем на 10 — 20 *см* ниже ножа.

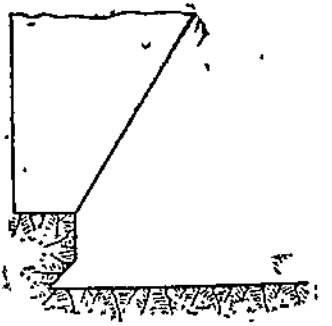
При проходе галечника разработка площадки в пределах внутренней кромки банкетки производится до уровня воды, после чего кессонщики расстанавливаются в том же порядке, как было описано ранее; и при помощи пневматических инструментов и кирок начинают выдалбливать грунт из-под банкетки.

При скальных грунтах, разрабатываемых при помощи пневматических (отбойных) молотков, клиньев и взрывным способом, разработка площадки и подборки под банкеткой ведётся в таком же порядке, как и при тяжёлых грунтах. Некоторое отличие представляет процесс посадки кессона, если она производится на клетках.

При большой крепости скального грунта трудно добиться равномерной разработки четырёх перемычек, в особенности если разработка эта производится подрывным способом. Во избежание возможных перекосов кессона иногда производят посадки на клетках, поддерживающих кессон при разработке перемычек. Клетки выкладываются из брусьев и туго расклиниваются под потолок.



Фиг. 430


Фиг. 431

Нижний ряд брусьев укладывается на песчаной подушке, ограждённой деревянным бездонным ящиком. По мере удаления перемычек вес кессона передаётся на клетки.

Посадка кессона на клетках производится следующим образом. Одновременно разбивают ящики под всеми клетками. Песок, заключённый в ящиках, оползает, и клетки ослабевают. В этот момент кессонщики сбрасывают со всех клеток верхние ряды брусьев и дают тем самым кессону сесть.

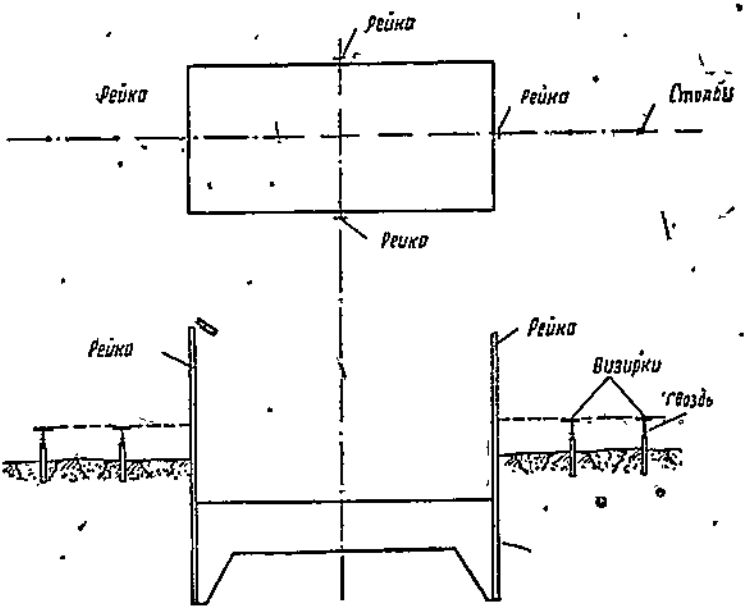
Располагать клетки важно вблизи фиксированных точек кессона, причём клетки, установленные на одной половине кессона, по своим размерам и положению должны в точности соответствовать клеткам, расположенным на противоположной стороне. Количество клеток назначается из расчёта восприятия полного веса кессона.

Посадки с понижением давления воздуха. Как мы уже раньше говорили, кессон по мере его опускания начинает зажиматься грунтом, и он идёт при дальнейших посадках медленнее.

При больших глубинах опускания кессон может перестать садиться, несмотря на то, что грунт под банкеткой будет удалён полностью. Для того чтобы заставить кессон опуститься, нужно уменьшить давление сжатого воздуха, выпустив часть его из камеры.

Посадки кессона с понижением давления воздуха в камере называются форсированными.

При производстве форсированных посадок давление понижается путём открытия кранов на сифонных трубах, вследствие чего часть воздуха уходит наружу.



Фиг. 432

При форсированных посадках не следует понижать давление на очень большую величину, так как при этом в камеру кессона могут набраться вода и грунт. Лучше всего вести посадки в несколько приёмов.

Наблюдение за правильностью хода кессона, перекосы и исправления. Для наблюдения за правильностью хода кессона обычно пользуются отвесами, прикреплёнными к стенам рабочей камеры, а также ватерпасами.

Одновременно с наблюдениями внутри рабочей камеры правильность хода кессона контролируется также и снаружи. Простейшим приспособлением является укрепление посредине всех четырёх сторон кессона к наружной обшивке реек. До опускания кессона вкапываются столбы, по два на каждую сторону, с таким расчётом, чтобы середины всех четырёх столбов, расположенных на противоположных сторонах кессона, совпадали с продольной и поперечной осями кессона (фиг. 432). Положение этих осей закрепляется гвоздями, забитыми в столбы так, чтобы шляпки гвоздей лежали на одном уровне. При посадках кессона на эти гвозди ставят визирки.

Смотря поверх визирок, замечают, с каким делением рейки, пришитой на кессоне, совпадает верх визирок. Если номера делений на всех четырёх рейках одинаковы и каждая пара визирок находится на одной прямой с соответствующей рейкой, то это показывает, что опускание кессона идёт правильно.

Точное положение кессона определяется при помощи теодолита, служащего для проверки положения осей кессона в плане, и нивелира, контролирующего положение кессона по высоте и позволяющего уловить самые незначительные перекосы.

Причиной перекосов является, как уже отмечалось выше, неправильность производства посадок. Однако может случиться, что кессон начнёт наклоняться даже и в том случае, когда подборка производится вполне правильно. Произойти это может в том случае, если грунт под ножом неоднороден: под одной стороной чистый песок, а под другой — илистый. В этом случае нужно замедлить подборку под стороной со слабым грунтом.

Перекос может произойти также оттого, что под какой-нибудь стороной в грунте окажется препятствие — валун, дерево, которые очень часто встречаются на многих реках. Если это препятствие вовремя не заметить и не удалить, сторона, под которой оно окажется, будет задерживаться. Поэтому, как правило, перед тем как приступить к посадке, нужно исследовать грунт под банкеткой при помощи металлического щупа и заблаговременно удалить оттуда все посторонние предметы.

Кроме сказанного, перекос кессона может быть и по причине, не зависящей от работы кессонщиков; например, если через аппараты грунт будет отсыпаться в большом количестве у одной стороны кессона, то этим создаётся дополнительное одностороннее боковое давление. Поэтому необходимо грунт удалить от кессона или следить за тем, чтобы он распределялся у кессона по всем четырём сторонам площадки равномерно.

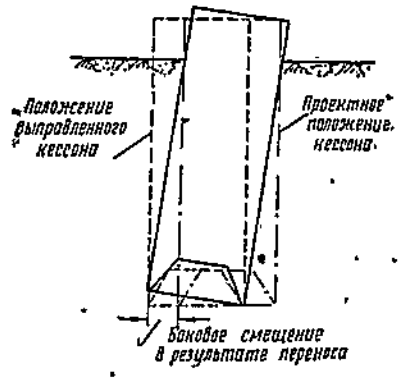
Кессон может давать крен оттого, что имеются неправильности в его форме или в форме наружной обшивки, если обшивка завалена на один бок. В этом случае выступающая часть обшивки будет действовать как клин и при опускании кессона будет наклонять его в противоположную сторону. Перекос кессона может быть также вызван односторонним возведением надпотолочной кладки.

На первых 10 *м* опускания, когда грунт, окружающий кессон, ещё не оказывает ему достаточной поддержки, перекосы получаются часто, но они сравнительно легко выправляются. При дальнейшем опускании перекосы бывают реже, но зато и поддаются выправлению с очень большим трудом; при этом если кессон и удаётся поставить отвесно, то всё равно он не вернётся на прежнее место, а переместится в сторону (фиг. 433). Поэтому нельзя запускать перекос, а следует принимать меры к его исправлению при следующей же посадке.

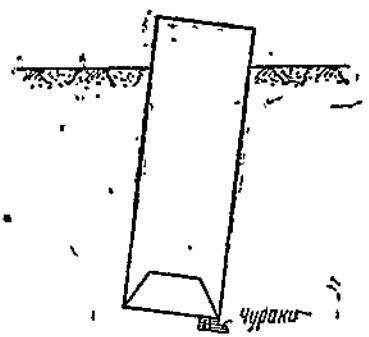
При небольших по величине перекосах обычно способ их выправления заключается в том, что надо замедлить выборку грунта из-под ножа на заниженной стороне.

При больших по величине запущенных перекосах прибегают к подкладыванию под нож чураков, а под потолок — клеток (фиг. 434).

Если этим способом выправить перекос не удаётся, то прибегают к подкладке под нож заниженной стороны наклонных чураков из брусьев длиной 1,5 *м*, обшитых железом, и выбирают грунт за ножом на 15 *см*, чтобы кессон имел возможность сдвинуться в сторону. Одновременно

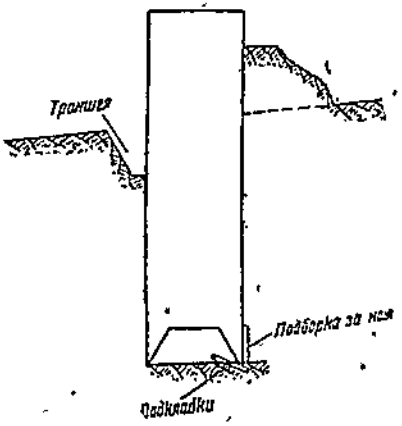


Фиг. 433



Фиг. 434

с этим наверху подваливают грунт с заниженной стороны и выбирают траншею вплотную к кессону с повышенной стороны (фиг. 435). При этом способе выправления перекосов, так же как и при других способах, полезно с повышенной стороны пробивать за ножом траншею, чтобы выходящий воздух мог несколько разрыхлить грунт. Полезно также с повышенной стороны увеличивать высоту кладки, возводимой над потолком кессона.



Фиг. 435

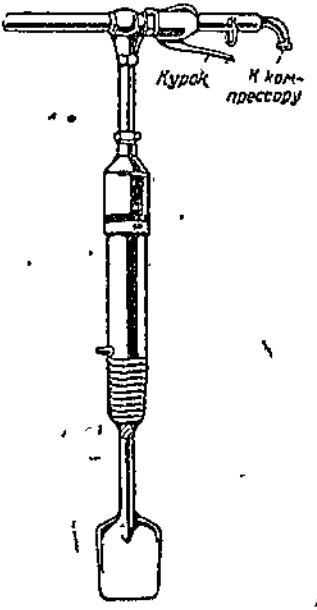
При опускании кессонов бывают прорывы сжатого воздуха под нож, чаще всего происходящие в начале опускания, когда кессон сидит ещё неглубоко в грунте; воздух, найдя под ножом наиболее слабое место, с шумом вырывается на поверхность. При прорыве давление в рабочей камере резко понижается, вследствие чего вода и грунт устремляются наружу камеры и происходит быстрая посадка кессона, нередко сопровождаемая перекосом. Для заглушения прорыва нужно немедленно забросать это место грунтом и хорошо его утрамбовать. Полезно на случай прорыва иметь в камере заранее подготовленные мешки с грунтом.

§ 27. РАЗРАБОТКА ГРУНТОВ В КАМЕРЕ КЕССОНА

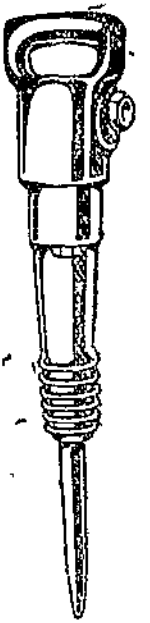
а) Рыхлые грунты (глины, пески)

Разработка глинистых, песчаных и им подобных грунтов в камере кессона производится вручную обычными инструментами: лопатой и киркой.

В настоящее время наряду с простым ручным инструментом для разработки плотных грунтов применяется пневматическая лопата (фиг. 436), которая приводится в действие сжатым воздухом высокого давления; последний подаётся в кессон по специальным воздухопроводам. Форма режущих частей лопат назначается в зависимости от прочности разрабатываемых грунтов. Применение пневматических лопат повышает производительность труда в три раза.



Фиг. 436


Фиг. 437

Для разрыхления крепких пород вплоть до скалы взамен кирок, ломов и клиньев целесообразно применять пневматические отбойные молотки (фиг. 437) и пневматические ломы.

Применение ручного пневматического инструмента взамен простого ручного сокращает количество кессонщиков, работающих в условиях сжатого воздуха, и даёт возможность в прочных грунтах в значительной мере повысить производительность работы шлюзовых аппаратов, так как в настоящее время шлюзовые аппараты используются полностью только при разработке песчаных и других легко разрабатываемых грунтов.

Транспорт грунта в камере кессона к шахтным трубам и наполнение кублов производятся пока что ручным способом, тогда как применение ленточных транспортёров подвесных рельсовых путей дало бы возможность эту операцию механизировать.

б) Скальные грунты

При разработке скалы взрывным способом пробуриваются при помощи перфораторов, работающих сжатым воздухом высокого давления, скважины-шпуры.

Шпуры располагаются и рассчитываются таким образом, чтобы при взрыве не были повреждены конструкции и оборудование, находящиеся в рабочей камере. Заряды рассчитываются на разрыхление взрываемого массива скалы без разбрасывания породы, что обычно устанавливается опытным путём, но вес заряда не должен превышать 20 *г*. Шпуры бурятся на глубину не более 0,75 *м*. Следует шпуры под ножом кессона делать наклонно и так, чтобы конец их выходил за пределы кессона на 10 — 15 *см*, так как при несоблюдении этого условия приходится делать ручным способом большую подчистку скалы, оставшейся не подорванной под ножом.

При ведении взрывных работ в области повышенного давления допускается применять аммонит № 2 в бумажной оболочке без парафина. В случае применения водонепроницаемых оболочек могут применяться нитролаковые оболочки. Аммонал удобен тем, что мало чувствителен к сотрясениям и ударам и поэтому безопасен в употреблении. Поверх заряда взрывчатого вещества в шпур закладывается детонатор для подрыва основного заряда аммонала.

Взрывание зарядов допускается исключительно электрическое. Могут применяться все сорта электродетонаторов, которые указываются в Правилах безопасности производства взрывных работ, за исключением электродетонаторов в алюминиевых гильзах. Источником тока для взрыва могут служить электроосветительная сеть или взрывные машины закрытого типа.

Руководство взрывными работами в каждой смене возлагается на кессонного мастера. Взрывные работы независимо от их объёма производятся совместно взрывником и его помощником. Это необходимо на случай внезапного заболевания на работах одного из них, тогда другой принимает меры для оказания помощи заболевшему и удаления его в безопасное место. Только после этого он заканчивает работы по заряжению и взрыванию шпуров.

При переноске взрывчатых веществ через пассажирский прикамерок в последнем не должно быть никого, кроме взрывника и его помощника.

Десятник сопровождает взрывников к месту производства взрывов и оповещает рабочих о прекращении работы.

По доставке взрывчатых веществ в рабочую камеру рабочие по сигналу удаляются из неё; остаются только рабочие, имеющие непосредственное отношение к этим работам.

Для забойки не применяется горючее вещество. Забойка занимает не менее половины глубины шпуров. Перед заряжением сменный десятник открывает краны сифонных труб и вентилирует камеру кессона, но осторожно во избежание посадки кессона. Предметы, подвергаемые разрушению, удаляются из камеры.

Во время включения тока взрывники находятся в шахте по возможности ближе к выходу в шлюз и входят после взрыва в шлюз, оставаясь там до полного освобождения камеры от взрывных газов.

К моменту входа рабочих содержание окиси углерода должно быть не более 0,02%, содержание окиси азота — не более 0,002%, что устанавливается взятием проб воздуха анализом последнего. Сифон остаётся приоткрытым не менее 1 часа после входа рабочих.

в) Состав бригады кессонщиков

Состав бригады кессонщиков, занятых на опускании кессона, зависит при принятом у нас бадьевом способе подъёма грунта от рода грунта и площади кессона, приходящейся на один шлюзовой аппарат.

Согласно действующим нормам на кессонные работы бригада, обслуживающая один аппарат, разбивается на следующие звенья:

1-е звено — аппаратчики, производящие операции по приёмке и выдаче гружёных и порожних бадей в центральной шлюзовой камере;

2-е звено — кессонщик, занятый навешиванием порожних бадей на крюк подъёмного троса в камере кессона и направляющий их в шахтное отверстие;

3-е звено — кессонщики, занятые разработкой грунта и наполнением бадей в рабочей камере кессона;

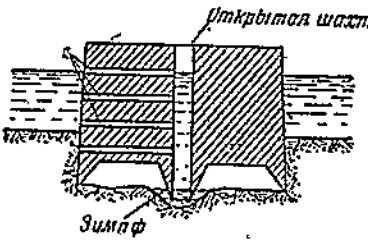
4-е звено — кессонщики, занятые подкидкой грунта из удалённых от шахтного отверстия участков при больших площадях, приходящихся на один шлюзовой аппарат.

Выемка грунта на средней части площади кессона производится 3-м звеном. Во время посадок кессона подборка грунта под ножом производится одновременно по всем звеньям, за исключением одного аппаратчика, остающегося дежурным в центральной шлюзовой камере.

Для бесперебойной работы требуется иметь при шлюзовом аппарате Филиппова не менее трёх кублов (два работают, одно в запасе). Для пятикамерного аппарата Тюленева, работающего как материальный, необходимо иметь пять кублов, из которых четыре работают, а пятое находится в запасе.

§ 28. ДРУГИЕ МЕТОДЫ ДЛЯ РАЗРАБОТКИ И УДАЛЕНИЯ ГРУНТА ИЗ РАБОЧЕЙ КАМЕРЫ КЕССОНА

Выше был рассмотрен метод извлечения наружу грунта, разработанного в камере кессона, только посредством шлюзования его отдельными порциями через шлюзовые аппараты.



Фиг. 438

Здесь мы рассмотрим методы, существенно отличающиеся от указанного, которые позволяют, минуя шлюзовые аппараты, в большинстве случаев непрерывно как разрабатывать, так и перемещать грунт из камеры кессона. Сюда относятся: землечерпание из открытых шахт, выдувание, гидроэжекция, пневмоэжекция и гидромеханизация с удалением грунта землесосами.

Остановимся на кратком рассмотрении каждого из них.

а) Землечерпание из открытых шахт

По этому способу в кессоне делаются одна или несколько шахт, открытых сверху и снизу, проходящих от верха надкессонной кладки до горизонта ниже уровня воды в грунте кессонной камеры, т. е. несколько ниже кромки ножа (фиг. 438). При этом шахты должны быть постоянно заполнены водой, уровень которой соответствует рабочему давлению в камере кессона, что препятствует прорыву сжатого воздуха в открытую шахту. Кессонщики подкидывают разработанный грунт под шахту в зумпф, откуда он может удаляться грейфером. Способ этот достаточно производителен, но требует принятия

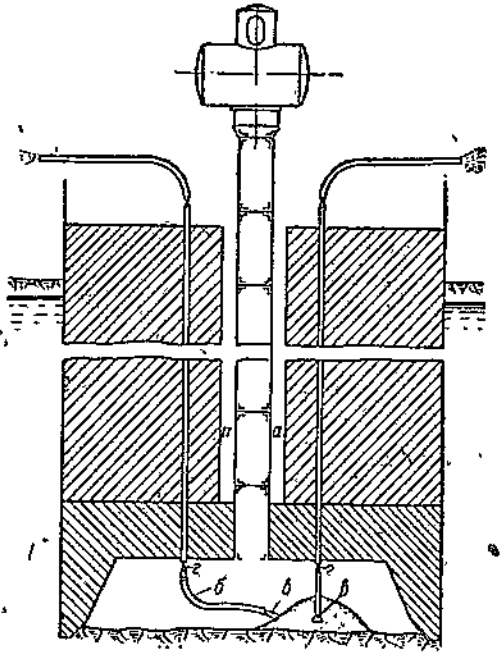
мер безопасности на случай нарушения равновесия между давлением сжатого воздуха в камере кессона и давлением воды в шахте.

Повышение давления сжатого воздуха в камере кессона и понижение уровня воды в открытой шахте сопровождаются выдавливанием части воды из зумпфа в шахту, т. е. понижением в зумпфе уровня воды; если это понижение достигнет низа шахты, то возможны прорыв воздуха из камеры кессона и её затопление.

Для поддержания постоянного уровня воды в открытой шахте Грюн и Бильфингер в 1936 г. предложили в надкессонной кладке устраивать каналы (фиг. 438, каналы *а*) или закладывать трубы для сообщения открытой шахты с окружающим кессон пространством; кроме того, в стенках открытой шахты ниже уровня воды в зумпфе закладываются трубки, через которые может производиться выпуск в шахту избыточного сжатого воздуха.

б) Выдувание грунта из камеры кессона

Сущность этого способа заключается в том, что в потолок камеры кессона наглухо заделывается труба *а* (фиг. 439), выступающая внутрь рабочей камеры; к трубе обычно присоединяется шланг *б*, который заканчивается соском *в* специального устройства.



Фиг. 439

Для регулирования процесса выдувания на трубе устанавливается кран *г*. По мере опускания кессона сверху труба наращивается и заканчивается отводом для сброса грунта в сторону от опускаемого кессона.

При выдувании грунта из рабочей камеры сосок приводится в соприкосновение с грунтом (собранным в кучу); затем кран *г* открывается и сжатый воздух устремляется в сосок, увлекает за собой грунт и выбрасывает его по трубе наружу. Положение соска регулируется рабочим.

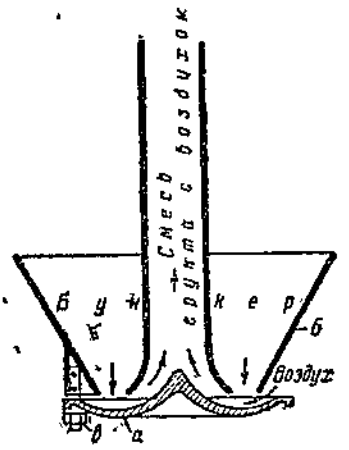
Диаметр труб, применяющихся для выдувания грунта, 75 — 100 *мм*.

Сосок во избежание попадания в него камней защищается решёткой.

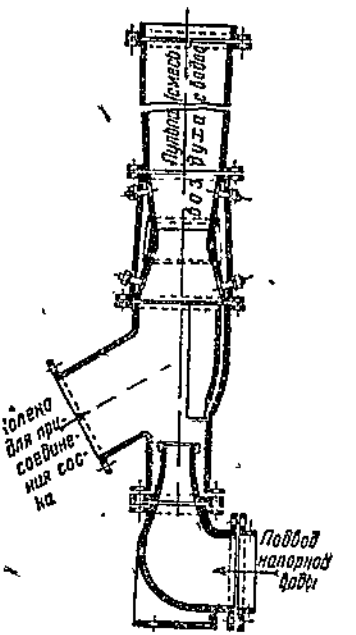
Для поддержания надлежащего состава выбрасываемой смеси (воздух—грунт) во время работы, т. е. повышения коэфициента полезного действия установки, в настоящее время переходят к совершенным по конструкции всасывающим приспособлениям.

На фиг. 440 показано одно из таких устройств бункерного типа. Регулирование поступления воздуха достигается посредством изменения щели между поддоном *а* и нижней кромкой бункера *б* посредством болтов *в*. Выдуванием удаляются песчаные грунты. Производительность одной трубы диаметром 37 — 100 *мм* составляет от 2 до 20 *м*³/*ч* для простейших сопел.

Способ выдувания представляется возможным применять с добавочного давления 0,6 — 1,0 *ат*.



Фиг. 440



Фиг. 441

Выдувание песка требует (Гертнер) в час дополнительной подачи в рабочую камеру воздуха до 75 *м*³ (атмосферного давления).

в) Гидравлическая эжекция грунта из камеры кессона

Принцип действия гидравлического эжектора был рассмотрен в разделе восьмом «Опускные колодцы» (стр. 246).

На фиг. 441 дана одна из последних конструкций гидроэжектора системы Хэнди, который может быть рекомендован для гидроэжекции грунта из камеры кессона.

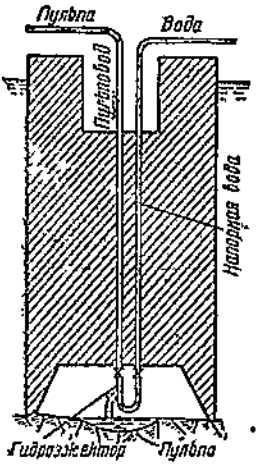
На фиг. 442 показана общая схема установки для гидроэжекции при опускании кессона.

Коэфициент полезного действия этого метода составляет примерно 5% и может быть рекомендован при наличии дешёвой напорной воды.

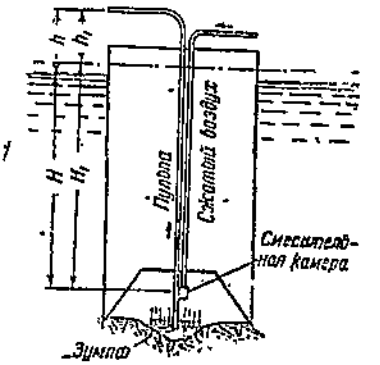
г) Пневматическая эжекция грунта из камеры кессона

Сущность работы пневматического эжектора была выяснена при применении этого способа для опускания колодцев; с тем же успехом пневмоэжектор может быть использован при опускании кессонов. Условия работы пневмоэжектора, нижний конец которого

опускается в устроенный в рабочей камере зумпф *а* (фиг. 443), находящийся под давлением сжатого воздуха, мало отличается от условий работы пневмоэжектора в колодце. Более того, условия работы пневмоэжектора в кессонной камере являются более благоприятными, так



Фиг. 442

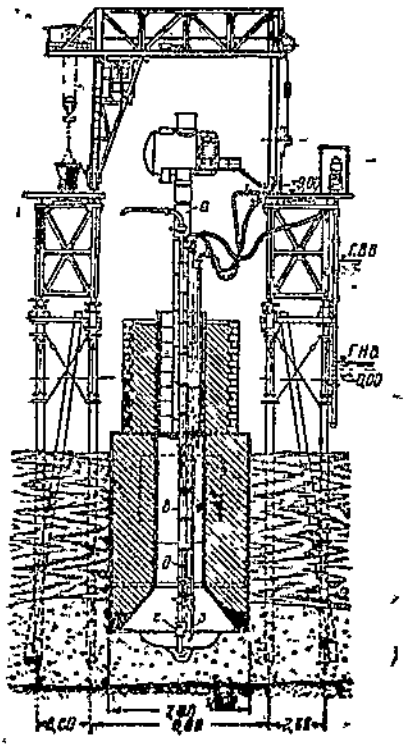


Фиг. 443

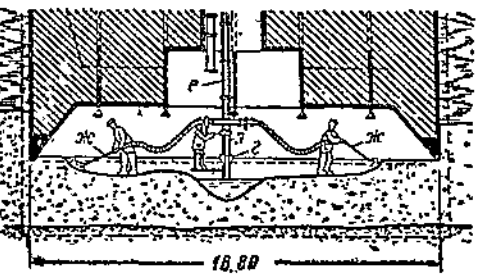
как высота подъёма пульпы h_1 будет менее высоты подъёма h в случае колодца (фиг. 443).

В 1930 — 1934 гг. при опускании кессонов под мол в Дюнкирхене (Германия) для удаления грунта из камеры кессона наружу была применена пневмоэжекция в комбинации с гидромеханизацией для размыва грунта в камере кессона (фиг. 444 и 444а).

На фиг. 444 шахтная труба соединяет камеру кессона со шлюзовым аппаратом, по трубе *в* выбрасывается пульпа, *г* — смеситель



Фиг. 444



Фиг. 444а

пневмоэжектора; посредством трубы *д* подаётся в пневмоэжектор сжатый воздух, а по трубе *е* от центробежного насоса *л* — вода для питания мониторов *зс* (фиг. 444а); гидромониторами размывается грунт, который в виде пульпы спускается в зумпф. Для взмучивания грунта в зумпфе и лучшего откоса пульпы пневмоэжектором посредством отвода *з* от магистральной трубы *е* вода подводится к зумпфу.

Грунт (песок с илом) размывался двумя гидромониторами. Для посадки кессона грунт из-под банкеток также размывался гидромониторами. При глубине опускания до 24 *м* удавалось за 8 час. опустить кессон на 1,2 *м*, что составляет высокую часовую производительность пневмоэжектора — до 18 *м*³/*ч*. Работали 1 десятник и 4 рабочих.

Таким способом было опущено 39 железобетонных кессонов размерами 16,8 × 8,8 *м*.

д) Гидромеханизация с удалением грунта из камеры кессона землесосами

Гидромеханизация в СССР применена при постройке москворецких мостов в Москве для кессонов под устои. Грунт в рабочей камере разрабатывался гидромониторами (брандспойтами), а удаление наружу — землесосами. Выдача наружу грунта из камеры кессона посредством землесосов была впервые применена в практике кессонных работ.

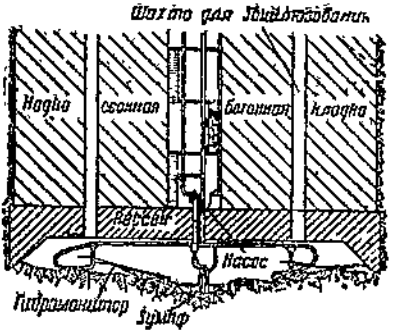
Работа по гидромеханизации на одном из кессонов была организована и проведена следующим порядком. На барке устанавливалась плавучая насосная станция с тремя насосами производительностью 300 *м*³ воды в 1 час каждый, работающими от моторов мощностью 100 *квт*. Вода под напором 8 *ат* центробежными насосами подавалась в камеру кессона. Напорная линия в камере кессона подвешивалась к потолку и посредством гибких шлангов соединялась с гидромониторами (брандспойтами) (фиг. 445). Гидромониторы хомутами и кошками подвешивались к рельсу, укреплённому в потолке, так что они могли давать струю в любом направлении. Кессонщики-гидромониторщики управляли брандспойтами и производили размыв грунта, а последний в виде жидкой грунтовой массы (пульпы) направлялся в зумпф (приямок), оттуда посредством землесоса, установленного в специальном помещении над потолком кессона, засасывался и по трубам транспортировался в отвал. Землесос мог перекачивать до 460 *м*³ пульпы в 1 час. Землесос состоял из насоса, пропускавшего частицы до 15 *см* в диаметре, и поднимал пульпу на высоту до 30 *м*, имея мощность мотора 110 *квт*.

Пуск землесоса в работу при малом давлении в камере осуществлялся посредством вакуум-насоса; при давлении 0,7 *ат* заливка землесоса обеспечивалась давлением сжатого воздуха через приямок (фиг. 446). Монтаж землесосной установки требовал тщательной работы, чтобы не пропускать сжатого воздуха в соединения, что срывало вакуум, и работа землесоса прекращалась.

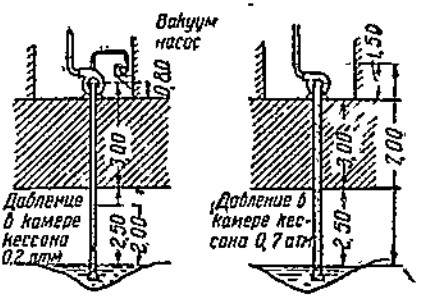
Всасывающая линия землесоса (фиг. 447) в камере кессона имела обратный клапан *1*, задвижку *2*, сальниковый шарнир *3*, храпок *4* и подмывные устройства *5*. Обратный клапан, когда нужно,

перекрывает всасывающую линию, не допуская выхода воздуха из кессонов. Сальниковый шарнир даёт возможность изменить высоту всасывающей линии, что требуется при посадках кессона.

Храпок имел решётку с отверстием не более 100 *мм* в диаметре, чтобы исключить попадание крупных частиц во всасывающую линию и тем самым не повредить машину землесоса.



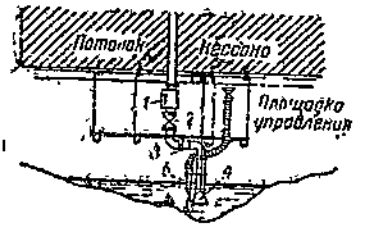
Фиг. 445



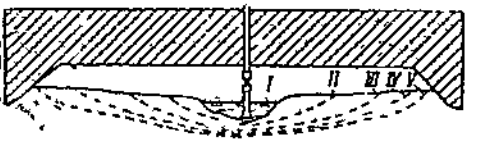
Фиг. 446

К храпку подводилась подмывная труба *5* (фиг. 447) диаметром 75 *мм* с насадкой диаметром 35 *мм*, которая взмучивала грунт в зумпфе для облегчения его засасывания. Порядок разработки грунта гидромониторами показан римскими цифрами *I*, *II* и т. д. на фиг. 448. Гидромониторы после посадки продвигались ближе к зумпфу и начинали разработку грунта кольцами, оставляя у ножа кессона бермочку, которая размывом струёй воды снималась при посадке кессона.

При разработке грунта у углов размыв производят концентрированно и узким потоком пульпу спускают к приямку.



Фиг. 447



Фиг. 448

Описанная землесосная установка должна быть признана весьма удачной и легко приспособляемой к осадкам кессона во время опускания.

Для сравнения эффективности применения гидромеханизации на Краснохолмском мосту при опускании кессона № 2 и таких же размеров кессона № 1, опущенного обычным способом, приводятся следующие данные (табл. 36).

Таблица 36

Название	Кессон № 1, ручная разработка грунта и выдача его бадьями через шлюз	Кессон № 2, гидромеханизация
Требовалось кессонщиков при трёхсменной работе	128	32
Максимальная выработка..	350 $м^3$ за 24 часа	524 $м^3$ за 18 час.
Производительность труда на 1 кессонщика	2,5 $м^3$	40 $м^3$

Посадка кессона производилась через каждые 6 час. на 25 *см*.

Надпотолочная кладка отставала от выработки грунта в камере кессона, из-за чего гидромеханизация простаивала.

Таким образом, цифры, приведённые в табл. 36, при лучшей организации всего комплекса кессонных работ могли бы быть значительно выше. Преимущества гидромеханизации по сравнению с ручной разработкой грунта в камере кессона очевидны.

В СССР недавно закончены работы по опусканию под опоры моста 18 кессонов в песчаных грунтах с применением гидромеханизации. Разработка грунта в камерах кессона производилась посредством мониторов типа «Гидроторф», а удаление грунта (пульпы) — гидравлическими эжекторами. Производительность этого метода оказалась настолько высокой, что пришлось организационно по-новому разрешить возведение надпотолочной кладки, так как последняя лимитировала опускание кессонов. В рабочую смену удавалось в песчаных грунтах опустить кессон на 6 *м*, тогда как при обычных способах возведения надкессонной кладки суточный успех последней составляет до 3 *м*, а для этого достаточно работы одного гидромонитора $q = 15\ м^3/ч$ в рабочей камере кессона площадью около 100 $м^2$.

Достоинством метода гидромеханизации при кессонных работах является сокращение рабочей силы (один регулирует работу всоса и по одному рабочему на гидромонитор).

Недостатком способа разработки грунта гидромеханизацией является высокий расход энергии (расход на работу насосов для подачи воды к гидромониторам).

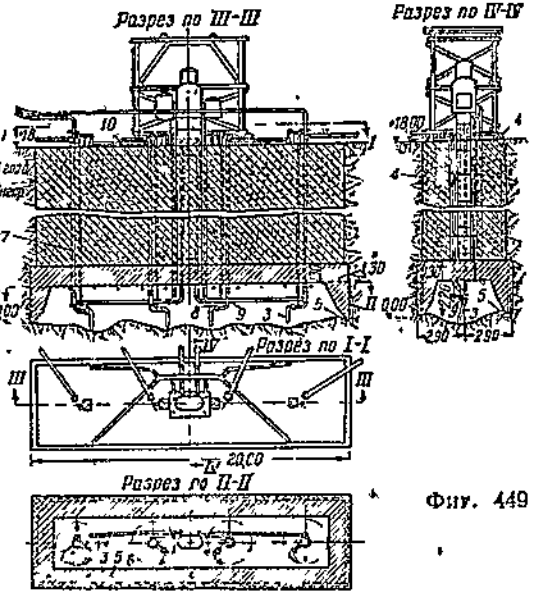
Следует отметить, что экономия в энергии может быть достигнута применением рыхлителей из грунта и подачи воды в таком количестве, которое необходимо не для взрыхления грунта, а для приведения его к консистенции, при которой грунт может быть перекачен (пульпа). Описание такой установки дано в работе Н. В. Озерова «Кессонные работы».

За последнее время были выполнены работы (некоторые из них в опытном порядке) по опусканию кессонов без присутствия людей в рабочей камере. Разработаны также методы с аппаратной камерой, расположенной над потолком кессона и имеющей перископ для наблюдения за ходом размыва грунта в камере (инж. П. П. Дьяков). Однако опускание кессонов без присутствия людей в рабочей камере не вышло из стадии изучения. Автоматическое опускание кессона с применением гидромеханизации без сжатого воздуха в камере

кессона по своей сущности представляет уже опускание не кессона, а закрытого колодца.

На строительстве моста через Днепр впервые в СССР в песчаных грунтах был опущен автоматически за 47 ч. 35 м. закрытый колодец (кессон) площадью 116 $м^2$ на глубину 14,23 *м*. Грунт в камере колодца разрабатывался и транспортировался четырьмя гидроэлеваторами с вращающимися всасывающими линиями диаметром 1,5 *м* (фиг. 449).

При посадке закрытого колодца всасывающая линия от нажима на неё грунта поднимается, что предохраняет деталь всоса от поломки. Производительность гидроэлеватора 120 $м^3/ч$, напор $H = 60$ *м*. Подмывная установка у стен камеры состоит из 13 труб с насадками $d = 12$ *мм*. Подающая воду магистраль (4 штуки) имела $d = 100$ *мм*.



Фиг. 449

Всосы гидроэлеваторов поворачивались лебёдками, устанавливаемыми на надпотолочной кладке, через вал, проходящий через надпотолочную кладку.

Вода к гидроэлеваторам подавалась через коллектор диаметром 250 *мм* и подающие камерки трубы $d = 150$ *мм* к каждому элеватору. Пульпа отводилась от диффузора гидроэлеватора в отвал трубопроводом $d = 200$ *мм*. Насосная станция состояла из двух центробежных насосов производительностью 300 $м^3/ч$. Моторы имели мощность 100 *квт*.

Работа по опусканию начиналась с того, что через подмывные трубки камера колодца заполнялась водой; потом вода подавалась к гидроэлеваторам; разрыхлённый и взвешенный грунт подсасывался гидроэлеваторами; периодически поворачивались лебёдками всасывающие линии.

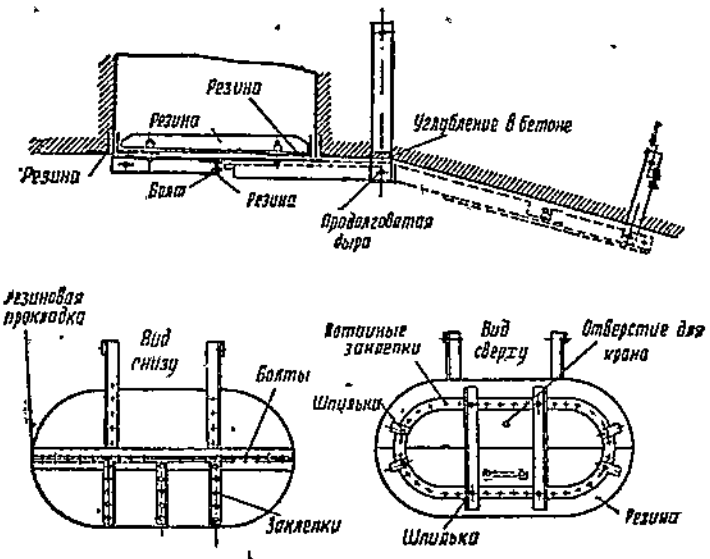
Положение колодца проверялось двумя отвесами; крен выправлялся усиленной работой соответствующих подмывных труб и гидроэлеватора.

Надкессонная кладка была выполнена блоками в три приёма; последние два блока имели высоту по 5 *м*. Перед устройством каждого блока всё оборудование снималось, а после бетонировки вновь устанавливалось и производилось дальнейшее опускание закрытого колодца.

§ 29. НАРАЩИВАНИЕ ШАХТНЫХ ТРУБ И ПЕРЕСТАНОВКА ШЛЮЗОВЫХ АППАРАТОВ

Следует сводить к минимуму промежуточные операции по наростке шахтных труб и по возможности собирать эти трубы сразу на полную высоту, чем избегаются неизбежные перебои в работе по опусканию кессона. Наростка шахтных труб становится необходимой, когда при опускании кессона верх возводимой на потолке кладки начнёт подходить к шлюзовому аппарату.

Наростку производят, не прекращая подачи сжатого воздуха в камеру кессона, предварительно герметически закрыв выход из камеры в шахту крышкой, которую обычно называют декелем. Если бы на-



Фиг. 450

ростка производилась без сохранения сжатого воздуха, то вследствие напора воды и грунта извне камера кессона быстро заполнилась бы последним, в особенности при разжиженных грунтах.

Декель состоит из двух частей, соединённых на болтах и резине, и после опускания кессона до проектной отметки разбирается и выносится наружу. Декель подвешивается к потолку так, как это показано на фиг. 450, и прижимается при закрытии к фланцам мёртвого полутрубка через резиновую прокладку. Если кессон работает с одним шлюзовым аппаратом, то перед постановкой декеля кессонщики оставляют камеру кессона и выходят наружу.

При многих аппаратах последние наращиваются по очереди и работа в камере кессона не прерывается.

После проверки плотности прилегания декеля к фланцу полутрубка декель поднимают тросом к потолку, предварительно закрыв вентиль, подающий сжатый воздух в наращиваемый шлюзовой аппарат; затем на фланец трубы сверху укладывают два металлических

уголка и подтягивают к ним декель посредством четырёх шпилек декеля.

Декель должен через прокладку плотно прижиматься к фланцу полутрубка и не пропускать воздуха из камеры в шахту. Выпустив воздух из шахты и шлюзового аппарата, производят отвёртку болтов в нижнем фланце шлюза и подвешивают его к блокам полиспаста.

Одновременно на поверхность надкессонной кладки подают звенья шахтной трубы. Перед подъёмкой шлюзового аппарата отсоединяют от него все электрические и телефонные провода и шланг для подачи сжатого воздуха в центральную шлюзовую камеру.

Подъёмка шлюза производится на высоту наращиваемых труб с запасом на 0,5 *м*.

После окончания подъёмки шлюза приступают к подъёмке и установке шахтных труб при помощи 1,5-*т* лебёдки, трос от которой пропускают через привязанный к балке крана блок и специально проделанное в крышке колпака шлюза отверстие диаметром 25 *мм* (это отверстие после окончания наростки аппарата закрывается пробкой на резьбе).

Подъёмка и установка труб производятся совершенно так же, как и при первоначальной установке аппарата.

После установки всех труб на верхнюю трубу опускают шлюзовой аппарат, сболтив фланцы шахтной трубы, присоединяют к центральной шлюзовой камере шланг и электрические провода и начинают постепенно впускать в шлюз сжатый воздух. Как только давление в шлюзе и камере сравняется, отвёртываются гайки на шпильках, прикрепляющих декель к фланцу мёртвого полутрубка, и декель на подъёмном тросе опускается в рабочую камеру, поворачиваясь на петлях, на которых он подвешен к потолку, и укрепляется, как показано на фиг. 450.

Может случиться, что во время наростки аппарата в шахтные трубы через неплотности фланцевых соединений из пространства между трубами и кладкой проникнет вода и закроет доступ к декелю из аппарата. Для того чтобы можно было удалить эту воду, на декеле со стороны шлюзового аппарата устанавливается кран, к ручке которого привязывается проволока, закреплённая другим концом за одну из ступенек шахтных труб выше горизонта воды. При помощи этой проволоки кран на декеле может быть открыт; тогда вода, скопившаяся в шахтных трубах, выливается в рабочую камеру.

Если на кессоне имеется один шлюзовой аппарат, то необходимо во время его наростки следить по манометру, установленному на воздухопроводе, за тем, чтобы в рабочей камере кессона поддерживалось требуемое давление. При недостаточном давлении воздуха в камере кессон может сесть. Такие посадки опасны при подмостях объемлющего типа и при портальных кранах в тот момент, когда шлюз при его опускании на шахтные трубы уже поставлен на первые болты, а полиспасты от него ещё не отвязаны; в этот момент может произойти поломка крана.

Одновременно с наростком шлюзового аппарата наращиваются также воздушные трубы, подающие воздух в рабочую камеру, сифонные трубы, трубы для выдувания грунта (если они установлены на

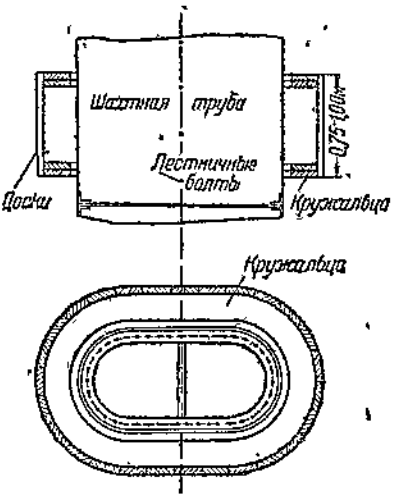
кессоне), а также труба для пропуска в рабочую камеру осветительных проводов. Перед наростқой воздушной трубы вначале закрывают обратный клапан в камере, затем вентиль у гибкого шланга, соединяющего наращиваемую трубу с магистральным воздухопроводом, после чего, осторожно отвёртывая болты фланцев, выпускают воздух из трубы и приступают к её наростке.

§ 30. КЛАДКА НАД ПОТОЛКОМ КЕССОНА

Опускание кессона производится с одновременным ведением кладки над потолком.

Кладка обычно ведётся в обшивке и закрепляется с последней так, чтобы исключалась опасность отрыва её при опускании под действием сил трения грунта по боковой поверхности.

Опалубка надпотолочной кладки должна делаться из досок толщиной не менее 40 *мм* и нижним концом прикрепляться к раме, уложенной на потолке кессона по его периметру. Это прикрепление осуществляется при помощи анкерных болтов.



Фиг. 451

Опалубка, укрепляемая на надпотолочных подмостях, обеспечивает непрерывное производство надпотолочной кладки. Кладка над потолком кессона выполняется из бетона. Экономичнее кладку делать из бутобетона. Бутовая кладка в настоящее время редко применяется, так как является нерациональной в техническом отношении и затрудняет механизацию работ.

При бетонной надпотолочной кладке для образования колодца, который необходим для удобной выемки шахтных труб, ставят вокруг шахтной трубы звено опалубки, которое по мере возведения надпотолочной клетки приподнимается вверх. Если эта опалубка сделана недостаточно плотной, то находящаяся в шахтном колодце вода может вымывать из свежего, только что уложенного бетона цементный раствор, который осаживается на дне шахтного колодца вокруг первой шахтной трубы и крепко её прихватывает. Вынуть такую трубу из колодца настолько трудно, что её обычно оставляют.

При бутовой кладке для образования шахтного колодца применяют невысокий переставной кожух, подвешивая его к выступающей наружу гайке шахтной трубы (фиг. 451).

В колодец иногда попадают камни, которые заклинивают трубу настолько сильно, что при вытаскивании её из колодца приходится применять домкраты. Поэтому перед срывкой нужно освидетельствовать пространство между шахтными трубами и стенами шахтного

колодца и после решить, какой стык надо разболчивать, если дно колодца значительно поднялось и возникают опасения, что первую трубу сильно прихватило.

§ 31. ИССЛЕДОВАНИЕ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ В КАМЕРЕ КЕССОНА

По Техническим требованиям Цужелдорстроя НКПС нагрузка на подошву опоры определяется в соответствии с проектом моста и согласно Техническим условиям на проектирование мостовых опор. При отклонениях кессона в процессе опускания, превосходящих установленные допуски, следует проверить расчётом давление на подошве опоры с учётом получившегося смещения центра тяжести массива фундамента.

Полученная величина давления должна учитываться при решении вопроса о том, является ли достаточной несущая способность грунта на том уровне, где предположено закончить опускание.

Подошва опоры закладывается в надёжных грунтах, несущая способность и залегание которых должны обеспечивать неизменяемость положения опоры при всех нагрузках, передаваемых на опору.

По достижении кессоном отметки, на которой предполагается заложение подошвы основания, следует произвести определение несущей способности грунта, а также выполнить контрольное бурение в камере кессона на глубину не менее 4 *м* при грунтах средней плотности и на глубину 2 *м* при твёрдых скальных грунтах.

Если несущая способность грунта будет найдена недостаточной, опускание кессона продолжают до тех пор, пока не дойдут до слоя грунта, который может быть принят за надёжное основание.

При контрольном бурении следует применять оборудование, обеспечивающее получение монолитных образцов с минимальным нарушением структуры естественного залегания. При необходимости образцы подвергаются лабораторному испытанию для оценки их механических и физических свойств.

После освидетельствования основания и заключения о его надёжности производятся зачистка и планировка грунта для заполнения камеры кессона кладкой.

§ 32. ЗАПОЛНЕНИЕ КАМЕРЫ КЕССОНА КЛАДКОЙ ПОСЛЕ ОКОНЧАНИЯ ОПУСКАНИЯ

После окончания опускания кессона производится заполнение рабочей камеры кладкой. Обычно применяют для этой цели бутобетон с добавлением камней в количестве не более $^1/_5$ всего объёма кладки. Камни перед подачей их в рабочую камеру тщательно очищаются от грязи и хорошо смачиваются водой.

В скальных грунтах можно не выбирать грунт при последних посадках на средней части площади кессона. При прочих грунтах выборка его производится по всей площади вровень с банкеткой; кроме того, при слабых грунтах перед заполнением камеры кладкой в грунт основания втрамбовывается слой щебня толщиной до 10 *см*.

Для того чтобы кессон сел на грунт возможно плотнее, последнюю посадку производят с понижением давления воздуха (с форсировкой).

При аппарате Тюленева подача применяющегося у нас бетона и бутового камня производится посредством опрокидных бадей. Применять обычные бадьи с открывающимся дном неудобно, так как имеющаяся у них дуга, которой бадья подвешивается к тросу, мешает погрузке в бадью бутового камня; применение для подачи бетона бадей не с цельным, а со створчатым дном способствует вытеканию раствора из бетона.

Наряду с подачей материалов в камеру в кублах применяют также сбрасывание их в рештак, представляющий собой сколоченную из досок трубу, установленную в материальном лазе. Камень при этом подаётся через пассажирские прикамерки; бетон подаётся в обычных кублах, из которых затем выгружается в рештак.

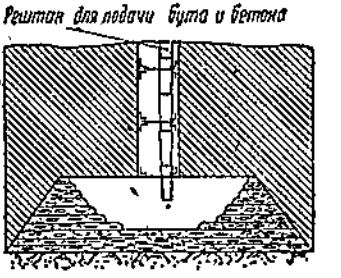
При аппаратах Филиппова бетон подают в центральную шлюзовую камеру в вагонетке, из которой потом выгружают в рештак; камень подают через пассажирский прикамерок и сбрасывают в рештак. Под рештаком устраивается дощатый полок размером 2 × 2 *м*.

Так как при падении по рештаку бетон может распадаться на составные части, его необходимо перед употреблением в дело перелопачивать до получения вполне однородной массы.

Для предохранения фланцев шахтных труб от засорения бетоном их прикрывают сколоченными из тонких досок рамками.

Заполнение камеры начинают с укладки по всей площади кессона слоя бутобетона толщиной приблизительно 0,5 *м*.

Укладку ведут одновременно с торцевых сторон. Для обеспечения связи бетона и бута сперва укладывают отдельные постелистые камни. Между большими камнями должна свободно укладываться щебёнка, имеющаяся в бетоне. После укладки камней закрывают промежутки между ними и самые камни вторым слоем бетона, на который укладывают второй слой камней, и т. д.



Фиг. 452

Кладка ведётся уступами, как показано на фиг. 452. При выполнении этой части кладки особенное внимание должно быть обращено на плотное расположение бетона под потолком кессона.

По мере приближения кладки к шахтной трубе снимают с потолка кессона электропроводку. При подходе к сифонным трубам снимают у них нижние краны, предварительно поставив вторые краны на верхних концах этих труб. При подходе к воздухопроводным трубам снимают обратные клапаны, закрыв вентили у шлангов, подводящих воздух к трубам. После того как все воздухопроводные трубы будут выключены, подача воздуха в кессон производится исключительно через шлюзовой аппарат посредством гибкого шланга, присоединённого к боковой стенке аппарата. Электрические провода, проходящие по специальным трубам, заделанным в кладку, переводят в шахтную трубу.

Для вентиляции камеры очень полезно ещё при укладке нижней бутобетонной плиты заложить в неё одну или две газовые трубы, выпустив концы их под нож кессона. Трубы эти служат для вентиляции камеры с того момента, как будут перекрыты сифонные трубы.

Когда кладка подходит вплотную к шахтным трубам, в камере остаются 1 — 2 кессонщика. При подаче материалов они скрываются в свободном лазе шахтной трубы. После того как кладка будет подведена к нижнему фланцу мёртвого полутрубка, в шахту подаётся жидкий цементный раствор в количестве 1,5—2,0 $м^3$, который запол-

няет всю оставшуюся выемку и на высоту 0,5 *см* входит в шахту. После этого повышают давление сжатого воздуха и открывают краны на сифонных трубах. Под давлением воздуха раствор из мёртвого полутрубка вытесняется и заполняет все пустоты, оставшиеся между кладкой и потолком кессона. Операцию эту повторяют до тех пор, пока уровень поданного в шахту раствора при повышении давления не перестанет понижаться. На этом работы по заполнению камеры кессона заканчиваются.

По Техническим требованиям Цужелдорстроя камеры кессона под опоры мостов не допускается заполнять песком во избежание осадки при уплотнении песка.

Производительность по бетонированию камеры на применяемом у нас аппарате Филиппова доходит до 100 *м*³/*сутки*, а на аппарате Тюленева — до 80 *м*³/*сутки*. Загрузка бетона в тепляках при аппарате Филиппова удобнее, и работа производится быстрее.

§ 33. СРЫВКА ШЛЮЗНЫХ АППАРАТОВ И ШАХТНЫХ ТРУБ

К разборке шлюзных аппаратов и шахтных труб приступают после заполнения камеры бутобетоном. При разборке шахтных труб всегда стараются вынуть их все до одной, оставив внизу один только мёртвый полутрубок. Разъединение нижней шахтной трубы с мёртвым полутрубком называется «срывкой».

После очистки от грязи и раствора шахтных труб и их болтовых соединений рекомендуется предварительно смазать керосином гайки соединительных болтов нижнего фланца, по которому наметили произвести разъединение, и ключом проверить лёгкость отвинчивания всех гаек, отвёртывая и завёртывая их вновь по очереди.

Затем производится разболчивание через один болт. Чтобы не произошло поднятия шлюза при разболчивании силой сжатого воздуха, нужно по расчёту загрузить шлюзовую площадку балластом перед началом срывки и шахтные трубы подпереть снаружи откосами для предотвращения возможности появления эксцентриситета щелей в нижнем фланце шахтных труб.

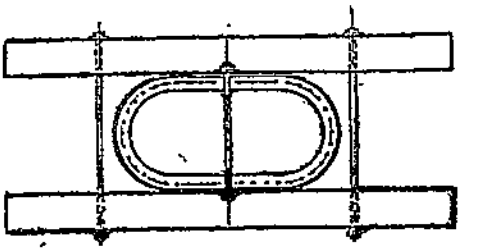
Как только останется 10 пар болтов, кессонный мастер, находящийся в центральной шлюзовой камере, прекращает подачу воздуха из компрессорной, которая продолжает работать, и понижает постепенно давление. Оставшиеся 10 пар болтов снимаются по одной с сообщением об этом кессонному мастеру. Последняя пара болтов снимается при давлении не более 1 *ат*, и аппаратчик становится на разболчиваемый фланец.

После окончания отвёртки всех болтов все люди, находящиеся в шлюзе и шахте, выходят наружу, затем понижают давление до нуля и приступают к разборке шлюза при помощи крана или полиспаста.

Срыв шлюзовых аппаратов и шахтных труб давлением воздуха воспрещается.

Контроль разъединения шахтной трубы осуществляют постепенным повышением давления, от которого предварительно закреплённый шлюз поднимается на 10 *см*. Только после этого останавливают работу компрессорной станции.

Когда разборка шлюза закончена, приступают к вытаскиванию из колодца шахтных труб, поднимая всю колонну на высоту около 5 *м* (две с половиной трубы). После этого трубы стягивают на уровне верха кладки под гайками лестничных болтов сжимом из двух брусьев (фиг. 453) и полиспаст опускают. Колонна труб садится на кладку. Выступающие над кладкой трубы разболчиваются и снимаются лебёдкой. Затем полиспаст снова прикрепляется к верху последней выступающей над кладкой трубы, и операция повторяется до тех пор, пока все трубы не будут вытащены и разобраны.



Фиг. 453

§ 34. ЗАПОЛНЕНИЕ ШАХТНЫХ КОЛОДЦЕВ

После опускания кессона, срывки и разборки шахтных труб производится заполнение шахтных колодцев. Таким образом, работа по заполнению шахтных колодцев не является непосредственно связанной с опусканием кессонов.

Шахтные колодцы заполняются обычно бетонной кладкой.

Если по условиям работы кессонного фундамента под нагрузкой нет необходимости в получении сплошного массивного фундамента, то шахтный колодец может заполняться песком до горизонта наибольшего промерзания; выше этого уровня шахтный колодец должен заполняться бетонной кладкой.

§ 35. ГРАФИК ОПУСКАНИЯ КЕССОНА

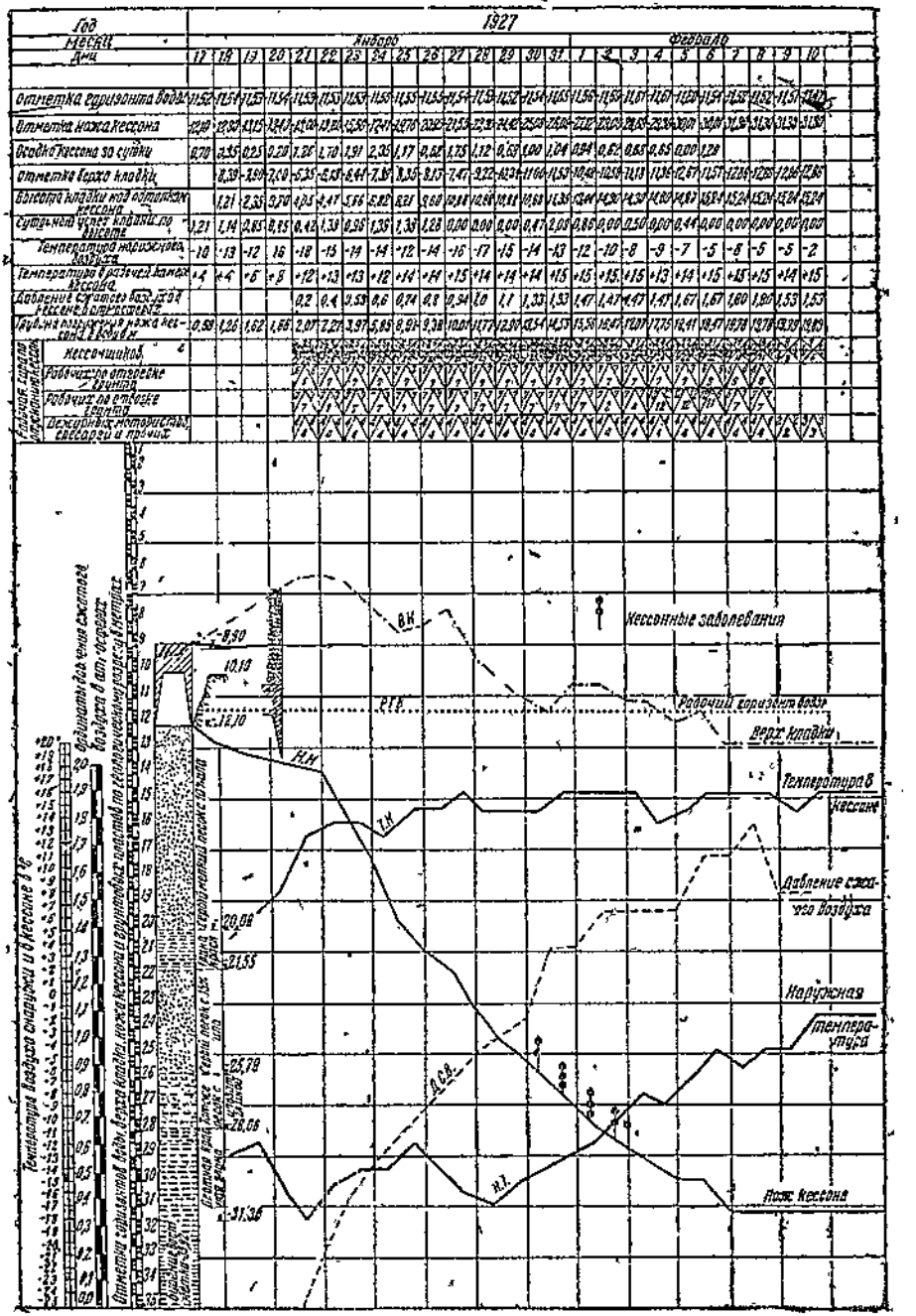
При опускании каждого кессона ведётся график, в котором отмечаются все основные факторы, характеризующие опускание кессона во всё время работ, как то: характер проходимых грунтов, давление сжатого воздуха, уровень воды, верха кладки и т. д.

На фиг. 454 дан образец этого графика.

Быстрота опускания кессона в грунт зависит от большого количества факторов. Наиболее важные из них: квалификация кессонщиков, производительность подъёмных средств для грунта, характер грунта, глубина погружения, санитарные условия работы в кессоне, качество шлюзовых аппаратов и плотности рабочей камеры, бесперебойная подача воздуха, величина трения грунта о камеру кессона.

Скорость погружения кессона площадью 54 $м^2$ в песчаных грунтах на постройке Саратовского моста составляла около 1,5 — 2,5 *м/сутки* при затрате 144 чел.-час. кессонщиков и выдаче грунта 80 — 120 $м^3$.

При опускании речных кессонов в глинистом грунте выдача последнего за сутки составляла всего 62 $м^3$ при затрате 320 чел.-час. кессонщиков. Здесь не мог быть использован полностью даже один шлюзовой аппарат.


Кессонные заболевания
Рабочий горизонт воды
Верх кровли
Температура в кессоне
Давление сжатого воздуха
Наружная температура
Низ кессона
ВН
РГВ
НН
ГН
НП
-8,30
10,10
12,10
20,09
21,55
25,78
28,06
31,36

Фиг. 454

§ 36. ОПУСКАНИЕ КЕССОНОВ НА МЕСТНОСТИ, ПОКРЫТОЙ ВОДОЙ

Опускание кессонов на местности, покрытой водой, может быть выполнено по следующим трём основным методам:

1) опускание с искусственного островка;

2) опускание с подмостей; при этом подмости могут быть стационарные и пловучие;

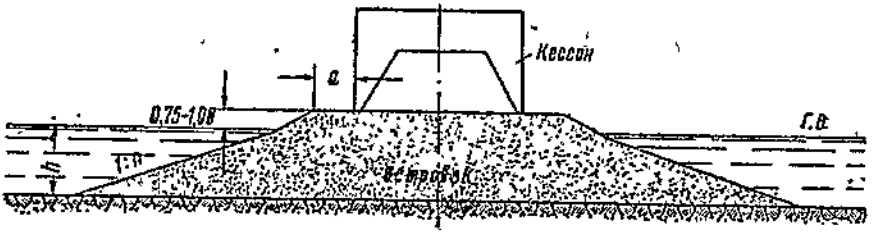
3) опускание наплаву.

а) Опускание с искусственного островка

Сущность рассматриваемого способа заключается в возведении искусственного островка на месте предполагаемого опускания кессона, в устройстве на поверхности островка камеры кессона и дальнейшем опускании кессона, как обычно, с суши.

Островок позволяет применить, как и на суше, кессоны массивной конструкции и большого веса. С возведением островка порядок работ по опусканию с него кессона ничем не отличается от опускания береговых кессонов.

Верх островка должен располагаться не менее как на 0,75 — 1,00 *м* выше наибольшего уровня воды в реке.



Фиг. 455

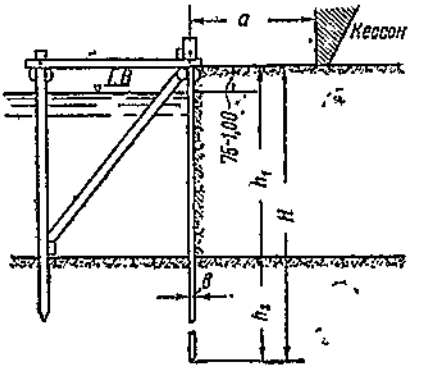
Чтобы избежать неравномерных осадок кессона в процессе изготовления и опускания, следует отсыпку островков выполнять из песчаных или гравелистых грунтов с надлежащим равномерным уплотнением.

Во всех случаях рекомендуется возведение островков производить посредством землесосов и рефулеров.

При малой глубине воды и в особенности при спокойной воде отсыпаются островки без ограждения (фиг. 455). При островке с естественным углом откоса расстояние от бровки до ножа кессона должно быть не менее 3,5 *м*.

При значительных скоростях течения приходится прибегать к защите откосов островка от размывания. Островки с естественным откосом ввиду их пологости стесняют живое сечение реки и требуют значительного объёма отсыпки. Так, например, при опускании кессонов с островков для опор одного из последних выстроенных мостов на Днепре для островка с естественными откосами потребовалось рефулировать 7 000 $м^3$ вместо предусмотренных 1 600 $м^3$ для островков в шпунтовых ограждениях.

При глубине 2 *м* и более и при значительных скоростях течения островки без ограждения из-за большого объёма отсыпки и размывающего действия потока становятся неэкономичными и от их применения отказываются, а переходят к островкам со шпунтовыми ограждениями.



Фиг. 456

На фиг. 456 показан островок в шпунтовом ограждении, где шпунтина в верхних направляющих зажата, а внизу забита в грунт. Направляющие схватки упираются в подкосы, а последние — в подкосные сваи. Этот тип островка прост и находит применение в СССР при глубине воды до 6 *м*. Размеры островка в плане должны быть такими, чтобы нож кессона отстоял от шпунтового ряда на расстоянии не менее 2 *м*. Это расстояние зависит от высоты островка и назначается с таким расчётом, чтобы кессон не опирался ножом на призму обрушения.

В табл. 37 даны основные размеры островка при глубине воды 2 — 7 *м* и при заполнении островка чистым песком.

Таблица 37

Глубина воды в *м*	h_1 в *м*	h_2 в *м*	*H* в *м*	*a* в *м*	*b* в *см*
2	2,5	2,2	4,7	1,6	6
4	4,5	3,9	8,4	2,9	14
5	5,5	4,8	10,3	3,5	18
6	6,5	5,7	12,2	4,2	23

При глубинах более 6 *м* приходится прибегать к длинным шпунтам.

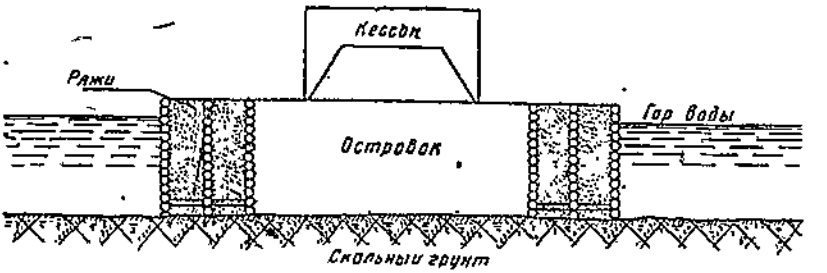
При глубине воды 6 *м* кессон площадью 72 $м^2$ требует площади островка 294 $м^2$, т. е. в четыре раза большей, чем площадь кессона. При большей глубине этот тип островка становится ненадёжным, и тогда шпунтовое ограждение может быть заменено ряжевым с заполнением грунтом (фиг. 457).

Островки с ряжевым ограждением для разных глубин применяются при скальном грунте, в который шпунтовые сваи не могут быть забиты.

В иностранной практике в последние годы при больших глубинах погружения нашли применение островки в цилиндрическом металлическом ограждении. В СССР изготовляется металлический шпунт типа Лакованна (см. выше) с замком, допускающий поворот одной шпунтины относительно другой. Шпунт типа Лакованна в стенке может работать на растяжение; это свойство шпунта позволяет приме-

нять его с удобством для ограждения островка круглого сечения без дополнительных внутренних креплений.

Прочность на разрыв замка шпунта Ларсенна равна 200 *т/пог. м* замка. Это даёт возможность определить наибольшую высоту островка.



Фиг. 457

При коэфициенте запаса 2 допускаемое усилие на растяжение замка будет равным

$$\frac{200}{2} = 100 \ т/пог.\ м \text{ замка.}$$

Действующее разрывное усилие P в ограждении

$$P = \frac{De}{2} \leqslant 100 \ т/пог.\ м \text{ замка,}$$

где D — диаметр островка;

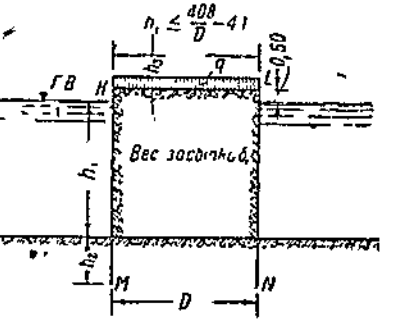
e — интенсивность горизонтального давления засыпки.

На уровне дна реки (фиг. 458)

$$e_{max} = (h_1 + h_3)\,\gamma_1\,\mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right); \quad (76)$$

здесь h_3 — приведённая к весу грунта засыпки нагрузка на поверхности островка.

Если принять нагрузку от кессона равномерно распределённой $q = 4\ т/м^2$, вес засыпки песка в воде $\gamma_1 = 1{,}2\ т/м^3$ (с учётом взвешивающего действия воды), вес засыпки над водой $\gamma_2 = 2{,}2\ т/м^3$, то h_3 будет равно



Фиг. 458

$$h_3 = \frac{4 + 0{,}75 \cdot 2{,}2}{1{,}2} = 4{,}7,$$

а

$$e_{max} = 0{,}49\,(h_1 + 4{,}7);$$

тогда h_1 определится из условия

$$h_1 \leqslant \frac{408}{D} - 4{,}7.$$

Глубина забивки шпунта может быть определена из условия невыпирания грунта под массивом по формуле глубины заложения.

Если принять нагрузку на поверхности островка в 4 $т/м^2$ и глубину заложения считать по Паукеру с коэфициентом запаса 1,25, то в общем виде глубину забивки можно определить так:

$$h_2 \geqslant K_1 + K_2 h_1;$$

K_1 и K_2 в зависимости от грунта даны в табл. 38.

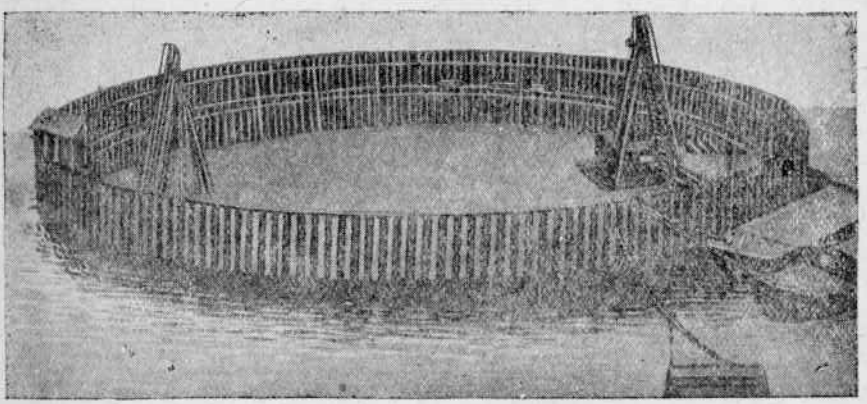
Таблица 38

Грунты	K_1	K_2
Илистый песок	1,78	0,48
Песок разнозернистый чистый	1,05	0,26
Гравий, галька	0,96	0,24
Плотная глина	0,15	0,05

Островки в металлическом ограждении получили большое распространение в США и Англии (фиг. 459).

При постройке опор моста в Новом Орлеане через Миссисипи диаметр островков был 35 *м* и высота 15 *м*; в Бризбене (Австралия) глубина воды 15,8 *м*, диаметр островка 10 *м*, глубина забивки 5 *м*.

С внедрением металлических ограждений, позволяющих опускать кессоны при значительной глубине воды, область применения массивных тяжёлых кессонов значительно расширяется.



Фиг. 459

б) Опускание с подмостей

1. Опускание кессонов с подмостей на цепях. В прошлом опускание кессонов производилось почти исключительно на цепях с подмостей, так как особых технических затруднений при опускании лёгких металлических кессонов не встречалось.

С появлением массивных железобетонных и деревобетонных кессонов, имеющих большой вес, опускание их с цепей оказалось затруднительным и экономически невыгодным, а поэтому больше не применяется. К опусканию с цепей прибегают при относительно лёгких кессонах, выполненных, например, из железобетона при каркасных пустотелых типах лёгкого веса.

К опусканию на цепях с подмостей приходится прибегать в том случае, когда невозможно устройство островка по местным условиям или при значительной глубине.

Опускание с цепей осуществляется с постоянных подмостей или пловучих подмостей. С постоянных подмостей возможно опускать при условии, если грунт дна реки принимает свайную бойку, и при глубине воды до 6 *м* устройство постоянных подмостей экономически оправдывается. При большой глубине или при невозможности устройства свайных оснований для постоянных подмостей по условиям грунта в ложе реки опускание на цепях производят с пловучих подмостей

2. Опускание на цепях с постоянных подмостей. Постоянные подмости устраиваются на местности, покрытой водой, и представляют собой различной сложности деревянную конструкцию на свайных основаниях, оборудованных подвесными устройствами, которые обеспечивают погружение колодца в воде.

Необходимым условием применения постоянных подмостей является такой грунт дна, в котором можно забить деревянные сваи.

Кессоны, опускаемые с постоянных подмостей, могут изготовляться на тех же подмостях или на стороне и доставляться к подмостям на барже или на других пловучих средствах в собранном виде.

На фиг. 460 дан тип подмостей, у которых устроен специальный настил, опёртый на свайный ростверк (нижний ярус). Верхний ярус приспособлен для размещения винтовых домкратов, посредством которых кессон подвешивается во время погружения. На верхнем ярусе устраиваются также краны для подвешивания шлюзовых аппаратов.

После изготовления кессон подтягивается на цепях с настила подмостей и последние удаляются, освободив пространство внутри основных подмостей для пропуска кессона во время опускания.

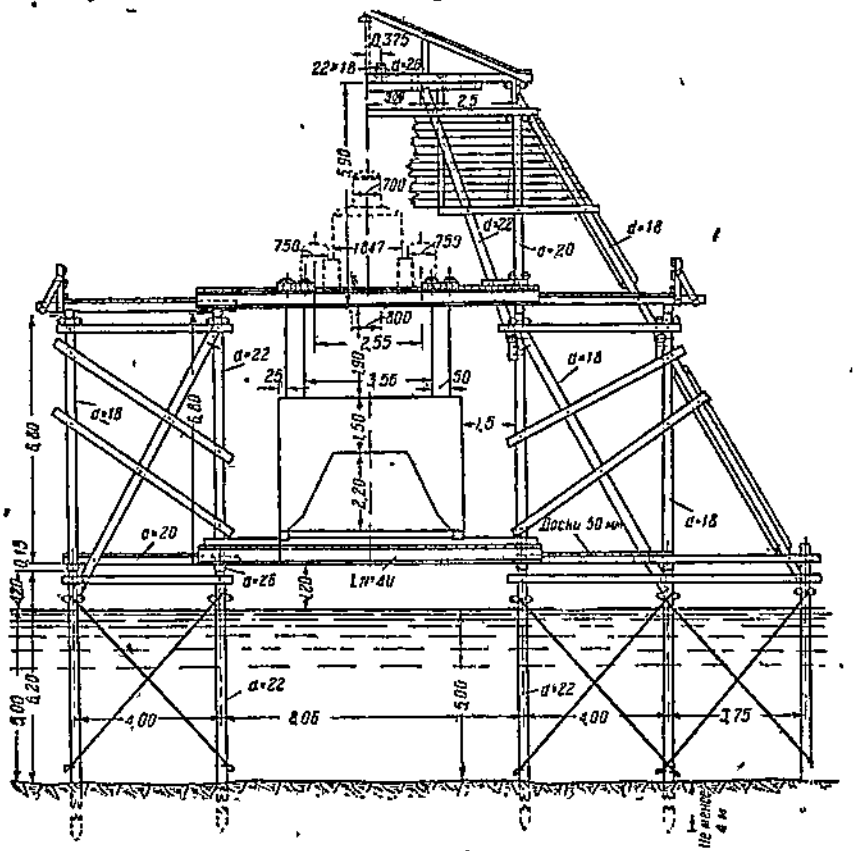
При подмостях со свободным внутренним пространством кессон, изготовленный вне подмостей, заводится обычно с низовой стороны по течению. Введённый кессон посредством цепей приподнимается с пловучих средств, а по удалении последних погружается.

Сооружение подмостей по этому типу позволяет одновременно с устройством кессона производить и постройку самих подмостей

3. Оборудования для подвешивания и опускания кессонов. Приспособления для подвешивания и опускания кессонов состоят из винтов (винтовых домкратов) и многозвенных тяг.

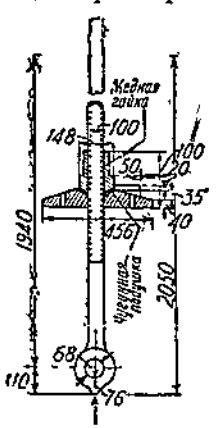
Винт снабжается ленточной резьбой и на нижнем конце имеет проушину, посредством которой соединяется с первым звеном цепи (подвески). Подвеска соединяется с проушиной винта пальцем. Верхний конец винта пропускается через медную гайку (фиг. 461), опирающуюся на чугунную подушку.

Медная гайка через шайбу соприкасается по шаровой поверхности с подушкой для обеспечения вертикального положения винта и



Фиг. 460

тяжей при неравномерном погружении (фиг. 462).



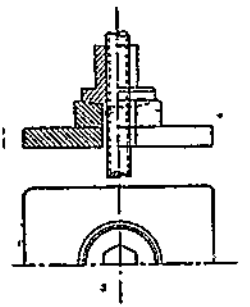
Фиг. 461

Чугунные подушки укладываются обычно на брусьях (фиг. 463). Элементы цепи подвески делаются обычно парные из полосовой или круглой стали (фиг. 464). Они соединяются друг с другом также посредством пальцев.

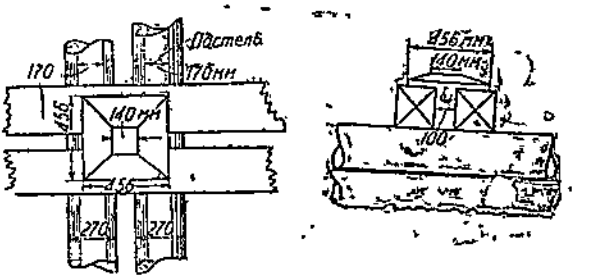
Нижние тяги, находящиеся в пределах камеры кессона, заделываются различно: в железобетонных кессонах чаще всего их оставляют в кладке, придавая вид крюка; в железных кессонах подвески ввинчиваются в заделанную неподвижную муфту. Длина звеньев цепи колеблется от 1 до 2 *м*; длинные элементы неудобны при наращивании и переноске.

Опускание или подъём кессона на винтах производится поворотом гаек ключом-трещёткой (фиг. 465); для вращения в обратную сторону

надо переключить на трещётке собачку. Наращивание цепей может производиться путём ослабления одного винта и передачей нагрузки

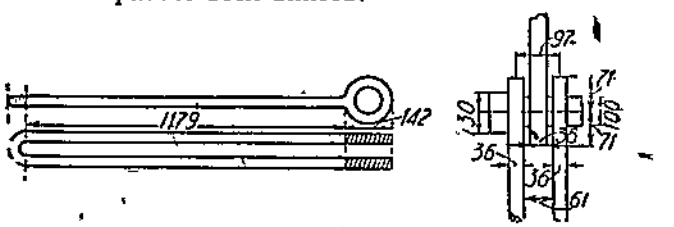


Фиг. 462



Фиг. 463

соседним, если учитывать перегрузку их на 50% от основной нагрузки при одновременной работе всех винтов.

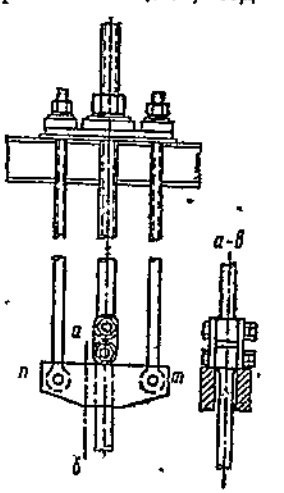


Фиг. 464

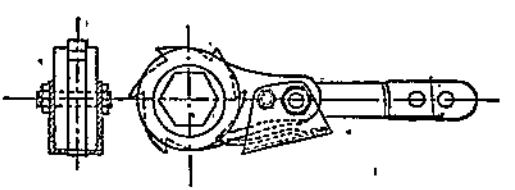
Чтобы избежать перегрузки цепей и винтов, имеется устройство (фиг. 466), при котором при перестановке винта работают щёки, подтянутые на болтах n и m к болту на подвеске.

На фиг. 467 даны подвесные приспособления, состоящие из отдельных звеньев крючков с проушинами длиной 0,5 *м*. Винты также заканчиваются крюками; длина винтовых нарезок 0,9 *м*. Вращение гаек производится ключами с аншпугами.

Подвесные приспособления (винты и тяги) перед употреблением в дело должны быть

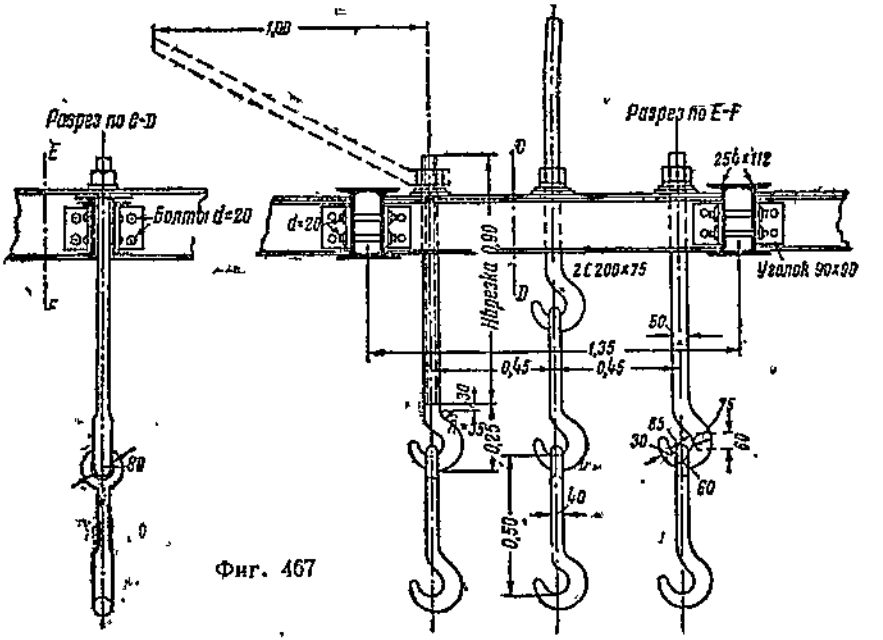


Фиг. 466

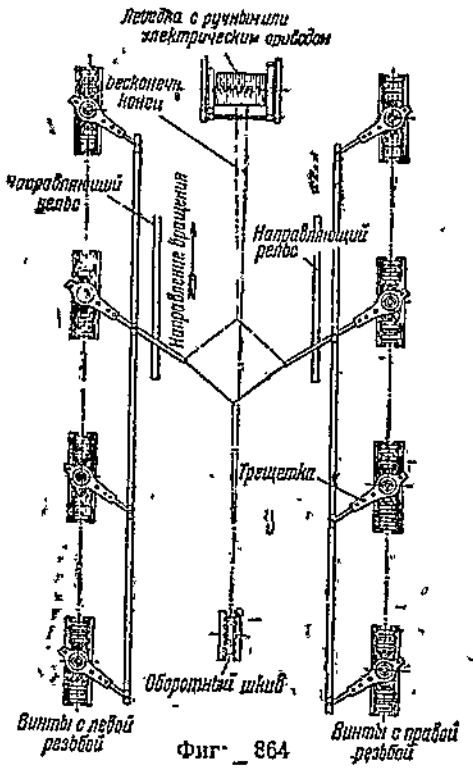


Фиг. 465

испытаны, а вся установка проверена расчётом на прочность в зависимости от передаваемой на них нагрузки.



Фиг. 467



Фиг. 468

Для равномерности опускания вращение винтовых гаек следует производить равномерно. Поэтому следует ручки отдельных трещёток соединять штангой, которая приводится в движение посредством лебёдки или механически.

На фиг. 468 дан подобный совместный привод винтов; колебательные движения трещёток осуществляются лебёдкой с бесконечным канатом. При опускании требуется надзор за работой всех винтов. Натяжение цепей проверяется остукиванием: по звуку можно определить равномерность их натяжения.

Неравномерность натяжения цепей может вызывать разрушение их и аварии при опускании; поэтому все винты должны быть одинаково обработаны и установка их должна быть тщательно проверена.

4. Погружение с пловучих подмостей. К опусканию кессонов с пловучих подмостей прибегают при глубине воды 6 *м* и более и при грунтах дна реки, не допускающих забивки свай. Применение их особенно целесообразно, когда опускается несколько кессонов один за другим с тех же подмостей.

Кессоны, погружаемые с пловучих подмостей, собираются иногда на настиле, расположенном на уровне бортов судов, которые убираются после изготовления кессона, а последний подвешивается на цепях к надстройке подмостей, обычно представляющей ригельно-подкосную систему, основанием для которой служат баржи или понтоны. Чаще же кессоны собираются на стороне и доставляются к месту опускания на пловучих средствах.

Материалы, необходимые для погружения кессона с пловучих подмостей, доставляются на баржах.

Сжатый воздух и электрическая энергия подаются с пловучих компрессорных и силовых станций.

Погружение кессона с постоянных подмостей не встречает затруднений. При пловучих же подмостях возникает необходимость надёжного закрепления подмостей на якорях; в процессе опускания необходимо постоянно проверять положение кессона, так как даже незначительные перемещения судов и волнения выводят кессон из проектного положения и вызывают различные расстройства в оборудовании. Последнее является отрицательной стороной опускания кессонов с пловучих подмостей.

На фиг. 469 и 469а представлены пловучие подмости, применённые для опускания пустотелого железобетонного кессона на постройке одного из мостов в СССР за последнее время. Подмости представляют ригельно-подкосную систему, собранную на двух баржах. Вся система состоит из ряда поперечных рам, связанных продольно брёвнами и укреплённых схватками и подкосами. Баржи расставлены с расстоянием между внутренними бортами 7,4 *м* при высоте борта 3,4 *м*. Баржи на уровне борта по концам связываются металлическими двутавровыми балками № 40.

На верхних прогонах подмостей укладывались брусья для подушек, винтовых домкратов и подвесных обустройств.

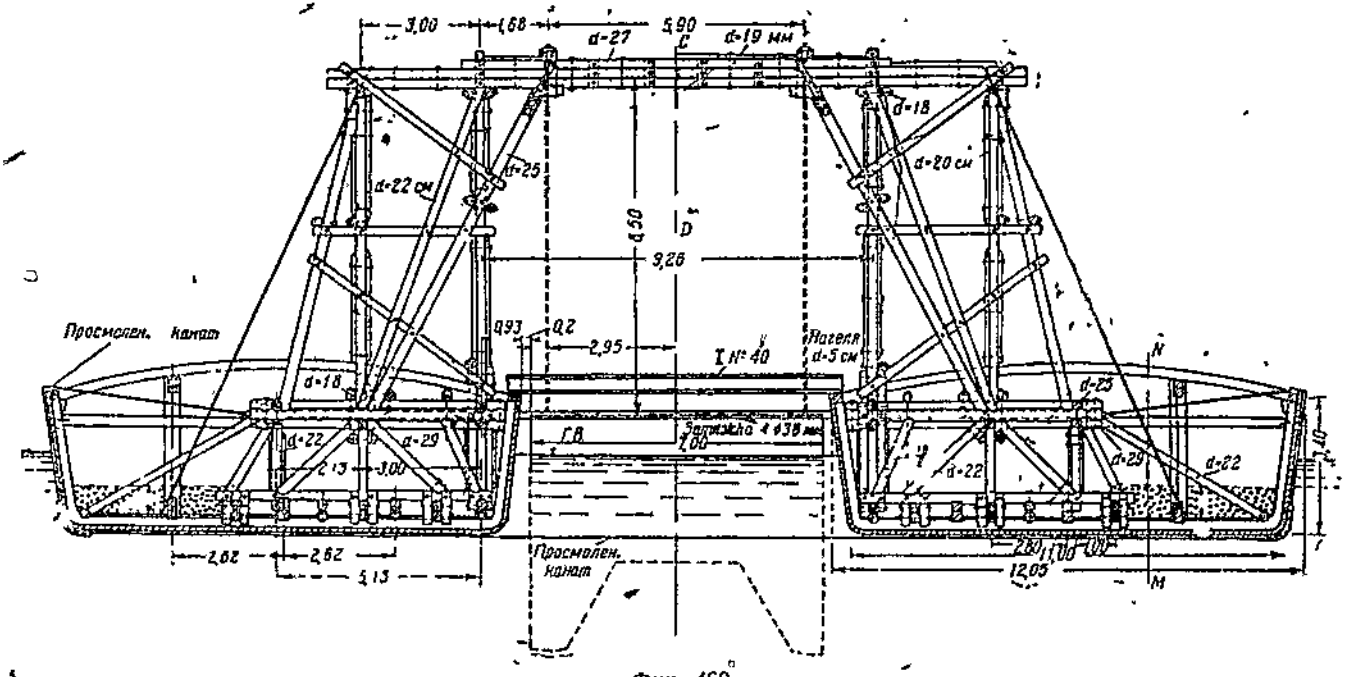
Постановка пловучих подмостей на место и закрепление их заняли двое суток.

Центр опускания кессона был закреплён посредством бакена на якоре.

Якори барж при глубине воды 12 *м* опускались на расстоянии 175 *м* от места установки барж; на каждый трос приходилось по два 0,5-*т* якоря.

Подмости в собранном виде с двумя подвешенными шлюзовыми аппаратами завозились буксирами выше места установки на 50 *м* и брались на носовые якори *C* и *D* (фиг. 469), а затем постепенным пропуском якорных цепей ставились на место и закреплялись на все цепи от якорей *A*, *B*, *C*, *D*, *E* и *F*.

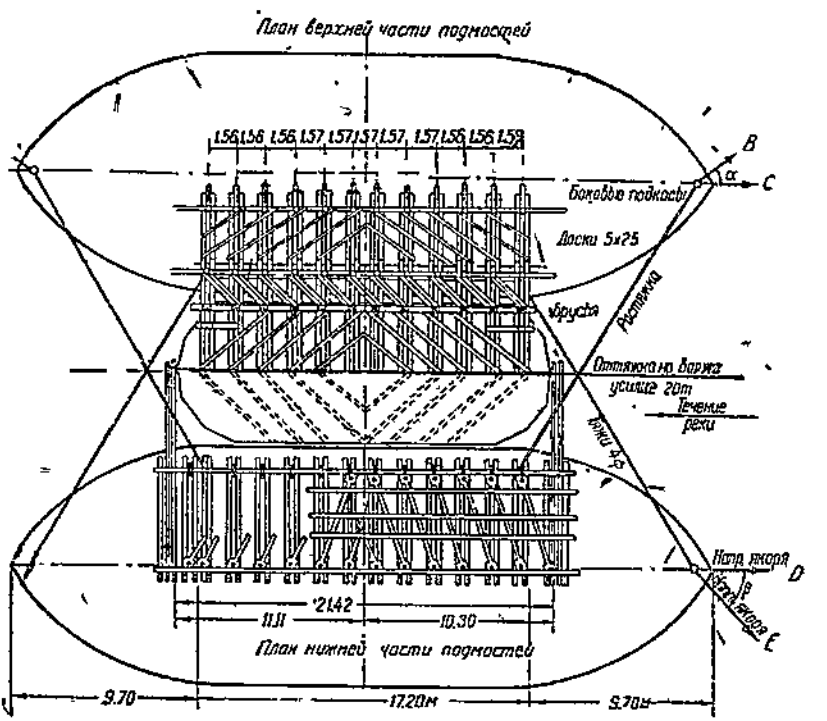
Якорные цепи навивались посредством лебёдок, установленных на баржах. Закрепление на воде пловучих подмостей проверялось расчётом при скорости течения 1 *м/сек*.


3,00
1,68
5,90
d-27
d-19 мм
d-18
d-20 см
d-22 см
d-25
4,50
9,26
0,93
0,2
2,95
I № 40
Просмолен. канат
Нагель d-5 см
d-18
d-22
d-29
2,13
3,00
Заглушка d 635 мм
1,00
d-25
d-29
d-22
d-22
4,10
2,62
2,62
5,13
Просмолен. канат
2,80
1,00
12,05
N
M

Фиг. 469

После установки, выверки и закрепления пловучих подмостей кессон вводился под кран и подвешивался к 24 цепям. Прежде чем приступить к опусканию кессона, составляли график, дававший возможность следить за возведением надпотолочной кладки, чтобы, с одной стороны, не перегружать цепей, а с другой стороны, не создавать излишнего напора на водонепроницаемую надкессонную обшивку.

Кессон на винтах опускался каждый раз после укладки по расчёту кладки (согласно графику).



Фиг. 469а

Разгрузка цепей достигалась подачей в камеру кессона воздуха, что увеличивало его пловучесть.

Наростка цепей производилась через одну, а домкратные винты опускались по двенадцати одновременно. Верх водонепроницаемой надкессонной обшивки держался выше уровня воды на 3 *м*. Средняя суточная скорость опускания равнялась 0,68 *м*. Подмости для наростки шахт позволяли устанавливать только одно звено, что замедляло работу по опусканию, а также и наростку водонепроницаемой обшивки, высота которой в данном случае лимитировалась габаритом подмостей.

Кессон поддерживался на цепях до погружения его в грунт на 3 *м*, затем цепи снимались, и далее погружение велось обычным порядком.

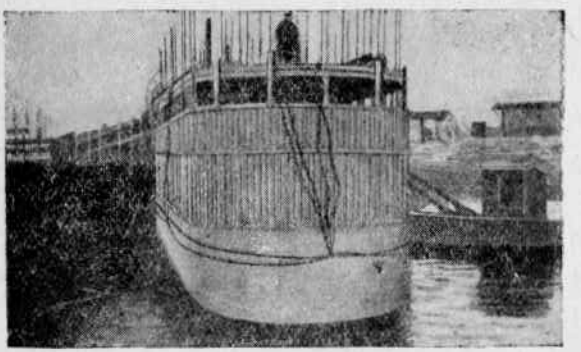
в) Опускание кессонов наплаву

1. Общие соображения. Кессоны, опускаемые с воды в плавающем состоянии, называют наплавными.

Сущность этого способа опускания заключается в том, что кессоны, построенные обычно в стороне от места погружения, опускаются на воду, затем буксируются к месту опускания и закрепляются там в пловучем состоянии вплоть до посадки в грунт.

От конструкции наплавного кессона как плавающего тела требуется, чтобы с момента спуска на воду и до его посадки в грунт он обладал достаточной устойчивостью (остойчивостью), а для расширения диапазона применения и облегчения обустройств, связанных с опусканием, конструкция его должна быть жёсткой, лёгкой и иметь малую осадку в воде.

Для сохранения состояния плавающего тела во время погружения кессона при возведении надпотолочной кладки последнюю приходится вести ниже горизонта воды и, следовательно, применять водонепроницаемую надпотолочную обшивку с надлежащим раскреплением её для восприятия гидростатического напора.



Фиг. 470

Эту обшивку часто называют понтоном, или перемычкой. Ответственными моментами этого метода являются: спуск кессона на воду, закрепление кессона посредством плавающего каравана на месте опускания и точная посадка кессона на грунт. После посадки кессона на грунт дна кессон погружается в грунт, подчиняясь уже обычным правилам, теряя специфические особенности наплавного кессона.

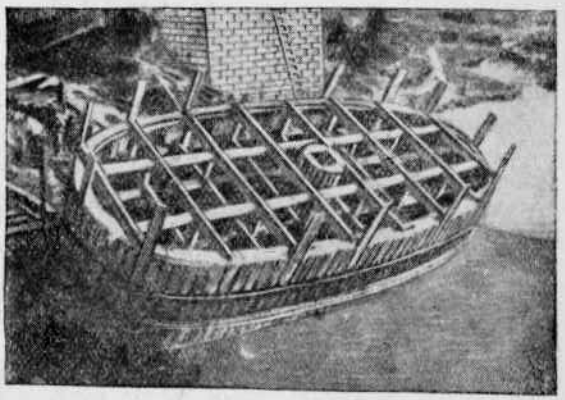
2. Изготовление кессона и приёмы спуска на воду. Конструкция камер наплавных кессонов была описана выше. Здесь следует сказать, что изготовляются они железобетонными, пустотелыми, деревянными и металлическими.

Надпотолочная обшивка, сообщая кессону свойство понтона, в деревянных и железобетонных кессонах делается деревянной, а в металлических может быть сделана из металла или дерева. Типы наплавных кессонов с надпотолочной перемычкой-понтоном показаны на фиг. 470 (железобетонный) и фиг. 471 (деревянный).

Одним из преимуществ наплавных кессонов является широкий выбор как материала для их изготовления, так и приёма спуска на воду, которые по местным условиям являются наиболее рациональными, чего нельзя сказать в отношении ранее рассмотренных методов. Известны примеры, когда наплавные кессоны изготовлялись более

чем за 40 *км* от места опускания. Рассмотрим возможные случаи изготовления и спуска наплавных кессонов на воду.

1) При наличии некрутого берега кессон может быть изготовлен и спущен по стапелю, схематическое устройство которого показано на фиг. 472. Стапель для спуска кессона должен иметь надводную и подводную части. Длина последней определяется глубиной погружения кессона при его всплывании. К наклонной поверхности стапеля прикрепляются шины, по которым при спуске скользит кессон (фиг. 473).

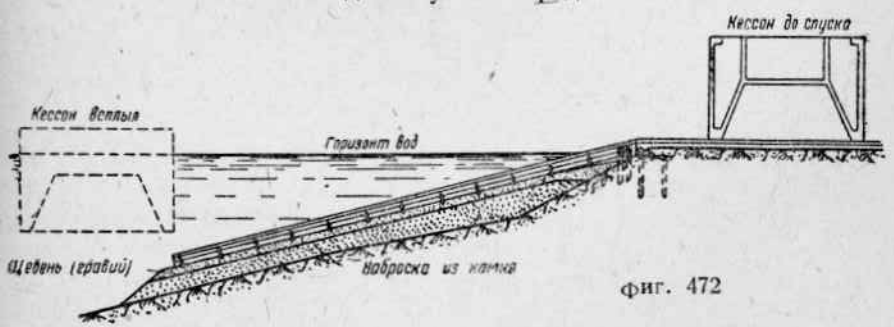


Фиг. 471

В настоящее время Мостотрест НКПС применяет пловучие стапели, представляющие собой плот с уложенными на нём рельсами (нитками) для спуска по последним кессона.

Береговой конец плота шарнирно соединён с надводной частью стапеля.

После того как кессон с надводной части стапеля будет сдвинут на плот, последний вместе с кессоном погружается в воду, пока плот не опустится на откос подводной части берега. Когда кессон окажется наплаву, т. е. после схода его со стапеля-плота, последний всплывает и может быть использован для спуска очередного кессона.



Фиг. 472

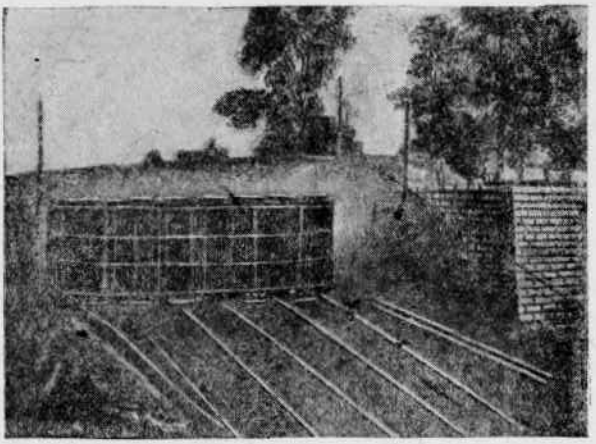
Таким способом можно опускать наплавные кессоны из различного материала: металлические, железобетонные и деревянные.

При спуске кессона по стапелю движущей силой являются собственный вес кессона и тяговое усилие P (обычно от лебёдки). Для замедления движения предусматриваются тормоза R (фиг. 474 и 475).

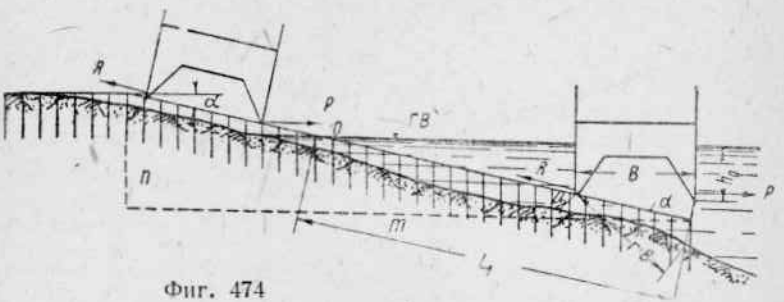
По достижении во время движения кессоном (задней банкеткой) точки O_1 (фиг. 475), отвечающей равенству моментов

$$Qc = Wd,$$

где Q — собственный вес кессона;
W — водоизмещение погружённой в воду части кессона;
c и d — соответствующие плечи (P и R предполагаются равными нулю),
реакция под передней по ходу банкеткой становится равной нулю.

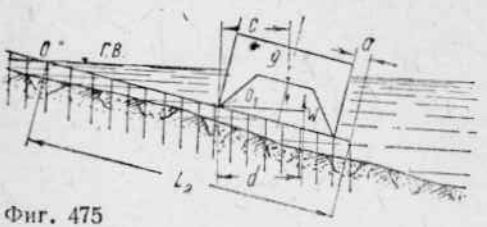


Фиг. 473



Фиг. 474

По достижении кессоном (задней банкеткой) точки O_2 (фиг. 474) реакция становится равной нулю и кессон под задней банкеткой оказывается полностью наплаву и при осадке h_0 отводится к месту опускания.



Фиг. 475

При скольжении металла по металлу уклон стапеля (тангенс угла α) может быть принят $^1/_4 - ^1/_7$. Тогда длина подводной части стапеля

$L_2 = OO_2 + B$ (фиг. 474),

или точнее

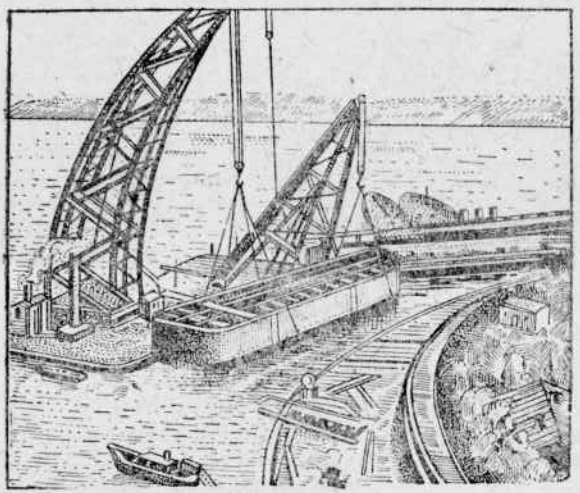
$L_2 = OO_1 + B + a$ (фиг. 475),

где B — ширина кессона;
a — запас в длине стапеля (около 1 *м*).

2) Наплавной кессон может быть изготовлен на подмостях при достаточной глубине у берега для обеспечения всплывания кессона. Изготовленный на подмостях кессон опускается на цепях в воду до глубины, при которой он может плавать. Эти подмости рассмотрены нами выше.

Этот приём может быть использован для изготовления и спуска металлических и железобетонных кессонов.

3) Наплавной кессон может быть изготовлен на берегу у причала так же, как и береговые кессоны, только лёгкого веса, снят плавучим



Фиг. 476

краном и опущен или на воду или предварительно на баржу, а с последней у места опускания на воду. На фиг. 476 показаны снятие металлического кессона с берега и постановка его на баржу.

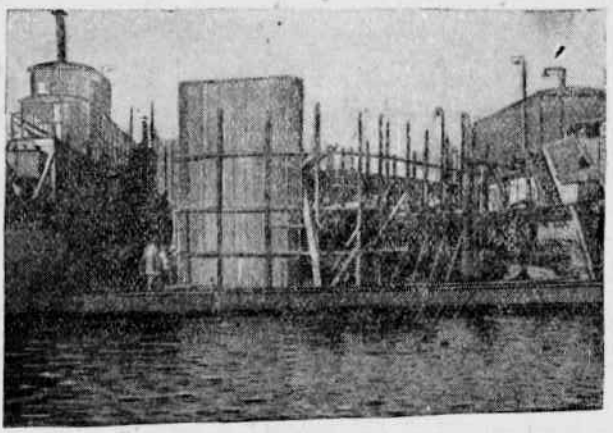
4) Наплавной кессон может быть изготовлен в котловане, отделённом от реки земляной перемычкой с затвором или без такового. Уровень котлована должен назначаться на такой отметке, чтобы по затоплении котлована кессон мог всплыть и быть выведенным в реку. При этом способе целесообразно применять тяжёлые железобетонные наплавные кессоны.

5) Можно также воспользоваться весенним подъёмом воды в реке и кессон изготовить зимой в затонах или пользоваться морским приливом.

6) Иногда выгодно на короткий срок для изготовления кессонов арендовать плавучий док, изготовить на нём кессоны и спустить на воду, пользуясь изменением осадки дока (фиг. 477). Таким способом были изготовлены и опущены в СССР за последнее время кессоны для ряда выстроенных мостов.

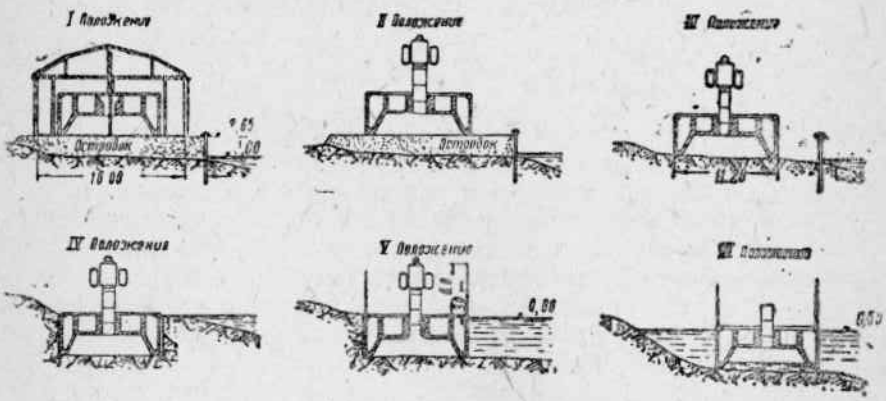
7) Для изготовления и спуска на воду тяжёлых и больших в плане кессонов может быть применён способ предварительного опускания в грунт, который применялся в СССР в 1934 г. при постройке одного из мостов.

Способ этот заключается в том (фиг. 478), что изготовленный на берегу кессон (положение *I*) загружается балластом и опускается под



Фиг. 477

сжатым воздухом на глубину, при которой он в состоянии плавать после удаления балласта (положения *II*, *III* и *IV*). Тогда со стороны реки вырывается канал или отрывается грунт вокруг кессона и по-



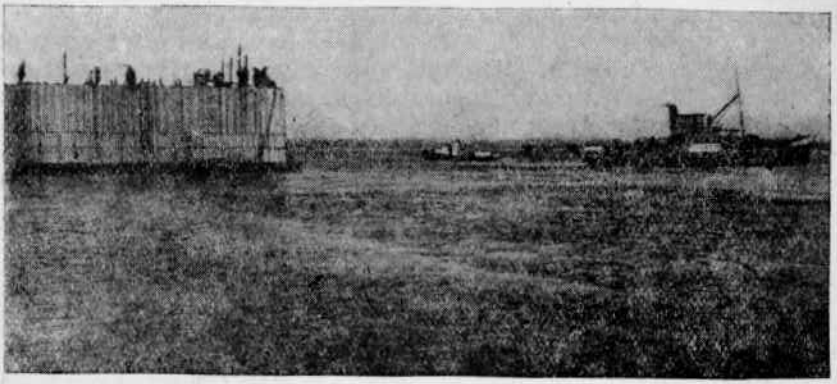
Фиг. 478

следний всплывает и отводится в реку (положения *V* и *VI*). Следует отметить особую целесообразность спуска железобетонных тяжёлых кессонов методом предварительного опускания в грунт на берегу.

8) Можно собрать наплавной кессон на понтоне и затем отвести на глубокое место, где загружением балласта затопляют его; при этом

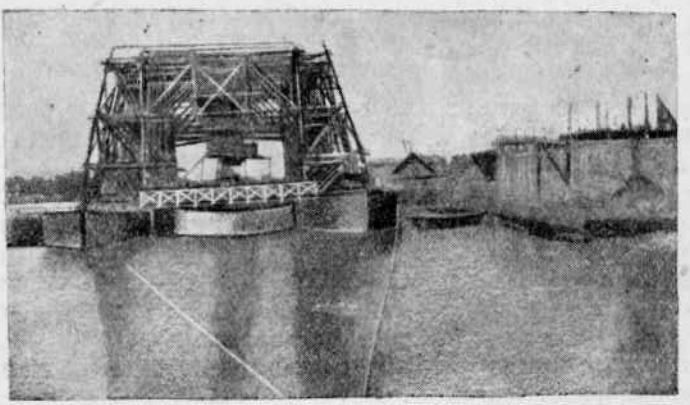
кессон всплывает и отводится на место опускания; потом после удаления балласта (воды) из понтона последний поднимается сжатым воздухом.

3. Подводка кессонов к месту опускания. Наплавной кессон, спущенный на воду одним из рассмотренных выше



Фиг. 479

способов, подводится к месту погружения буксирными пароходами. На фиг. 479 показана буксировка железобетонного кессона. На кессоне установлена надпотолочная водонепроницаемая обшивка. На



Фиг. 480

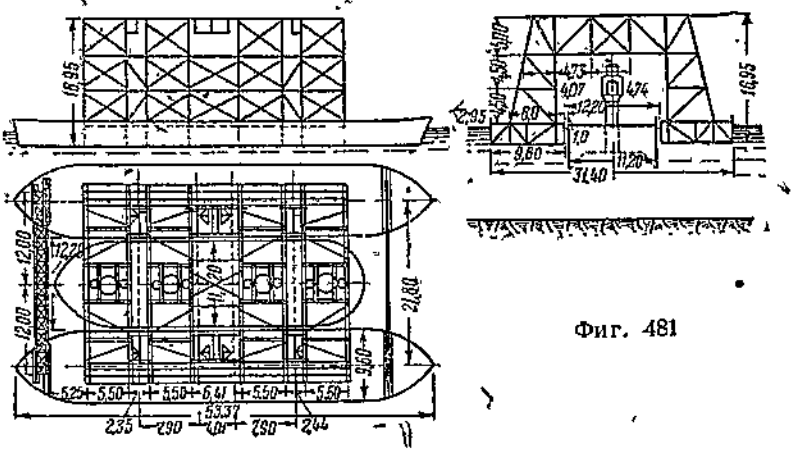
фиг. 480 и 481 показана буксировка кессона, спаренного с двумя баржами, на которых возведены подмости — кран, обслуживающий кессон при опускании.

При подводке наплавных кессонов к месту опускания в том случае, когда необходимо уменьшить осадку кессонов в воде (например, недостаточная глубина реки), в камеру кессона подаётся сжатый

воздух, чем облегчается вес кессона, в результате чего уменьшается его осадка (вследствие противодавления снизу вверх). Для этой цели на пароходе или на спаренных подмостях устанавливаются компрессоры, которые посредством гибких шлангов обеспечивают подачу воздуха.

К этому способу также приходится прибегать при спуске кессонов с плавучего дока при недостаточной осадке.

4. Закрепление наплавного кессона на месте погружения. Доставленный к месту опускания наплавной кессон нуждается в надёжном закреплении на время погружения, пока кессон, пройдя воду, не углубится достаточно в грунт. Здесь будут рассмотрены два случая закрепления кессона, которые встречаются в практике СССР, а именно: летний и зимний. В первом случае



Фиг. 481

наплавной кессон удерживается на открытой воде посредством закрепления каравана судов. Во втором случае при наличии льда наплавной кессон раскрепляется тросами и чалками.

5. Закрепление каравана при опускании кессона. Общие соображения и технические требования для закрепления кессона. На фиг. 482 показана одна из схем закрепления каравана для удержания наплаву кессона. На фигуре даны пояснения пловучих и такелажных средств.

Накопившийся опыт (сопровождавшийся иногда авариями) показал, что перед установкой каравана обязательно требуется проверить схему закрепления расчётом.

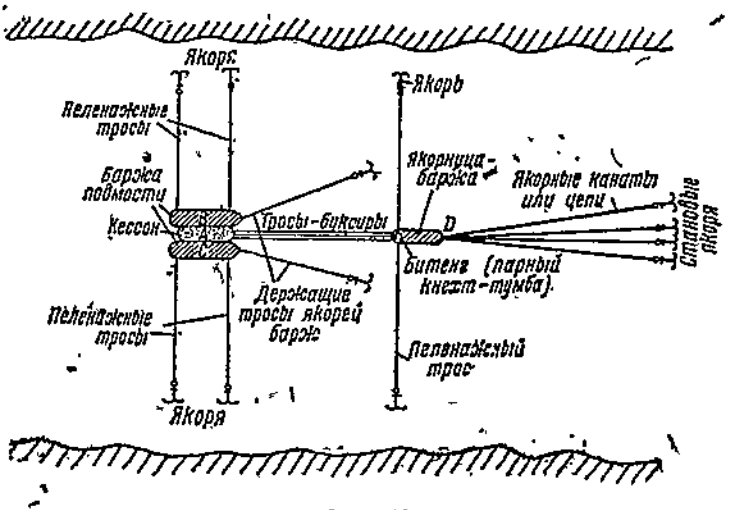
Элементами проверочного расчёта является судовой такелаж, работающий в условиях рывков, ударов и внезапных дополнительных нагрузок со значительным превышением статических.

При определении натяжения якорных канатов и цепей кроме статических сил необходимо учитывать и динамические инерционные силы в случаях:

1) движения и остановки кессона, когда травят (опускают) их для постановки кессона на проектное место (движение по течению реки и боковые колебания);

2) движения кессона вокруг точки прикрепления основного держащего троса (фиг. 483, точка O), вокруг якоря, держащего кессон (точка O_1).

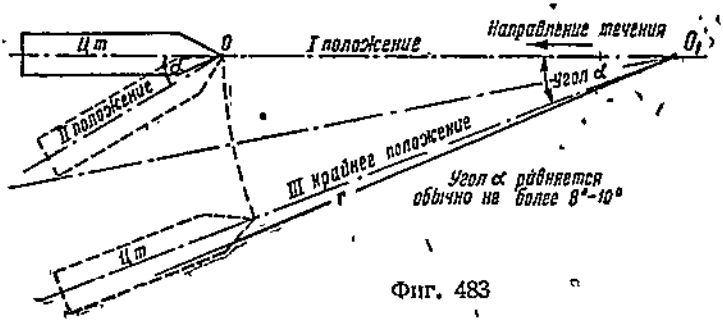
При назначении числа держащих (становых) якорей (фиг. 482) следует иметь в виду аварийный момент и добавлять лишнюю цепь



Фиг. 482

или трос с якорем на случай удара судном, что на практике случается часто. При подсчёте статически действующих сил на кессон во время постановки его на дно следует считаться с поворотом кессона, хотя эту постановку требуется делать в тихую погоду. Угол поворота кессона колеблется в пределах $8 \div 10°$.

При назначении порядка сооружения опор рекомендуется начинать опускание кессонов с речных опор, так как закрепить кессоны



Фиг. 483

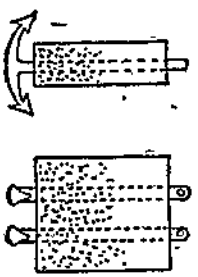
при опускании наплаву без колебаний из стороны в сторону невозможно, а это отражается на точности опускания кессона на дно и величине размеров обрезов фундамента; может встретиться необходимость в некотором смещении оси моста, если опускание кессона попадает в неблагоприятные гидродинамические условия.

Точность постановки кессона на дно зависит от мощности такелажа; поэтому надо учитывать это обстоятельство при пользовании имеющимися средствами.

Обрез фундамента мостовых опор, сооружаемых при помощи кессонов наплаву, обычно колеблется в пределах 0,5 — 0,8 *м*. Точность постановки кессона на дно следует задавать в пределах 0,25 — 0,50% этих размеров, но не менее $\pm 0{,}15$ *м*.

Для определения размеров обреза фундамента следует исходить также из того положения, что точность опускания всякого кессона равна 0,01 полной глубины опускания от горизонта воды, а размер обреза должен быть не менее двойной величины точности.

Данные для расчёта закрепления каравана необходимо брать для момента подхода кессона ко дну, учитывая при этом размыв в момент подхода ко дну не менее 1 *м*, так как при приближении кессона ко дну начинается размыв грунта от увеличения донной скорости течения под кессоном.



Фиг. 484

Система крепления кессона на якорях делается независимо от системы закрепления судов у кессона (фиг. 482).

Жёсткое крепление кессона с баржами подмостей, охватывающих кессон, следует делать только к моменту окончательной установки кессона на дно.

Порядок вывода каравана на реку следующий. Сначала выводится и закрепляется на держащих якорях и цепях переднее судно, которое называется якорницей (фиг. 482), затем выводится кессон и закрепляется на держащих (буксирных) тросах, закреплённых за кормовые битенги якорницы [1]. В этот первоначальный момент кессон должен стоять выше своего проектного положения для возможности выравнивания якорных цепей путём постепенного их травления (попуска); баржи, обслуживающие кессон и несущие на себе подмости и оборудование для кессона, выводятся к кессону и укрепляются на своих держащих тросах и якорях. После укрепления держащих тросов забрасываются пеленажные (боковые) якори барж для удержания кессона от боковых колебаний.

Якорница также раскрепляется пеленажными боковыми тросами на якорях.

Закрепление якорницы выгоднее и безопаснее осуществлять посредством мощных цепей диаметром 60 *мм* и якорей весом 5 — 6 *т*; при недостаточном весе имеющихся якорей надлежит изготовлять специальные железобетонные якори (фиг. 484); для возможности выравнивания якорных цепей кессон ставят в первоначальный период опускания выше проектного положения на расстоянии до 60 *м*.

После выравнивания всех цепей троса кессон опускается и ставится выше проектного места на 5 — 7 *м*.

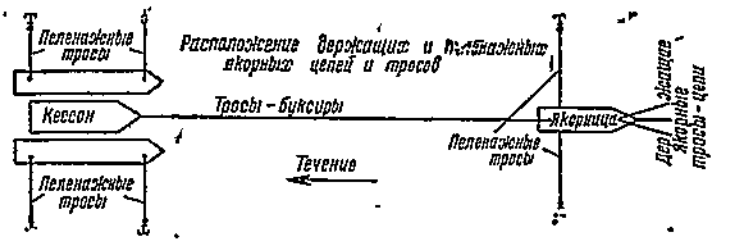
---

[1] Битенгами называются спаренные кнехты (тумбы), устанавливаемые на якорнице.

Когда при опускании кессона остаётся до дна 0,5 — 1,5 *м*, кессон спускается ещё раз путём весьма медленного с перерывами травления держащих кессон тросов и останавливается выше проектного места на 0,30 *м*. В этом состоянии кессон погружается на дно, так как практикой установлено, что на первых 1,0 — 1,5 *м* погружения в грунт кессон нередко спускается вниз по течению реки на 0,30 *м*, что зависит от прочности грунта дна.

Наблюдениями также установлено, что опущенные якори за срок до одного месяца оползают; это оползание якорей в песчаных грунтах составляет 1 — 2 *м*, а в глинистых грунтах 0,30 — 0,50 *м*.

Для установки кессона в проектное положение следует якорницу и кессон устанавливать по отношению к течению реки так, чтобы центр кессона совпадал с проектным положением. Для этих целей прибегают также к забрасыванию с кормы якорницы (где закреплены держащие буксирные тросы) пеленажных якорей, набивая которые можно поставить кессон на проектное место (фиг. 485).



Фиг. 485

Для разворачивания кессона по осям пользуются четырьмя пеленажными якорями, посредством которых кессон ставят по осям.

Якорные тросы обычно бывают стальными и берутся диаметром не менее 32 *мм*. Тросы, как и цепи, предварительно испытываются на разрыв. Коэфициент запаса следует назначать: для держащих тросов 4 — 5, для пеленажных — 3, для цепей — 2.

Держащие силы якорей назначаются в зависимости от их веса с коэфициентами запаса: для песчаных грунтов 5 — 6, для глинистых 10 — 12 и даже до 15. Эта держащая сила является предельной, т. е. если будет превзойдено это натяжение, якорь может начать дрейфовать, что особенно опасно при установке кессона на дно.

Держащие силы якорей могут быть увеличены на вес, равный половине длины якорной цепи, лежащей на дне в набитом (натянутом) состоянии. Цепь, лежащая на дне, называется шеймой.

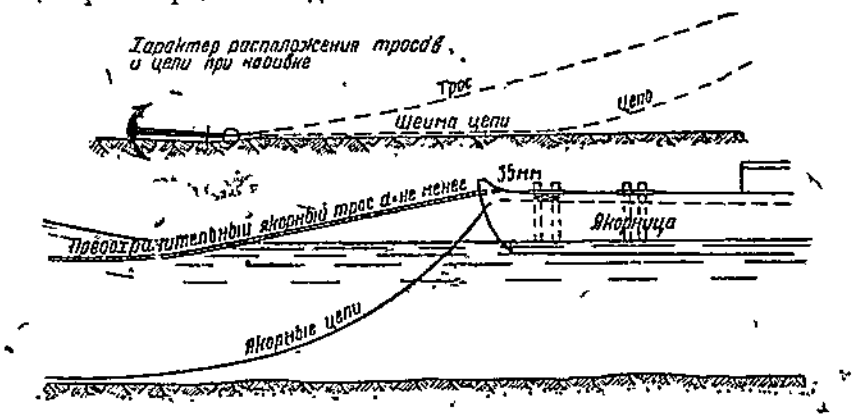
Чем больше расстояние, а значит, чем длиннее трос между якорницей и кессоном, тем плавнее и мягче воспринимаются якорницей удары и рывки кессона; удар поглощается большой длиной троса, но длинные тросы увеличивают фронт случайных аварий от толчков проходящих судов, навалов судов и боковых виляний кессонов.

Забросна якорей для якорницы не рекомендуется на тросах, так как якори на длинных тросах работают хуже, чем на цепях (фиг. 486).

Тросы рационально применять для прикрепления кессона к якорнице, а также забрасывать для пеленажных якорей большого веса — до 3 *т*.

Независимо от расчёта для исключения аварии каравана следует применять следующие мероприятия на самом караване: установить круглосуточное дежурство с определёнными вахтами; установить световые сигналы и сирены с подачей сигналов уменьшения хода при угрозе наплыва, пожара, обрыва якорных цепей, сдаче якорей и т. д.; проверять состояние кнехтов всех якорных тросов и цепей один раз в сутки; забрасывать с якорницы предохранительный якорь для восприятия первого удара (фиг. 486) и т. д.

Мероприятия для судоходства: ограждение места стояния каравана постами судоходного надзора; издание правил прохода судов каравана с указанием скорости плавания и пр.; содержание дежурного парохода с круглосуточной вахтой для надзора и оказания помощи при авариях и т. д.



Фиг. 486

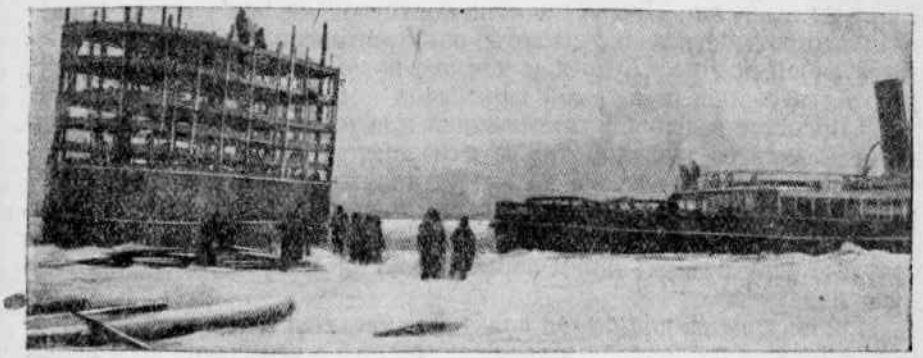
6. Раскрепление кессона посредством чалок. В зимних условиях представляется возможность не прибегать к креплению кессона на воде посредством каравана, а, пользуясь ледяным покровом, обходиться креплением посредством чалок и тросов.

После ледостава кессон буксируется к месту опускания по пробитой ледоколом во льду полынье (фиг. 487). Толщина льда при буксировке кессонов моста через Волгу у Саратова в январе составляла 0,50 *м*.

Чтобы держать кессон в проруби на месте опускания, он посредством троса буксира укреплялся через лебёдку на льду в 100 *м* от своей носовой части. Положение железобетонного кессона на льду с возведённой перемычкой и надкессонным краном с расчалками показано на фиг. 488. Эта установка крепления позволяла также маневрировать с постановкой кессона на дно по проверке.

7. Погружение наплавного кессона в воду и постановка на дно. После закрепления кессона наплаву погружение кессона в воду и постановка на дно ведутся в строгом соответствии с заранее разработанным графиком опускания.

Перед началом погружения в воду наплавного кессона и в течение всего времени опускания до дна надлежит производить промеры глубины непосредственно около кессона. Кроме того, перед самым нача-



Фиг. 487

лом работ дно в пределах площадки кессона должно быть тщательно освидетельствовано водолазом в целях выяснения рельефа дна, характера грунта, распределения скоростей по дну, а также устранения препятствий в виде камней и т. д., которые могут оказаться на дне.

При неровном профиле дна его надлежит заблаговременно спланировать, бугры срезать, ямы заложить мешками с глиной. Если в момент подхода ножа кессона ко дну начнётся размыв дна, то он должен устраняться наброской в размываемых местах.

Вокруг наружной кромки ножа мешки должны быть уложены также после врезки ножа в дно в целях предупреждения начинающегося размыва грунта у кессона.



Фиг. 488

Под защитой водонепроницаемой подшивки перемычки понтона над потолком кессона начинают возводить кладку. Порядок ведения кладки и объём её определяются в зависимости от погружения кессона. Кладка ведётся обязательно симметрично от торцов к середине

и обратно и вначале сплошь от площади кессона, а далее только у стен.

Для контроля соответствия возведённой кладки погружению кессона рекомендуется прочерчивать цветным карандашом по обшивке снаружи и внутри. При устройстве кольцевой кладки следует применять быстро действующие цементы, обеспечивающие получение кладки достаточной прочности, прежде чем она получит расчётную нагрузку, работая в составе кольцевой перемычки кессона.

В процессе ведения надпотолочной кладки производится наращивание элементов шахтной трубы и водонепроницаемой обшивки.

Перед посадкой кессона на дно устанавливаются шлюзовые аппараты, и самая посадка осуществляется при наличии сжатого воздуха. За некоторое время перед достижением кессоном дна вдувают в рабочую камеру воздух; таким образом, кессон получает дополнительную плавучесть.

При посадке на дно, когда нож точно касается его, проверяют проектное положение кессона и выправляют его, о чём говорилось выше. Когда положение кессона после маневрирования попусками будет найдено правильным, дутьё воздуха в камеру кессона прекращают. Воздух уходит под нож, и кессон постепенно садится на дно, теряя плавучесть. Если при новой проверке окажется, что кессон сел неправильно, его снова вдуванием воздуха приподнимают, и положение маневрированием выправляется.

Опускание наплавного кессона во взвешенном состоянии без передачи давления через нож производится до тех пор, пока он не углубится в грунт на глубину, достаточную для обеспечения его устойчивости.

Минимальное значение глубины t определяется расчётом в соответствии с характером напластования грунта.

Если дно сложено из ила или других слабых грунтов, не гарантирующих устойчивости кессона, опускание во взвешенном состоянии должно производиться до тех пор, пока кессон не углубится достаточно надёжно в грунт.

При песчаных грунтах выведение надкессонной кладки до уровня воды в реке может производиться только после того, как нож кессона углубится в грунт дна реки на глубину t, которая назначается не меньше чем

$$t = 2{,}4\,\frac{H}{a},$$

где t — глубина врезки ножа у колодца кессона в грунт в $м$;
H — глубина воды на месте опускания в $м$;
a — ширина кессона по низу.

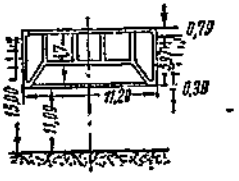
При опускании кессона на глубину t от дна реки возведение надкессонной кладки производится строго в соответствии с графиком, который составляется с учётом действия всех сил в процессе опускания и предусматривает порядок возведения кладки, гарантирующей устойчивость опускания кессона.

График надкессонной кладки для случаев проходки в неустойчи-

Схема погружения кессона до дна

I положение

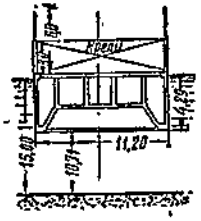
Спуск на воду



Вес кессона 942,12 *т*
Полная осадка 3,91 *м*
Надводный борт 0,79 *м*

II положение

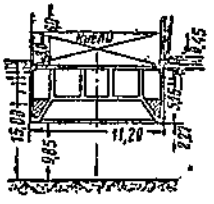
Установка полуторного звена обшивки



Увеличение веса на 155 *т* (обшивка и крепи)
Полная осадка 4,29 *м*
Надводный борт 0,41 *м*

III положение

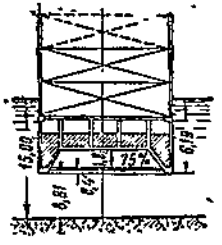
Равномерное бетонирование консолей



Кубатура уложенного бетона 142,74 *м*
Вес уложенного бетона 357 *т*
Полная осадка 5,15 *м*
Напор на обшивку 0,45 *т/м²*

IV положение

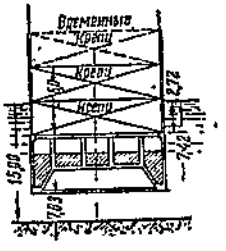
Равномерное бетонирование потолка на половину высоты



Кубатура воздуха, поданного в камеру, 506,3 *м³*, что составляет 75% полного объёма камеры.
Уменьшение веса кессона на 506,3 *т*
Полная осадка 6,19 *м*

V положение

Впуск воздуха в камеру на 75% от объёма



Кубатура бетона, уложенного в потолок, 308,92 *м³*. Полная кубатура бетона, уложенного от ножевой балки, 451,66 *м³*. Увеличение веса кессона 0 371 *т*. Полная осадка 7,42 *м*. Напор на обшивку 2,72 *т/м²*

VI положение

Равномерное бетонирование потолка доверху
Кубатура бетона, уложенного в потолок, 308,92 *м³*
Полная кубатура бетона, уложенного от ножевой балки, 760,58 *м³*
Увеличение веса кессона 901,9 *т*

VII положение

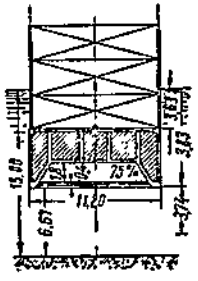
Возведение надпотолочной кладки на 3 *м* над потолком кессона. Кладка возводится с оставлением колодцев
Площадь колодцев 206,67 *м²*
Площадь кладки 206,33 *м²*
Кубатура надпотолочной кладки 619,5 *м³*
Полная кубатура бетона, уложенного от ножевой балки, 1 380,08 *м³*
Увеличение веса кессона 1 540 *т*

VIII положение

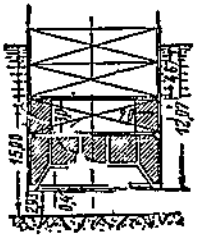
Возведение надпотолочной кладки 5,42 *м* над потолком кессона. Воздух в камере отдут на 100%
Установка кессона на дно
Дополнительная кубатура надпотолочной кладки 500 *м³*
Полная кубатура бетона, уложенного от ножевой балки, 1 880,08 *м³*
Увеличение веса кессона 1 246 *т*

IX положение

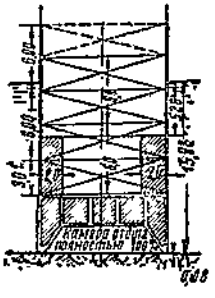
Заполнение колодца кладкой на высоту 5,42 *м* над потолком кессона с оставлением проектных колодцев. Дополнительная кубатура надпотолочной кладки 822,1 *м³*. Полная кубатура бетона, уложенного от ножевой балки, 2 702,8 *м³*
Увеличение веса 2 055,25 *т*
Реакция грунта на 1 *пог. м* ножа 22,4 *т*
Устанавливаются шлюзовые аппараты, начинается погружение кессона в грунт дна реки; 1 *м* погружения соответствует 2 *м* кладки



Полная осадка 8,33 *м*
Напор на обшивку 3,63 *т/м²*



Полная осадка 12,07 *м*
Напор на обшивку 4,67 *т/м²*



Полная осадка 15,08 *м*
Напор на обшивку 5,26 *т/м²*

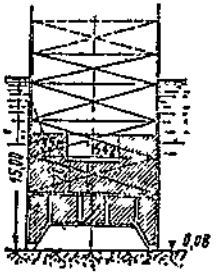
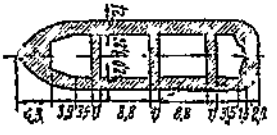


Схема колодцев надпотолочной кладки в положениях VII, VIII



Площадь колодцев 206,67 *м²*
Площадь кладки 206,32 *м²*

Фиг. 489

Зак. 3346

вых грунтах дна реки должен составляться без учёта передачи давления на грунт под банкеткой.

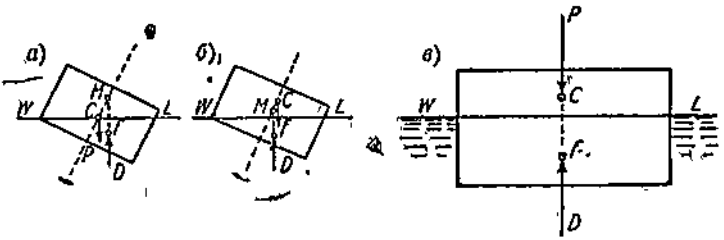
При проходке первых 3 *м* в грунте для кессона с отношением ширины a к глубине воды H по мере опускания $\frac{a}{H} < 0{,}7$ — давление на грунт под банкеткой не допускается.

Для грунтов, обладающих несущей способностью, давление под банкеткой назначается по условиям, как для открытой поверхности. На фиг. 489 дан график опускания и загрузки при погружении наплавного кессона.

§ 37. ПРОВЕРКА ОСТОЙЧИВОСТИ НАПЛАВНОГО КЕССОНА

При проектировании наплавных кессонов и разработке последовательности загрузки во избежание аварий следует проверить остойчивость наплавного кессона.

Пловучий кессон, как и всякое тело, находится в покое, если действующие на него силы находятся в равновесии.



Фиг. 490

Пусть на кессон, находящийся в равновесии и горизонтальном положении, подействовала внешняя сила и кессон накренился. В этом же положении (фиг. 490) на кессон действуют две равные, но противоположные силы: вес P и поддерживающая сила воды D (взвешивающее действие воды — реакция воды).

Вес P приложен в центре тяжести кессона, поддерживающая сила воды D проходит через центр тяжести F — объёма подводной части кессона (центр водоизмещения).

Силы P и D или образуют пару сил с некоторым плечом или лежат на одной прямой, взаимно уравновешиваясь. Пара сил (фиг. 490, *а*) может вернуть кессон в исходное горизонтальное положение или будет его опрокидывать (фиг. 490, *б*).

Оба эти случая определяются положением относительно центра тяжести кессона C точки M (метацентра) — пересечения направления поддерживающей силы воды с осью плавающего кессона. Если точка M лежит выше C, то обе силы образуют пару, стремящуюся возвратить кессон в горизонтальное положение.

Этот случай называют остойчивым (остойчивость есть способность судна возвращаться в первоначальное положение после прекращения действия сил, вызывающих крен).

Если точка пересечения M находится ниже центра тяжести кессона C, то пара сил получает направление, стремящееся увеличить крен; кессон неостойчив и может опрокинуться в воде. Если точка M совпадает с центром тяжести кессона C, то кессон находится в состоянии безразличного равновесия. Если кессон на тихой воде стоит без крена (прямое положение, фиг. 490, *в*), то силы P и D находятся на одной вертикали.

Пусть плавучий кессон при весе P с центром тяжести точки C дал крен на угол φ (фиг. 491). Грузовая ватерлиния его в этом случае переместилась из положения WL в положение W_1L_1, а центр водоизмещения — из положения F_0 в положение F.

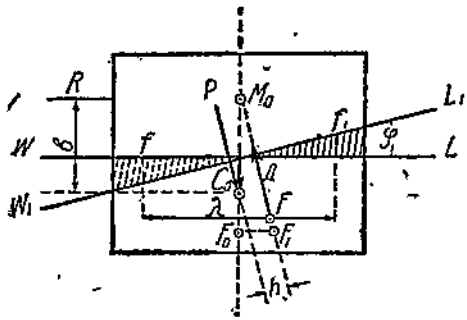
Тогда восстанавливающий момент будет равен

$$M = Dh,$$

но силы D и P равны; поэтому

$$M = Ph.$$

Продолжим поддерживающую силу D до пересечения с диаметральной плоскостью кессона, тогда получим точку M_0 (метацентр).



Фиг. 491

Величина M_0C_0 называется метацентрической высотой, величина M_0F_0 — поперечным метацентрическим радиусом, который обозначен через ρ; величина C_0F_0 есть возвышение центра тяжести над центром водоизмещения; обозначим её через a.

Тогда

$$M = P\,(\rho - a)\,\sin\varphi.$$

Для приближённого вычисления поперечного метацентрического радиуса ρ кессона, имеющего прямоугольное сечение, можно пользоваться формулой

$$\rho = \frac{b}{12t},$$

где b — ширина кессона;
t — глубина погружения.

Подставляя значение ρ в приведённую выше формулу для M, получаем выражение для метацентрической остойчивости в окончательном виде:

$$M = P\left(\frac{b}{12t} - a\right)\sin\varphi,$$

Выражение, стоящее в скобках, является характеристикой остойчивости; отрицательное значение его показывает, что положение неустойчиво.

Глава VI

ОСОБЫЕ ВИДЫ КЕССОНОВ

§ 38. КОСЫЕ КЕССОНЫ

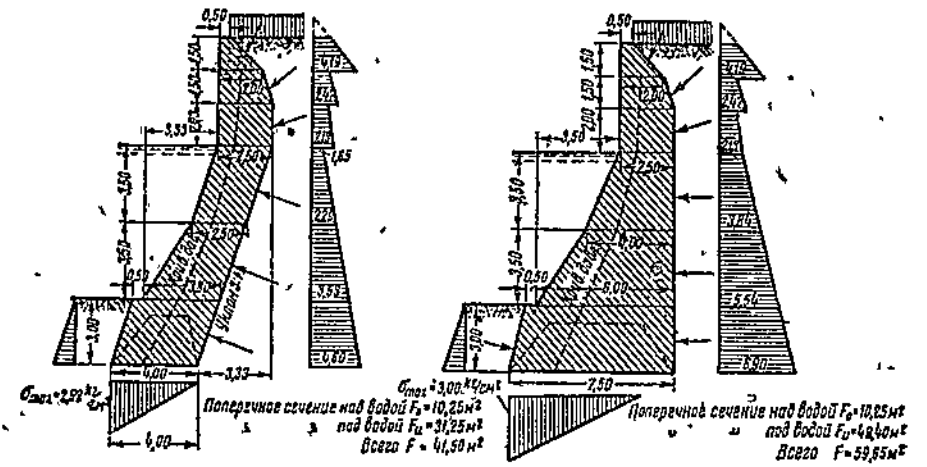
Вертикальное опускание кессонов целесообразно производить тогда, когда действующая на опору сила будет передаваться вертикально или близко к вертикальной.

При наличии больших горизонтальных сил делается неэкономичным применение вертикального кессонирования.

Способ косого (наклонного) опускания кессона позволяет выгодно применять сжатый воздух при фундировании в сооружениях, несущих горизонтальную нагрузку. На фиг. 492 представлена наглядно разница наклонного и вертикального опускания кессона под устой моста. Экономия на 1 *пог. м* стенки устоя составляет в кладке около 30% и в кессонировании грунта более 40%.

Равнодействующая при косом опускании проходит близко к центру сечения и приблизительно параллельно направлению опускания, тогда как при вертикальном опускании она выходит из ядра сечения.

При косом опускании кессона надпотолочная кладка последнего может быть приспособлена к направлению кривой давления, в обыч-



Фиг. 492

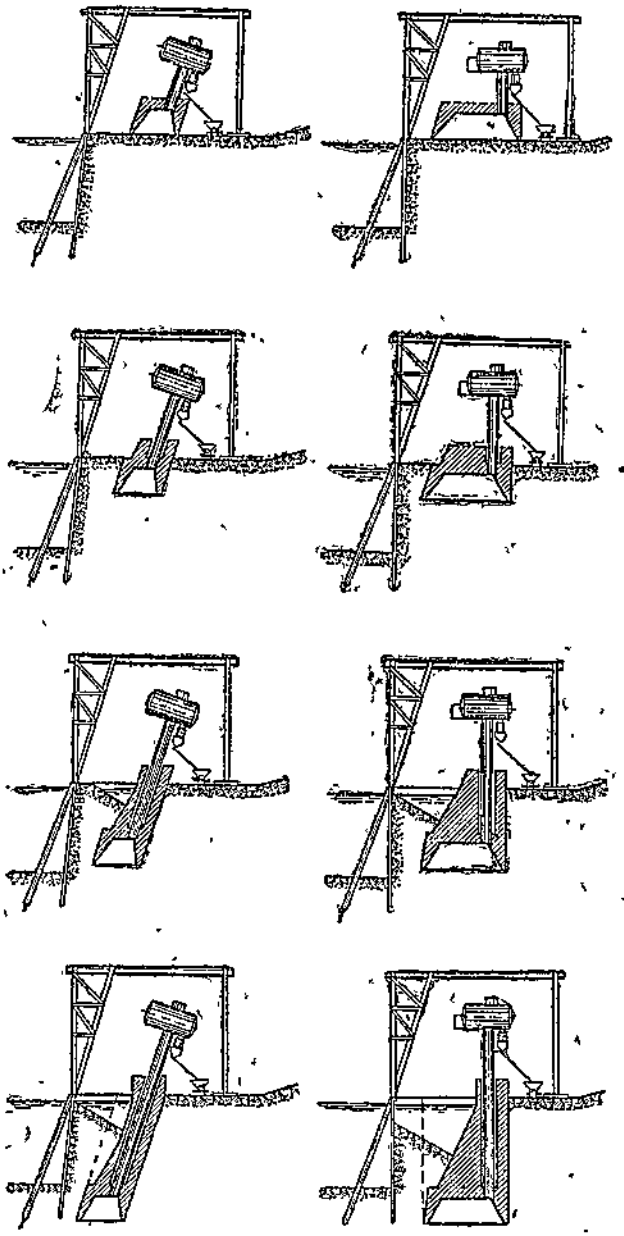
ных же случаях вертикального опускания это возможно лишь в очень узких пределах.

Другое преимущество косых кессонов заключается в том, что если глубина заложения точно не установлена или должна быть изменена в процессе опускания, то при косом опускании кессона дальнейшему углублению в грунт соответствуют лишь несущественные изменения давления по подошве и устойчивости опоры; при вертикальном же опускании с увеличением глубины погружения равнодействующая приближается к внешнему краю подошвы, что вызывает увеличение напряжения в грунте и уменьшает коэфициент запаса на опрокидывание.

Для обеспечения правильного направления опускания косого кессона в грунт направляющая плоскость его располагается параллельно направлению опускания.

Косое опускание, так же как и вертикальное, может быть выполнено с суши, с искусственного островка и на цепях на местности, покрытой водой, без особых затруднений.

На фиг. 493 сопоставлены различные фазы обоих способов опускания кессона с искусственного островка, укреплённого со стороны воды шпунтовой стенкой. На фиг. 494 показано опускание косого кессона на открытой воде.



Фиг. 493

Косой кессон на цепях подвешивается к подмостям (положение *I*) и через воду опускается вертикально (положение *II*). Дальнейшее косое опускание происходит так же, как и обычного вертикального кессона, до окончательного положения *III*.

Для сохранения направления опускания первоначально забивали в грунт направляющие, но потом от них отказались, ограничиваясь лишь обычной надпотолочной обшивкой, являющейся одновременно и направляющей. Кессон идёт вполне правильно, скользя по направляющей наклонной грани.

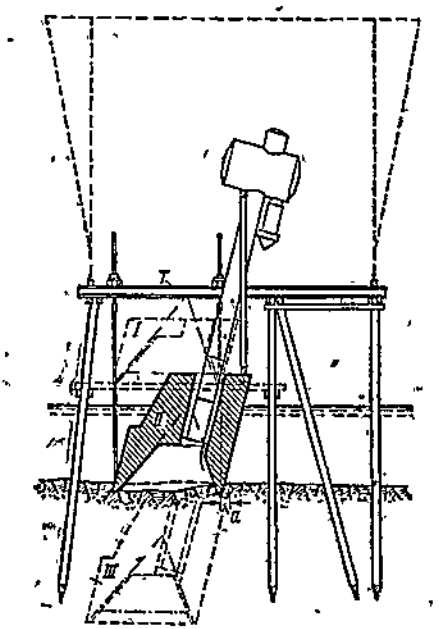
Косое опускание может быть приспособлено к самым различным условиям и с успехом применяется всюду, где речь идёт о передаче горизонтальных сил на грунт основания ниже уровня грунтовых или поверхностных вод.

На фиг. 495 показано применение косых кессонов для подпорных стен набережной. Сочетание двух наклонных элементов образует

козел, удовлетворительно разрешающий передачу давлений на грунт.

На фиг. 496 показан устой для закрепления канатов висячего моста, представляющий также два косых кессона, ветви которых вверху связаны в одно целое.

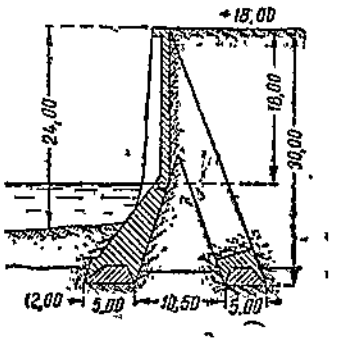
Косые кессоны были введены в практику с 1926 г.



Фиг. 494

§ 39. КОЛЬЦЕВЫЕ КЕССОНЫ

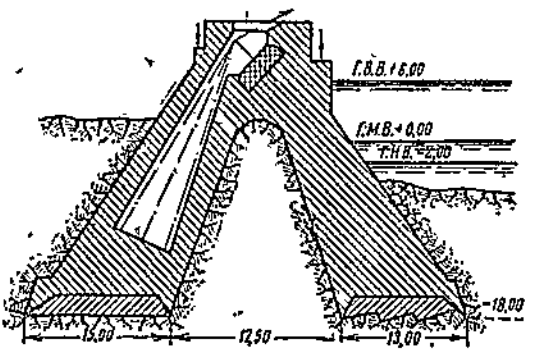
Кессоны со сплошной рабочей камерой по сечению сооружения нет необходимости применять в тех



Фиг. 495

случаях, когда несущая способность грунта позволяет значительно сократить площадь передачи давления на грунт в сравнении с размерами сечения тела опоры или сооружения.

Во избежание ненужных затрат и в целях экономии на земляных работах и кладке, производящихся при сжатом воздухе, в 1930 г. была предложена кольцевая форма кессона. Этот кессон имеет кольцеобразную в плане (вернее замкнутого контура, соответствующего форме в плане сооружения) рабочую камеру. Внутри кольца грунт оставляют нетронутым.



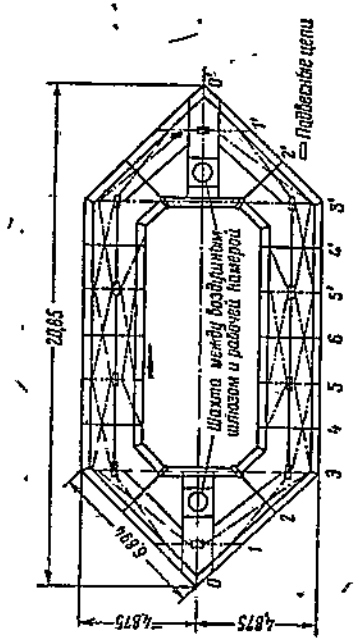
Фиг. 496

На фиг. 497 показан бык подъёмного моста на кольцевом железобетонном кессоне. Кессон погружался на цепях и имел две шахтные трубы.

Опускание кессона в подвешенном положении производилось до проектной глубины. Внутренняя нетронутая часть была заделана железобетонным перекрытием.

При необходимости сжатый воздух подаётся под перекрытие и там производится работа по расчистке и кладке.

Кольцевые кессоны более чувствительны при погружении в сравнении с кессонами сплошной конструкции.



Фиг. 497

Единичная стоимость кессонирования выше сплошных кессонов. По условиям производства работ в кольцевой камере кессона ширина её должна быть не менее 2,5 *м*.

§ 40. ЧАСТНЫЕ СЛУЧАИ ПРИМЕНЕНИЯ КЕССОНОВ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ХАРАКТЕРА СООРУЖЕНИЯ

Фундирование посредством кессонов получило большое распространение и разнообразное применение во всех отраслях строительства. Ниже приводится ряд примеров сооружений, выполненных с применением кессонов.

1. Наибольшее распространение получили кессоны при устройстве опор мостов. На фиг. 498 представлен бык, построенный путём опускания железобетонного кессона.

2. Посредством трёх кессонов-тоннелей был построен участок тоннеля Московского метрополитена первой очереди длиной 75 *м*. Каждый железобетонный рёбристый кессон имел длину 25 *м* и ширину 11 *м*. На кессоны-тоннели устанавливалось по три шлюзовых аппарата. Наростка шахтных труб не производилась, так как шахтные аппараты размещались внутри тоннельных секций, а грунт выдавался двумя открытыми шахтами (фиг. 499). Кессонирование с наростком шахт оказалось медленным и неэкономичным; поэтому от него отказались.

Общий вес кессона-тоннеля 5 000 *т*.

Кессоны опускались на глубину 22 *м*. Первые два кессона имели выше тоннельных секций ещё опалубку. На третьем кессоне наростку опалубки не производили; кессон был благополучно спущен, чем сэкономили значительное количество лесоматериалов.

Соединение трёх кессонов между собой производилось открытым способом в котловане, который крепился брусьями; концы их закладывались в стенки кессона.

3. При постройке первой очереди Московского метрополитена при проходке шахт прибегали к кессонам. На фиг. 500 показана одна из шахт, которая вначале проходилась открытым колодцем через форшахту. Несмотря на добавочное давление 800 *т*, колодец не погру-

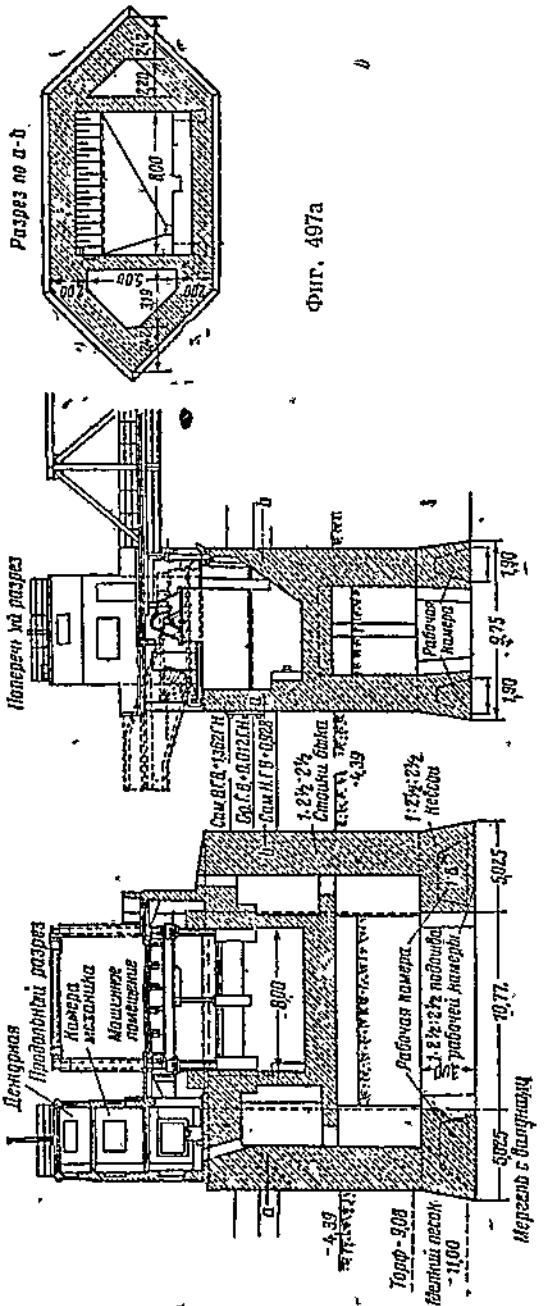
жался, и мощный плывун заполнял колодец. Последний был обращён в кессон (фиг. 500). Для уменьшения трения стенок колодца о грунт было установлено 8 труб с перфорированными концами в грунте, куда подавался для рыхления грунта воздух. При дополнительном балласте над потолком кессона в 56 *т* колодец погружался в среднем на 0,30 *м* в сутки.

Шахта глубиной 11 *м* была при помощи кессона пройдена благополучно.

4. При сооружении в Нью-Йорке высоких зданий с несколькими этажами ниже уровня улицы для фундаментов наружных стен опускались под ряд кессоны, которые образовывали подземную стену.

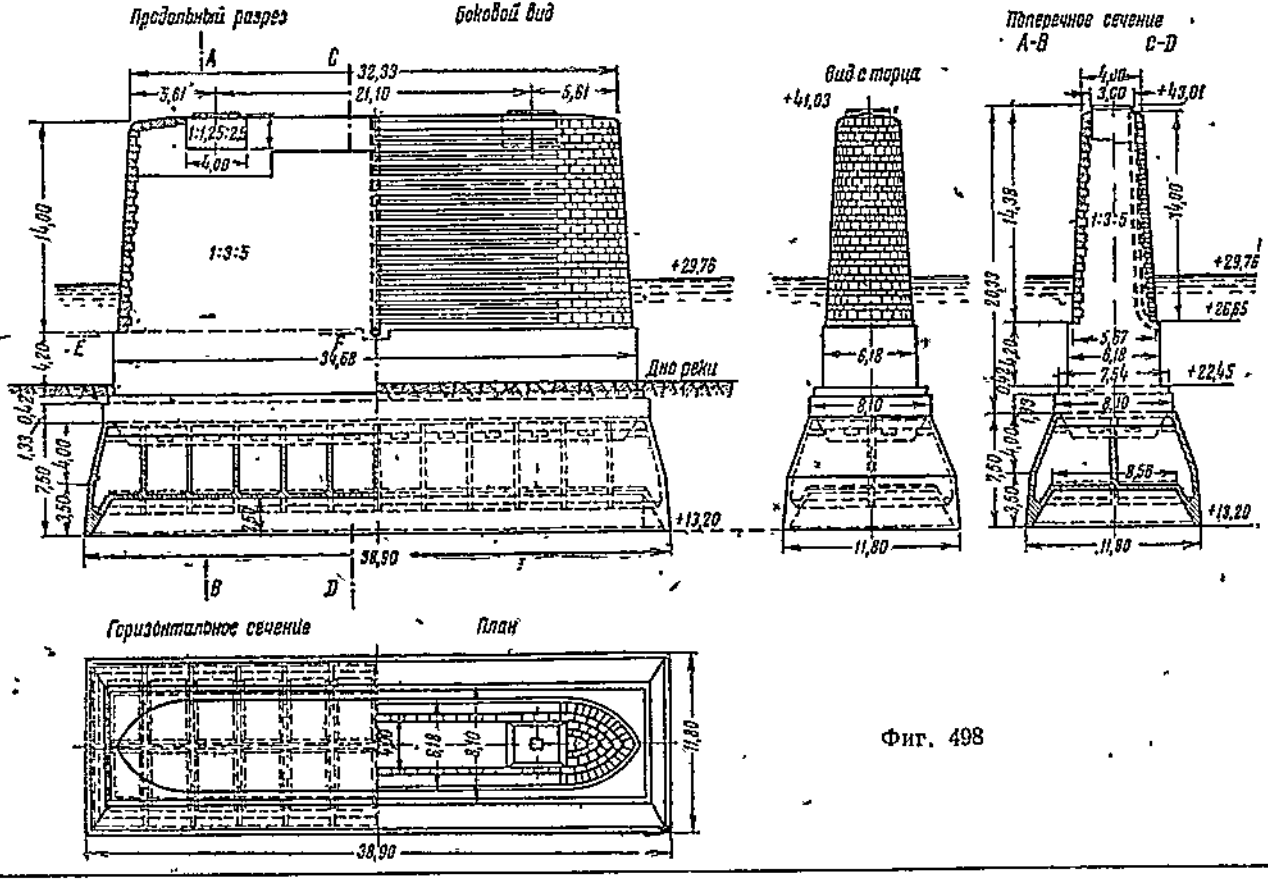
Раньше эти кессоны делались из железа или дерева, теперь они делаются из железобетона. Длина их составляет 9,15 *м*, а ширина — в пределах 1,83—2,44 *м*. Глубина заложения ниже уровня улицы доходит до 30 *м* (фиг. 501). При этом часто кессон не погружают до проектной отметки, а работают ниже ножа посредством разработки шахты с соответствующим повышением давления, пока не дойдут до скального грунта.

5. Интересный случай представляет устройство посредством кессона пешеходного тоннеля под р. Шпрее. Тоннель выполнен в два приёма без нарушения судоходства. Тоннель был построен опусканием двух кессонов с остров-

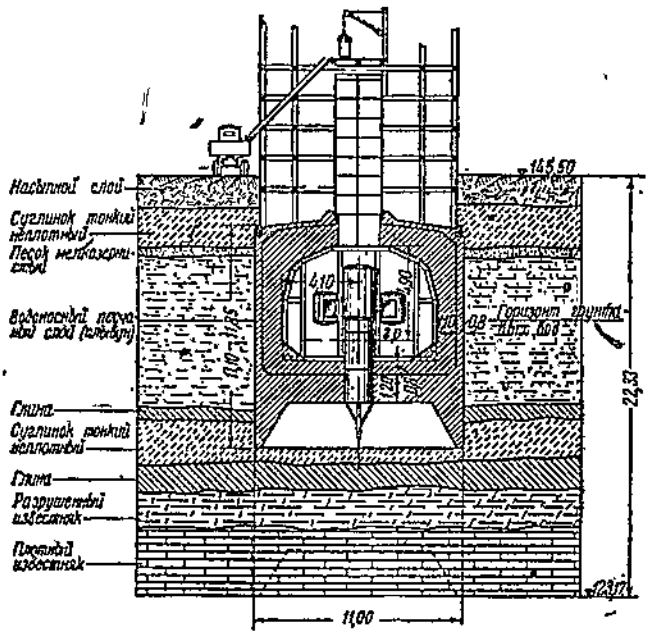


Фиг. 497а

ка (сперва был опущен кессон одной половины, а затем второй). Поперечное сечение кессона и расположенного над ним тоннеля


Продольный разрез
Боковой вид
Вид с торца
Поперечное сечение
A-B
C-D
Горизонтальное сечение
План
1:1,25:2,5
1:3:5
+29,76
+26,85
+22,45
+13,20
+41,03
+43,01
Дно реки
32,33
21,10
5,61
4,00
14,00
4,20
34,68
1,33
0,67
4,00
7,50
3,50
56,90
6,18
8,10
11,80
14,33
20,33
5,67
7,54
9,56
38,90

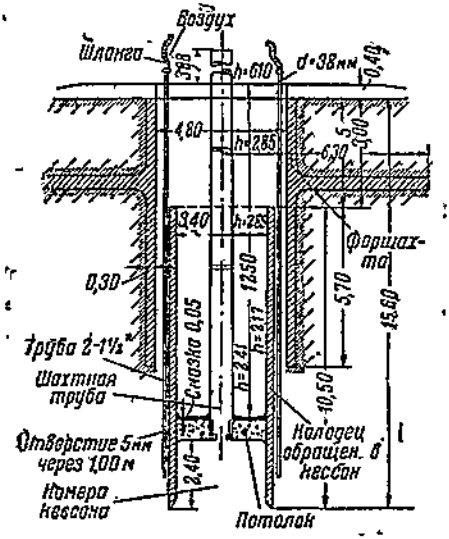
Фиг. 498



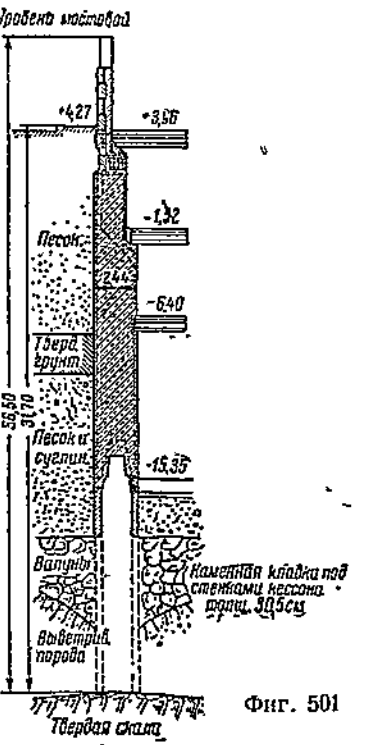
Фиг. 499

показано на фиг. 502. Соединение двух частей при малой глубине воды в Шпрее производилось в открытом котловане.

6. Посредством кессонов была выполнена постройка водовода для по-

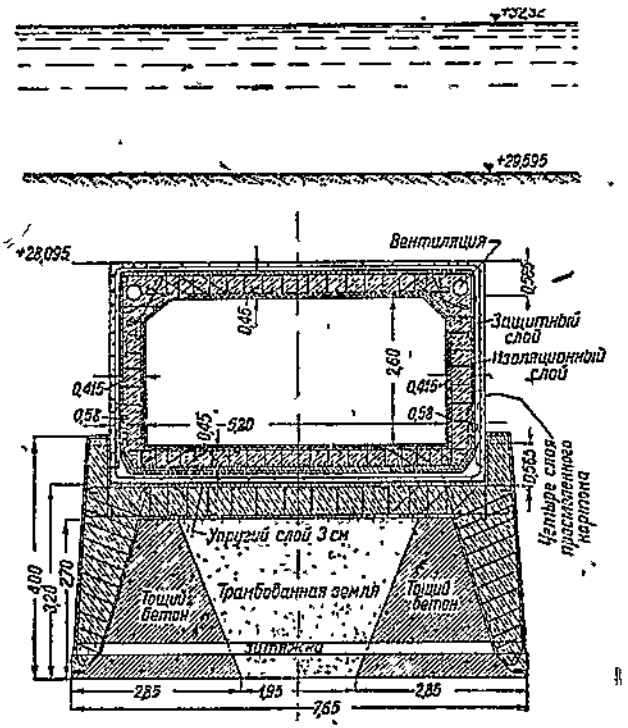


Фиг. 500

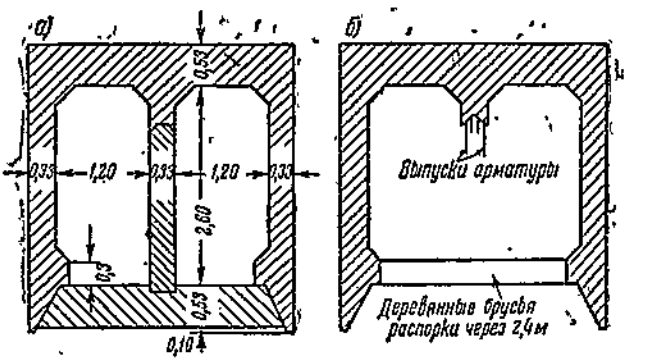


Фиг. 501

дачи воды к паросиловой станции в Сан-Диего (США). Водовод протяжением 366 *м* был разбит на четыре участка. Наибольший имел длину 114 *м*. Сечение водовода показано на фиг. 503. Железобетонный



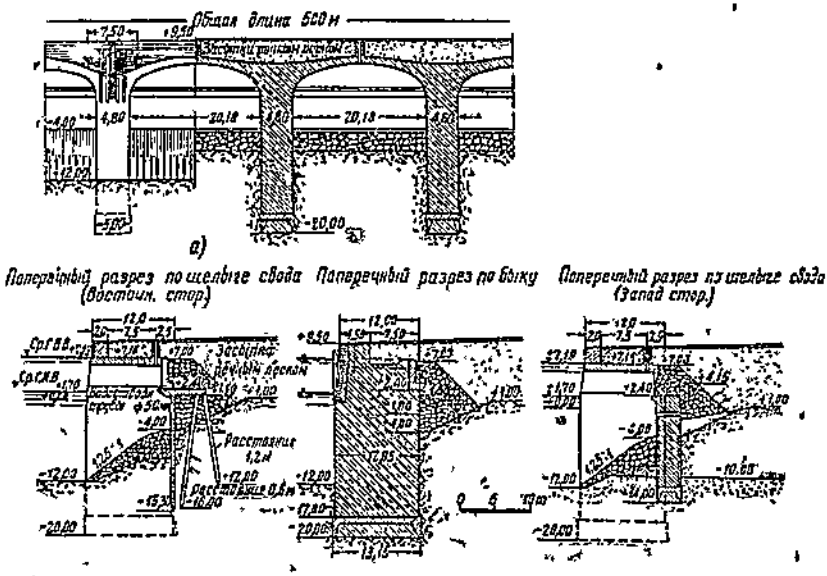
Фиг. 502



Фиг. 503

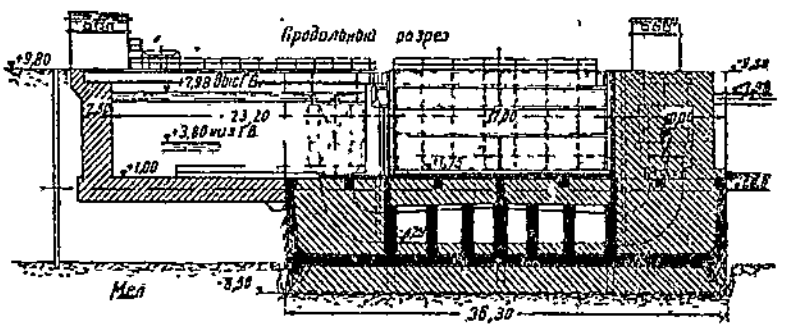
водовод был обращён в кессон и, как видно из фигуры, при опускании не имел продольной внутренней стенки и дна, а наружные железобетонные стенки внизу были обработаны в виде ножа.

7. Подпорные стенки и набережные в некоторых случаях целесообразнее возводить при посредстве кессонов. На фиг. 504 показана набережная, отдельные опоры которой в виде быч-



Фиг. 504

ков основаны на кессонах. Перекрытие между опорами сводчатое; засыпка за стенкой набережной на одних участках поддерживается бетонной стенкой на кессонах, а на других — шпунтовой стенкой из железобетонных шпунтин.



Фиг. 505

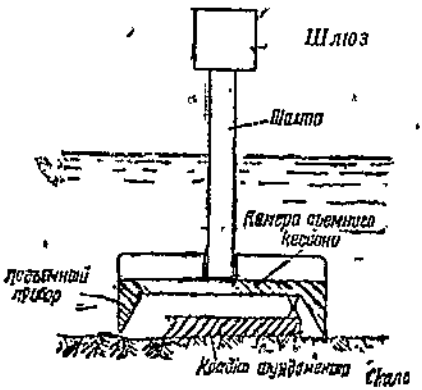
8. На фиг. 505 в разрезе показана голова шлюза на р. Сена, выполненная посредством железобетонного кессона. Перечисленными случаями далеко не исчерпывается диапазон применения кессонов, например применение кессонов при устройстве плотин насосных станций, амяков, фундаментов под машины, прочие агрегаты и т. д. Но и

приведённые примеры показывают широкую возможность разностороннего применения кессонов при необходимости глубокого фундирования в грунтах, насыщенных водой, и на местности, покрытой водой.

§ 41. СЪЁМНЫЕ КЕССОНЫ

В рабочей камере рассмотренного выше кессона во время опускания производились работы по разработке грунта, а на потолке одновременно велась кладка фундамента (опоры); камера кессона становилась ненужной по достижении проектной глубины опускания и заделывалась кладкой.

Однако во многих случаях строительной практики на местности, покрытой водой, нет необходимости глубоко погружаться в грунт, например при скальном дне реки или когда требуется небольшая расчистка дна реки и т. д. В таких случаях пользуются съёмным кессоном, кладку в котором ведут в камере кессона; по мере её возведения кессон поднимается постепенно вверх (фиг. 506). Применение съёмных кессонов ограничивается заглублением в грунт на высоту камеры кессона, так как при большей глубине погружения камера кессона заваливается грунтом сверху, а наличие трения грунта о боковую поверхность стен камеры затрудняет беспрепятственный подъём кессона вверх.



Фиг. 506

Следовательно, отличительной особенностью съёмного кессона являются многократность его применения (кессон превращается в инвентарь) и лёгкость его конструкции, так как на потолке кессона кладка не ведётся.

Съёмные кессоны изготовляются из металла, но за последнее время известны случаи применения для их устройства и железобетона. Камеры съёмных кессонов в зависимости от назначения съёмного кессона делаются различной площади. Например, для постройки мола в Дувре площадь камеры съёмного кессона имела 4×2 *м*; при постройке опор Бузанского моста размеры составляли $8{,}05 \times 15{,}6$ *м*, при постройке сухого дока в Киле 42×14 *м*. Высота рабочей камеры — от 2,3 *м* и более.

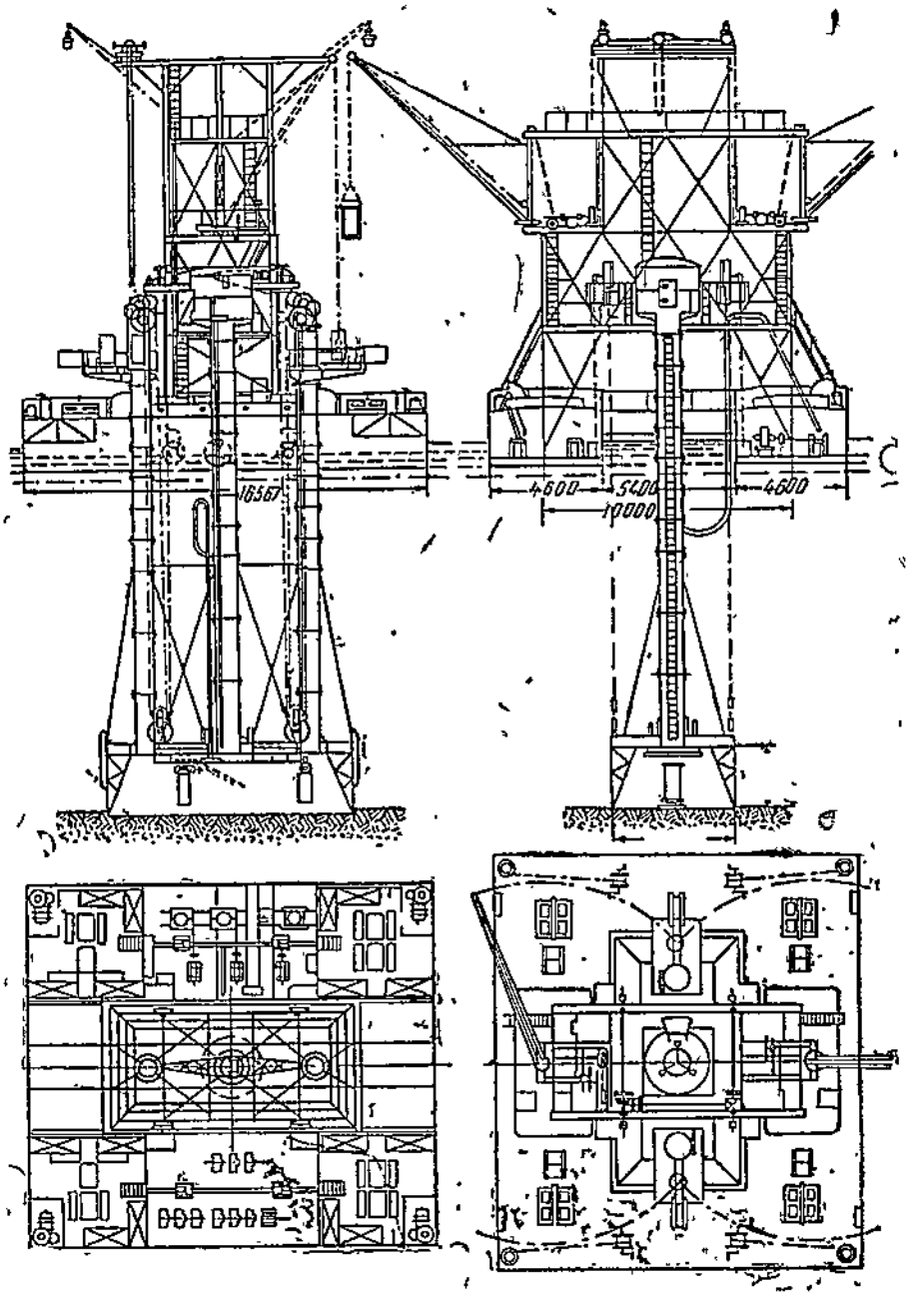
Съёмные кессоны устраиваются на подмостях и наплавными. Последними целесообразно пользоваться при регулярных высоких подъёмах воды, позволяющих снимать их с кладки выведенного сооружения.

Наиболее распространённым типом съёмных кессонов являются кессоны, подвешенные к плавучим подмостям.

Подъёмка съёмного кессона может выполняться посредством домкратов по мере возведения сооружения. Эта же операция может осу-

ществляться удалением из съёмного кессона балласта — воды — и вдуванием воздуха в специальные камеры.

На фиг. 507 изображён съёмный металлический кессон, при

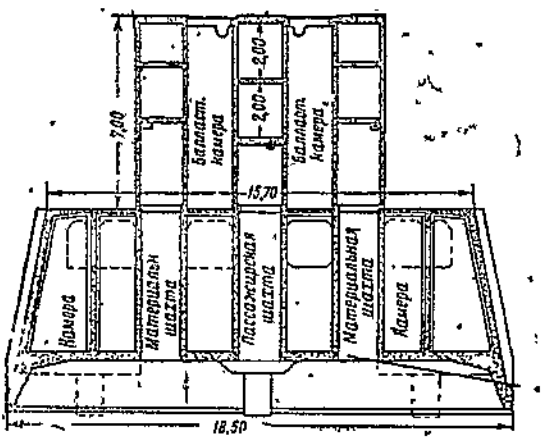


Фиг. 507

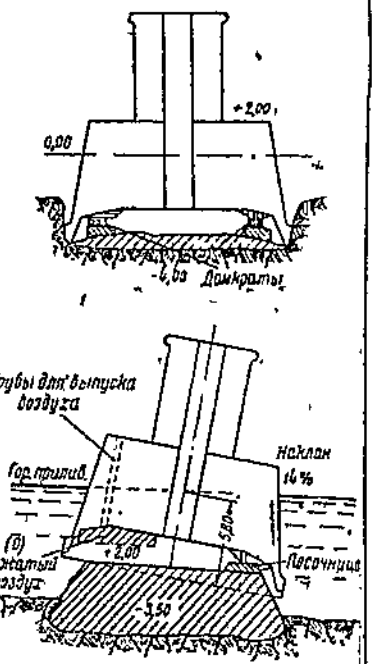
помощи которого выполнялись работы по устройству фундаментов под набережную на глубину 7,1 *м*. Съёмный кессон был подвешен на цепях к подмостям, устроенным на двух судах. Шлюзы раздельные: один пассажирский и два материальных. На судах размещались компрессорная и силовое хозяйство.

Съёмный железобетонный (пловучий) кессон был применён при постройке двух опор Плугастемского моста через залив Элорн.

Для первой опоры этот кессон применялся как съёмный, для второй — как заделанный. На фиг. 508 изображён продольный разрез кессона. Над потолком кессона устроены камеры для создания кессону пловучести. Средняя шахта пассажирская, две боковые — материальные. На фиг. 509 показаны работы в камере кессона по устройству кладки первого быка моста, подошва которого заложена на 4 *м* ниже нормального уровня в тот момент, когда кладка выведена до отметки +2 *м*.



Фиг. 508



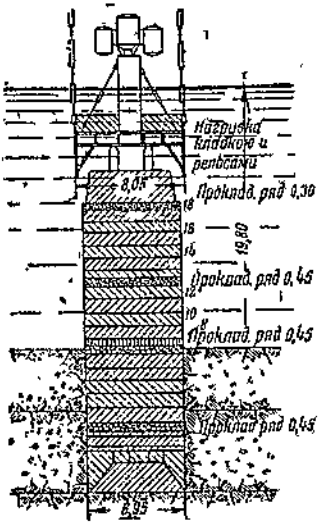
Фиг. 509

Во время прилива горизонт воды поднимался до +8 *м*, и в это время съёмный кессон мог быть снят с кладки быка. Для облегчения съёмки кессону придавали уклон до 14° односторонним наполнением водой пустых камер кессона и подачей сжатого воздуха в рабочую камеру.

Большое значение имеет съёмный кессон в качестве вспомогательного сооружения при устранении препятствий и последствий аварий.

На фиг. 510 представлен металлический съёмный кессон, применённый для достройки быка Бузанского моста, перерыв в работе которого был вызван повреждением наружной металлической обшивки кессона. Кессон подвешивали к пловучим подмостям на восьми парах тяг. При отсутствии сжатого воздуха в камере нагрузка на цепи со-

ставляла 308 *т*. Для разгрузки цепей (на случай остановки компрессорной) и придания кессону устойчивости под потолок камеры упирались поставленные на выведенную кладку 8 домкратов. По мере возведения кладки кессон поднимали вверх на домкратах в цепях.



Фиг. 510

§ 42. КОМБИНИРОВАНИЕ КЕССОНОВ С ДРУГИМИ СПОСОБАМИ ФУНДИРОВАНИЯ

По действующим в СССР правилам безопасности кессонных работ допускается применять в рабочей камере кессона сжатый воздух давлением в 4 добавочные атмосферы, что соответствует глубине погружения 40 *м* от свободного уровня воды. Законодательство некоторых буржуазных стран разрешает повышать давление до 5 добавочных атмосфер, но уже и при 3 добавочных атмосферах давления производительность кессонных работ значительно снижается, увеличивается непроизводительно время, затрачиваемое на вышлюзовывание, у рабочих увеличиваются кессонные заболевания.

При опускании кессона до глубины, ограниченной законом, возможно, что грунт на этой глубине не может быть принят за надёжное основание. При устройстве фундаментов открытым способом ниже уровня грунтовых вод может оказаться затруднительным пройти до требуемой глубины из-за неожиданно встретившихся непреодолимых препятствий. Наконец, на основании технико-экономических подсчётов может оказаться целесообразным выполнять работу по устройству одного фундамента с использованием нескольких способов производства работ. В этих случаях для разрешения задачи глубокого фундирования приходится прибегать к комбинированным способам, сочетая кессонный способ с другими методами фундирования.

Ниже будут кратко рассмотрены на примерах комбинирование кессона с опускным колодцем, сваями, искусственным укреплением грунта и съёмный кессон с заделанным кессоном.

а) Колодцы-кессоны

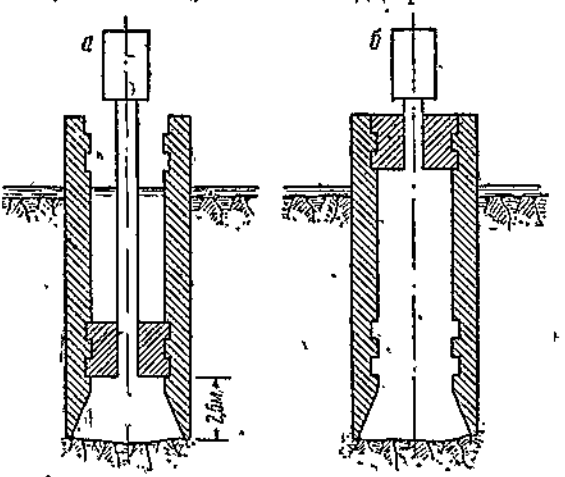
1. При сооружении мостовых опор на опускных колодцах в руслах рек нередко в грунте встречаются скопления погребённого леса или отдельные стволы деревьев, оставшиеся не обнаруженными при предварительном геологическом исследовании грунта. Нередко такие колодцы наталкиваются на большие камни. Устранить эти препятствия не всегда представляется возможным даже при спуске водолаза и применении подводных взрывных работ. В этом случае колодец обращают в кессон.

На фиг. 511, *а* и *б* показаны схемы обращения в кессон подобного колодца. Целесообразно заранее в сомнительных местах в отношении

геологических условий предусматривать в стенках колодца пазы, с тем чтобы при надобности использовать их при устройстве бетонного или железобетонного перекрытия для образования в колодце камеры кессона. После устройства перекрытия обычным порядком производится установка шахтных труб и шлюзовых аппаратов.

Как видно из фиг. 511, *а* и *б*, расположение потолка может быть верхнее (фиг. 511, *б*) и нижнее (фиг. 511, *а*). Каждое из них имеет свои достоинства и недостатки.

При расположении по фиг. 511, *а* получается малый объём рабочей камеры (малые потери сжатого воздуха); в шахтах колодца может быть допущена вода, которая при необходимости работает как балласт, и наконец, стенки колодца работают в более благоприятных условиях, чем при верхнем расположении потолка. Однако внизу трудно устраивать потолок.



Фиг. 511

Верхнее расположение потолка может быть выполнено быстро и легко, но при нём получаются большой объём рабочей камеры и малый вес кессона, вследствие чего его трудно опускать; стены работают при неравномерных давлениях по высоте, и поэтому может оказаться необходимым их усиление.

При обращении опускных колодцев в кессоны рекомендуется нижнее расположение потолка.

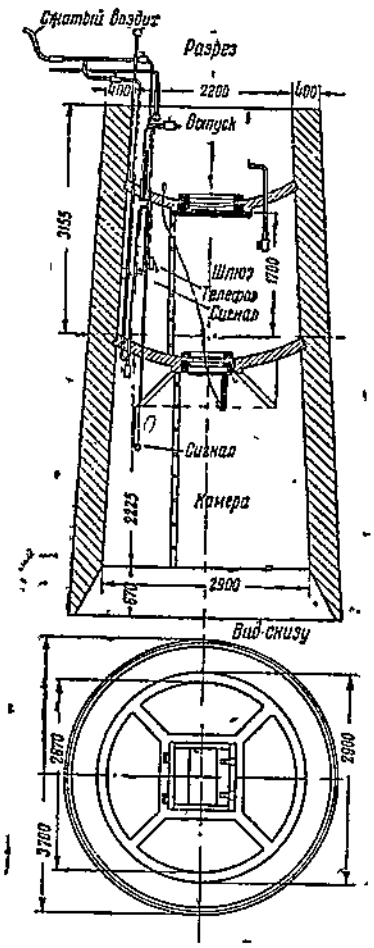
2. К обращению в кессон колодца приходится прибегать тогда, когда в застроенных районах при опускании колодца на некоторой глубине обнаруживается значительный приток грунта в колодец, превышающий многократно объём погружённой части колодца. Во избежание разрушений окружающих сооружений вследствие просадок грунта за пределами колодца опускание колодца открытым способом прекращается, и тогда прибегают для окончания работ к сжатому воздуху. Колодец обращается в кессон, и дальнейшее погружение ведётся по способу кессонных работ. В качестве примера для иллюстрации этого случая приводятся опускные колодцы, обращённые в кессоны, на строительстве здания Государственного банка в Москве. Предполагалось колодцы опустить на глубину 7 *м*. Как только нож колодца врезался в плывуны, начались значительный наплыв жидкого грунта в колодец и просадка полотна улицы.

При обращении колодца в кессон и образовании рабочей камеры и шлюза в стенках железобетонного колодца на разных уровнях были вырублены две борозды, в которые заделывались металлические

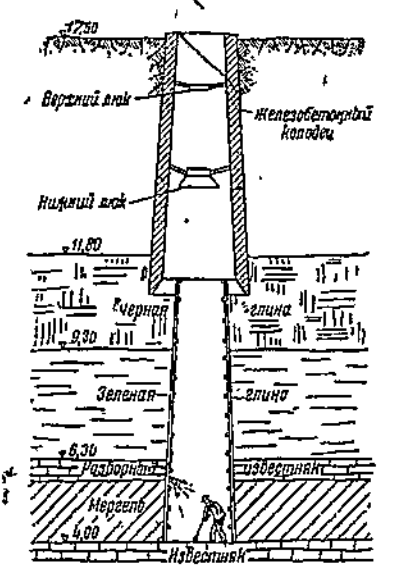
сферические перегородки с дверцами (фиг. 512). Кессон-колодец после этого был опущен до проектной глубины 7 *м*.

На этой глубине грунт оказался слабым для воспринятия расчётных нагрузок, и пришлось опуститься до известняка, залегавшего на 6 *м* ниже колодца. Эти 6 *м* были пройдены под сжатым воздухом, но без дальнейшего погружения колодца; разработка шахты велась с креплением стен сначала в виде сруба, а затем в виде лёгкой дощатой защиты, как показано на фиг. 513. Таким способом были погружены 39 колодцев. В рабочей камере работало 3 кессонщика.

3. При сооружении посредством опускных колодцев подземных резервуаров, водоприёмных устройств, насосных станций и пр. опускание колодца открытым способом произво-



Фиг. 512

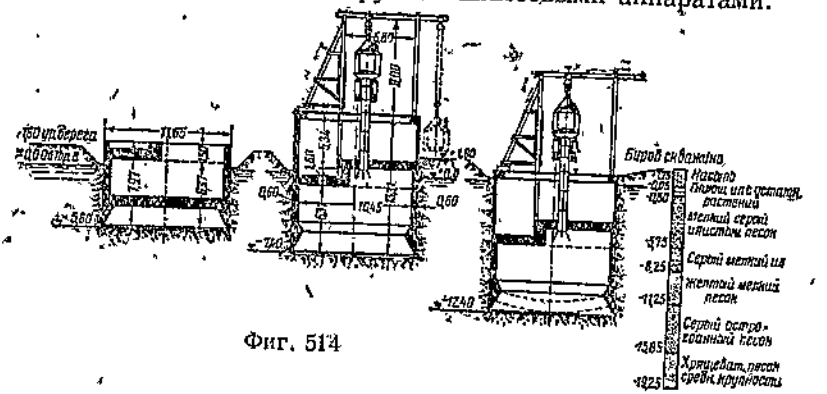


Фиг. 513

дится до тех пор, пока это возможно. При этом заранее предусматривается обращение колодца с определённой глубины в кессон с постановкой шлюзовых аппаратов. В качестве примера приводится опускание колодца под насосную станцию (фиг. 514).

В качестве потолка рабочей камеры кессона было использовано перекрытие, предназначенное для установки насосов. Различные этапы опускания колодца кессона показаны на фиг. 514. Здесь до уровня грунтовых вод был вырыт котлован. Опускание вначале велось

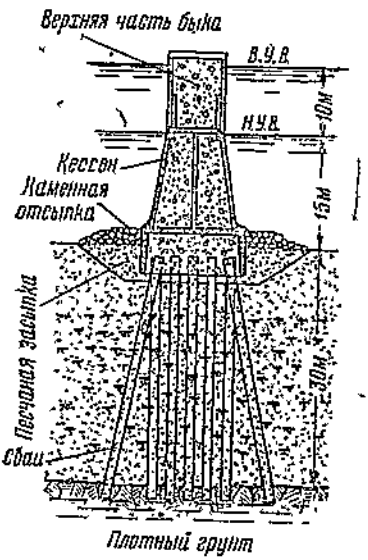
с водоотливом. Затем, когда водоотлив стал затруднителен, было сделано перекрытие, предназначенное для установки насосов, и на нём были установлены шахтные трубы с шлюзовыми аппаратами.



Фиг. 514

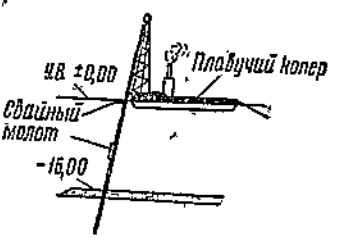
б) Комбинирование свайных оснований с кессонами

На местности, покрытой водой глубиной от нормального уровня 15 *м* и при наличии слабого грунта мощностью до 30 *м*, в Дании неоднократно применялся при устройстве опор под мосты описываемый ниже приём комбинирования свайного основания с кессоном.



Фиг. 515

На фиг. 515 показана конструкция одного из быков. Работа начинается с удаления на месте быка верхнего слоя слабого грунта, который заменяется песчаной отсыпкой. Затем забиваются деревянные или железобетонные сваи. Оборудование, принятое для забивки свай (фиг. 516),



Фиг. 516

состоит из плавучего копра, снабжённого выдвижными дополнительными стрелами, которые могут производить как вертикальную, так и наклонную бойку свай.

В качестве снаряда для забивки свай под водой и без подбабка применяется свайный молот, работающий под водой. При забивке свай бабой применяется подбабок.

Так как длина сваи достигает огромных размеров: 30 — 35 *м*, то вес ударного снаряда доходит до 6 *т* при высоте падения 0,5 *м*. Все сваи забиваются наклонно, за исключением одного ряда, располагаемого по поперечной оси быка и состоящего обычно из четырёх-пяти свай. Этот ряд свай, забитый вертикально, необходим для симметричной установки кессона на сваи всего куста под водой. Сваи назначаются такой длины, которая позволяет пробить слабый грунт и укрепить их острия в прочные грунты; при этом выступающая часть сваи (голова) над уровнем песчаной засыпки должна быть не менее 1 *м*. Затем после установки кессона головы свай срезаются под один уровень.

На выполненное свайное основание опускался железобетонный плавучий кессон с надстройкой над потолком камеры в виде понтона. Рабочая камера кессона имела высоту в пределах 2 — 3 *м* и покрывала всю площадь, занятую сваями. Пустотелый плавучий кессон погружался и точно устанавливался на место при частичном заполнении пустот бетоном, водяным балластом и вдуванием в рабочую камеру сжатого воздуха. Точная установка кессона обеспечивалась посадкой его на ряд вертикально забитых свай (ось опоры), о котором говорилось выше. Головы этих свай подрезывались несколько выше остальных наклонных. После посадки кессона на сваи в рабочую камеру подавался сжатый воздух и камера заполнялась бетоном, связывающим сваи с кессоном. В тех случаях, когда рабочая камера была высотой 3 *м*, после укладки и затвердения бетонной подушки в 1 *м* представлялась возможность дальнейшее бетонирование производить без сжатого воздуха. Выше уровня дна (песчаной засыпки) вокруг быка делалась защитная каменная наброска. При расчёте быка вся нагрузка передавалась только сваям: несущая способность грунта по подошве кессона в расчёт не принималась.

В описанном способе применялся кессон заделанного типа, но вполне возможно было бы применение и съёмных кессонов, под защитой которых выполнялась бы работа по устройству бетонного ростверка и кладки опоры.

Здесь следует отметить, что применявшиеся ранее способы вдавливания коротких свай из камеры кессона посредством домкратов, а также вдавливание свай при помощи веса съёмного кессона на современном уровне техники следует считать устаревшими и неэкономичными.

в) Искусственное укрепление грунта

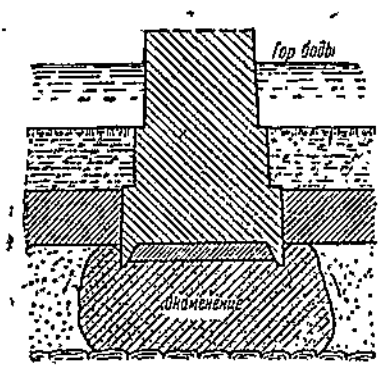
При устройстве фундамента посредством кессонов искусственное укрепление грунта (химическое или цементация) может явиться необходимым в тех случаях, когда надёжный слой грунта, на который можно было бы опереть кессон, залегает на такой глубине, что, применяя сжатый воздух, невозможно достигнуть его, а грунты, оставшиеся не пройдёнными по своим свойствам, могут быть искусственно закреплены (химически или цементированы).

Образованный искусственным закреплением массив из камеры кессона показан на фиг. 517.

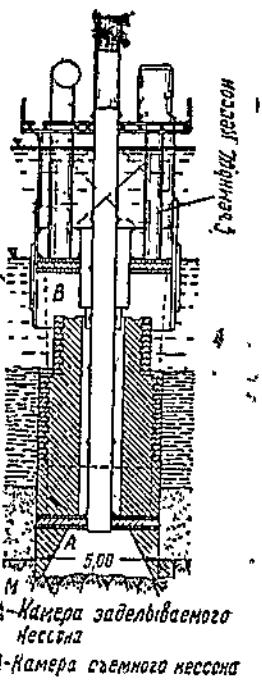
г) Комбинирование съёмного кессона с заделанными

В местах, подверженных постоянным колебаниям уровня воды, и во избежание возведения высокой надпотолочной стенки, защищающей работы по возведению надпотолочной кладки, применяется способ совместной работы обычного кессона (заделанного впоследствии) со съёмными.

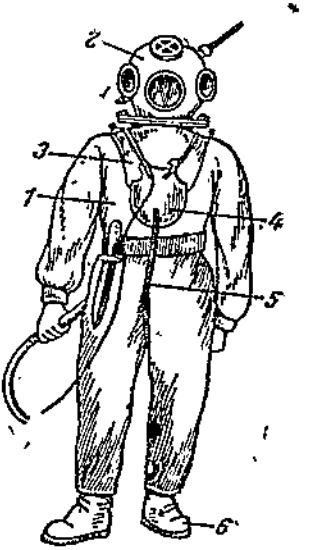
Этот приём представляет некоторые удобства и в том отношении, что работы в камере кессона по разработке грунта становятся не зависимыми от работ по возведению надпотолочной кладки. На фиг. 518 показана эта схема работ.



Фиг. 517



Фиг. 518



Фиг. 519

§ 43. ВОДОЛАЗ ПРИ КЕССОННЫХ РАБОТАХ

При ведении подводных работ, в том числе и кессонных, приходится нередко прибегать к помощи водолазов для осмотра дна реки, удаления препятствий на пути при опускании, контроля за опусканием, осмотра состояния подводных частей и т. д.

Здесь рассматривается обычный водолазный аппарат (фиг. 519), который позволяет опускаться до глубины 35 — 40 *м* ниже уровня воды. Этот аппарат состоит из костюма, изготовленного из прочно прорезиненной ткани *1*, медной каски *2* с окошками из стёкол, свинцовых грузов общим весом до 37 *кг*, двух нижних плит *6* по 10 *кг* каждая, одной нагрудной *4* весом 10 *кг* и спинной весом 7 *кг*. Установка для подачи воздуха состоит из воздушного насоса, установленного на плавучих средствах, и шланга, подающего сжатый воздух в скафандр. Давление подаваемого сжатого воздуха соответствует глубине,

на которой работает водолаз. Для связи у водолаза имеется телефон или условленная сигнализация посредством дергания за шнур.

Водолаз снабжается специальной водолазной лампой, которая освещает место осмотра и производства работ. При быстром течении место работ защищается. Скорость спуска и подъёма водолаза зависит от глубины погружения и регулируется соответствующими обязательными правилами. Для глубины, указанной выше, применяются особые глубоководные аппараты.

Глава VII

РАБОТА В СЖАТОМ ВОЗДУХЕ, ОХРАНА И ТЕХНИКА БЕЗОПАСНОСТИ КЕССОННЫХ РАБОТ

§ 44. ВЛИЯНИЕ СЖАТОГО ВОЗДУХА НА ОРГАНИЗМ ЧЕЛОВЕКА

Работа людей в сжатом воздухе в пределах установленного законом добавочного давления в 4 *ат* при несоблюдении регулярного режима в жизни, неправильном распределении рабочего времени и несоблюдении правил шлюзования может служить причиной заболеваний, иногда даже опасных для жизни.

Происхождение этих болезней объясняется теми изменениями, которые происходят в человеческом организме под влиянием пребывания в сжатом воздухе. При дыхании в сжатом воздухе происходит насыщение крови, а через кровь и тканей (вернее, органических жидкостей в тканях) газами окружающего воздуха.

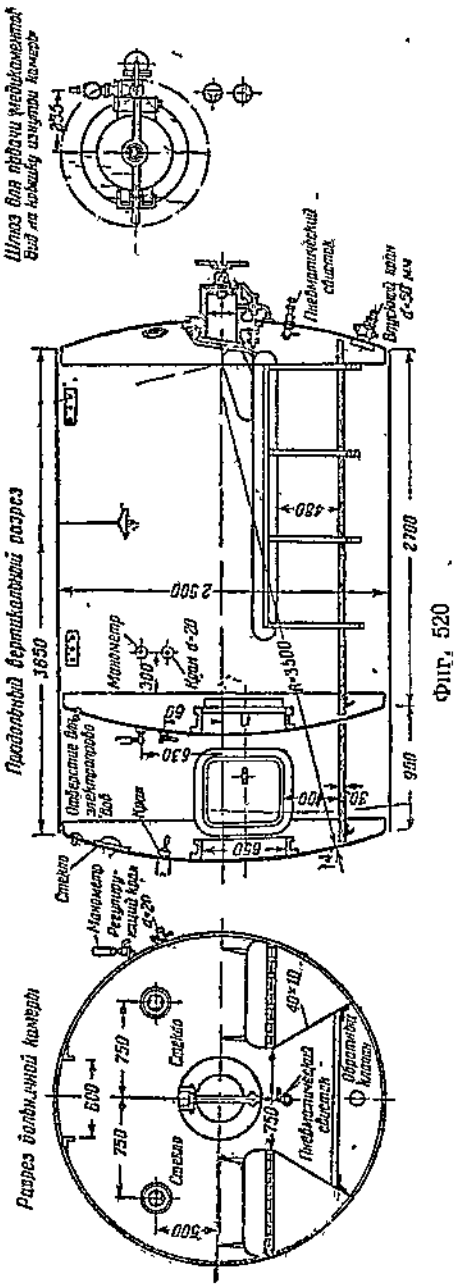
Из физики известно, что жидкости насыщаются газами пропорционально парциальному давлению каждого из них. Следовательно, при повышенном давлении кровь поглощает преимущественно азот, так как содержание его превалирует над остальными в составе воздуха (азота 79%, кислорода 20,96%, углекислоты 0,04%). Количество содержащихся в организме человека органических жидкостей в 10 раз больше количества крови; поэтому равновесие наступает после более или менее продолжительного пребывания человека в сжатом воздухе. Установлено, что ткани, богатые жиром, поглощают азот в 5 — 6 раз больше, чем ткани, содержащие воду.

При уменьшении давления сжатого воздуха ткани и кровь освобождают поглощённый ими азот, находящийся в растворённом состоянии, и удаляют при выдыхании через лёгкие. Но кровь в соответствии со скоростью обращения требует некоторого времени для отдачи через лёгкие избыточного азота и принятия очередной порции, освобождающейся в тканях, чтобы удалить её снова путём выдыхания через лёгкие.

Если наружное давление воздуха падает более быстро, то азот, который не может быть удалён прохождением через кровь и дыхание, освобождается в жидкостях организма в виде свободного газа по законам газового давления. Пузырьки газа, образующиеся таким путём в тканях и сосудах кровеносной системы, являются основной причиной нарушения физиологической деятельности организма вплоть до приостановки кровообращения при закупорке капиллярных сосудов и даже разрыва их.

При повышении давления вследствие разности давления в наружном и среднем ухе могут возникать болезненные изменения со стороны барабанной перепонки (втянутость, кровоизлияние и прорыв барабанных перепонок).

Для выравнивания давления здоровому человеку следует делать глотательные движения и продувать воздух через носоглотку и евстахиевы трубы в слуховые органы.



Фиг. 520

К тяжёлым формам следует отнести следующие болезненные явления, появляющиеся во время или после вышлюзовывания:

1) раздражение кожи, мускулов и суставов, кожный зуд, острые боли в мускулах и суставах, боль в пояснице, больной может не держаться на ногах; эти болезненные явления обычно ликвидируются в сравнительно короткое время;

2) нарушение функций спинного и головного мозга; эти нарушения, могущие повлечь за собой явления паралича, сопровождаются болезненными явлениями, перечисленными в предыдущем пункте; в тяжёлых случаях наступает паралич обеих ног; во многих случаях паралич через некоторое время проходит, но бывает и неизлечим;

3) болезнь слуховых органов; эта болезнь возникает из-за переполнения кровью внутреннего уха (звон в ушах, головокружение, рвота, обмороки, ухудшение слуха до полной глухоты); эта болезнь неизлечима;

4) лёгочные и сердечные заболевания; эти болезни обнаруживаются спустя некоторое время по выходе из шлюза наружу и проявляются в: одышке, припадках удушья, кашле, холодном поту, плохом,

едва заметном пульсе, отёках лёгких; эти заболевания наиболее опасны для жизни, причину их следует отнести к образованию газов в области сердца.

Все эти патологические явления составляют группу болезней называемых кессонными.

В большинстве случаев заболевания наступают при давлении, 1,5 *ат* и выше, массовые заболевания наблюдаются свыше 2,4 *ат* избыточного давления. Больше всего заболеваний возникает, когда рабочие впервые приступают к работе.

§ 45. ПРЕДУПРЕДИТЕЛЬНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ ПРОТИВ КЕССОННЫХ ЗАБОЛЕВАНИЙ

Профилактика и лечение кессонных болезней сводятся в основном к созданию условий, при которых парализуется образование газовых пузырьков в тканях и сосудах, и ликвидации уже образовавшихся газовых пузырьков.

Этим средством является установление достаточно медленного и равномерного вышлюзовывания. Для этой цели необходимо устройство больничного, или лечебного, шлюза (фиг. 520), в который больной помещается для декомпрессии под наблюдением врача.

Хорошее действие оказывает приём больным электрических ванн, а также искусственное вдыхание кислорода против удушья. Предупредительные лечебные мероприятия должны быть приняты немедленно при первых, хотя и незначительных симптомах заболевания.

§ 46. ТЕХНИКА БЕЗОПАСНОСТИ КЕССОННЫХ РАБОТ

В СССР, как и во всех других странах, действуют Правила безопасности при кессонных работах, которые должны строго соблюдаться. На железнодорожном транспорте ранее действовавшие в СССР правила 1930 г. заново пересмотрены и по согласованию с ЦК Союза рабочих строительства железных дорог и метрополитена утверждены Центральным управлением железнодорожного строительства в декабре 1937 г.

Ниже приводятся основные положения в виде выдержек из этих Правил безопасности при кессонных работах.

ВЫПИСКА ИЗ ПРАВИЛ БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ КЕССОННЫХ РАБОТАХ, УТВЕРЖДЁННЫХ НКПС В 1937 г.

81. Временные жилые бараки для кессонных рабочих и амбулатория должны возводиться отдельно от жилья для прочих рабочих, заканчиваться постройкой до начала работ и удовлетворять общим обязательным постановлениям об устройстве жилых служебных помещений для рабочих.

Бараки должны быть разбиты на секции с таким расчётом, чтобы в каждой секции помещалось не более двух смен кессонщиков. У бараков должны быть устроены: душевая, баня, прачечная, сушильная для одежды и помещение для хранения последней, а также чисто содержимое отхожее место.

84. В холодное время года комната отдыха должна отапливаться. Температура в помещении не должна быть ниже 18°. Каждому кессонщику в комнате отдыха после работы в кессоне должны бесплатно выдаваться два стакана горячего сладкого чая.

85. Для прохода от кессона к баракам для кессонщиков должен быть проложен путь, который следует содержать в состоянии, удобном для пользования, и освещать в ночное время. Месторасположение бараков от кессонов должно быть на расстоянии не более 500 *м*.

86. В холодную погоду (ниже +6°) у места производства кессонных работ должно быть построено отеплённое помещение, предназначенное для отдыха кессонщиков и принятия ими чая по выходе из кессона. Помещение должно быть оборудовано столом, скамьями и шкафом для обуви и спецодежды. Площадь помещения должна быть не менее 2 $м^2$ на одного кессонщика в смене и, во всяком случае не менее 20 $м^2$.

Температура в помещении не должна быть ниже 18°.

106. Нагнетаемый в рабочую камеру воздух должен подвергаться очистке от пыли, масляных паров и перегара посредством соответствующих фильтров. В воздухосборниках должно достигаться также необходимое охлаждение воздуха, с тем чтобы воздух в рабочую камеру подавался с температурой в пределах 12 — 17°. Температура воздуха в шлюзе должна быть не менее 14°.

Не реже одного раза в 20 дней должны контролироваться устройства фильтров и не реже одного раза в день — устройства воздухосборников и действие их путём исследования этих приспособлений, а также производством анализа воздуха при поступлении его в рабочую камеру.

107. Воздух в рабочей камере должен иметь температуру не выше 22° в тёплое время года и не ниже 12° в холодное время.

Избыточный (по давлению) воздух, а также воздух, подлежащий обмену из рабочей камеры и не ушедший под нож, должен выпускаться через сифонные трубы. Устройство сифонной трубы в рабочей камере должно давать возможность удаления воздуха из разных мест рабочей камеры.

Каждая воздухопроводящая труба должна быть снабжена у выходного отверстия клапаном, автоматически закрывающимся при случайном падении давления в трубе. Клапан должен иметь такое устройство, чтобы от хлопанья его при выходе воздуха не получалось шума.

108. Для контроля за температурой воздуха каждую смену должны записываться в санитарный дневник данные о температуре воздуха в камере, шлюзе и наружном воздухе.

109. Воздух в кессон должен подаваться в количестве, обеспечивающем не менее 20 $м^3/ч$ при давлении до 1,5 *ат* и 30 $м^3/ч$ при большем давлении на одного работающего в рабочей камере. Это количество должно повышаться в зависимости от степени загрязнения воздуха (повышения содержания угольной кислоты выше 0,5% и понижения количества кислорода ниже 20%) по указанию санитарного инспектора труда или кессонного врача.

110. Для контроля за качеством воздуха (загрязнение его окисью угольной кислоты, углеводородами и пр.) желательно не реже одного раза в шестидневку воздух рабочей камеры подвергать анализу, причём результаты анализов должны актироваться и записываться в санитарный дневник. Кроме того, при изменении работы компрессорной (перемена компрессоров, ввод новых компрессоров и т. п.) анализы воздуха производятся дополнительно сверх систематически производимых и заносятся в санитарный дневник.

111. Каждый работающий под сжатым воздухом должен быть ознакомлен с правилами личного режима и специальными правилами внутреннего распорядка, которые он должен соблюдать за весь период кессонных работ. Эти правила должны быть выданы каждому рабочему на руки вместе с рабочей санитарной книжкой, а также вывешены в местах работы и в жилых помещениях кессонщиков.

113. При необходимости резко понизить давление в кессоне все люди должны быть удалены из него и впуск их снова в кессон может производиться лишь после повышения давления до нормальной величины, соответствующей данной отметке опускания.

114. Каждому кессонщику по выходе из кессона после окончания смены должен выдаваться в помещении отдыха горячий сладкий чай или кофе в количестве не менее двух стаканов за счёт хозяйственных органов.

115. Стены, потолок и пол шлюзовых камер должны сохраняться в чистоте.

116. Воспрещается накапливание вынутого грунта по всей площади рабочей камеры кессона в количестве, при котором расстояние от грунта до потолков становилось бы менее 1,6 *м*.

117. Нахождение людей под шахтными отверстиями без производственной к тому надобности воспрещается.

118. Воспрещается подача бетона и других материалов в камеру путём сбрасывания без специальных приспособлений.

119. При наращивании шахтных труб в одношлюзном кессоне люди должны быть удалены из кессона.

На время подъёма шлюзовых камер должны прекращаться работы по производству надкессонной кладки под шлюзовой площадкой.

120. Снятием шлюзов и срывом шахтных труб по окончании опускания кессона должен руководить лично кессонный мастер, действующий на основании подробной инструкции, предусматривающей порядок снятия.

121. Воспрещается снятие шлюзов давлением воздуха.

122. Перед входом в кессон обязательно предварительное пребывание в пассажирском прикамерке, в котором повышение давления от нормального до существующего в рабочей камере должно происходить равномерно в течение времени, указанного ниже.

От	норм.	давл.	до	1	доб.	*ат*	5	мин.,	всего	от	норм.	давл.	5	мин.
»	1	доб.	*ат*	»	1,3	»	»	1	»	»	»	»	»	6	»
»	1,3	»	»	»	1,6	»	»	1	»	»	»	»	»	7	»
»	1,6	»	»	»	2,0	»	»	1	»	»	»	»	»	8	»
»	2,0	»	»	»	2,5	»	»	1	»	»	»	»	»	9	»
»	2,5	»	»	»	3,0	»	»	1	»	»	»	»	»	10	»
»	3,0	»	»	»	8,5	»	»	1	»	»	»	»	»	11	»
»	3,5	»	»	»	4,0	»	»	1	»	»	»	»	»	12	»

123. Продолжительность рабочего дня под сжатым воздухом должна устанавливаться в зависимости от величины добавочного давления в рабочей камере о следующей таблице.

Добавочное давление в *ат*	Общее число рабочих часов в сутки в сжатом воздухе, включая шлюзование и вышлюзовывание	Общее число смен	Наименьшее время перерыва между сменами в часах
До 1,75	7	2	4
Свыше 1,75 до 2,5	6	2	6
» 2,5 до 3,0	5	2	8
» 3,0 до 3,5	4	1	—
» 3,5 до 4	2	1	—

При повышенной заболеваемости рабочих время работ под сжатым воздухом должно быть уменьшено по предложению старшего кессонного врача, подтверждённому предписанием санитарного инспектора труда.

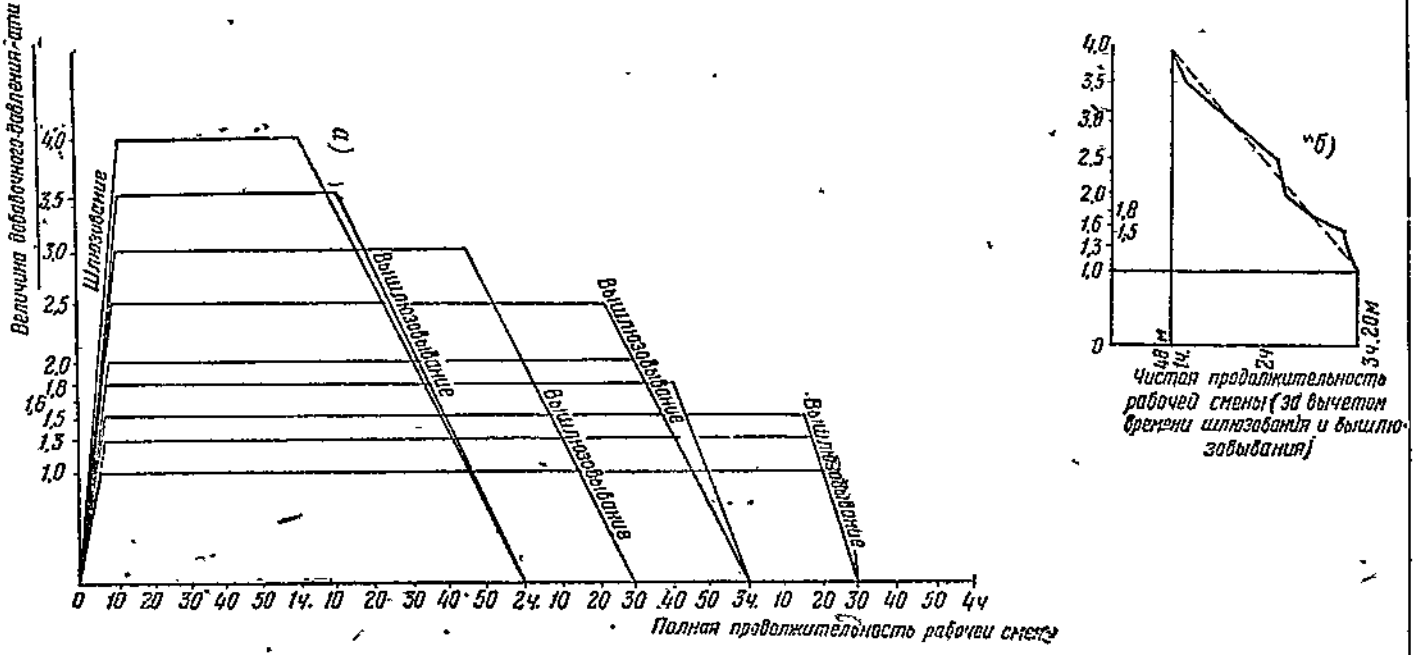
Для рабочих, никогда ранее не работавших под повышенным давлением или имеющих перерыв в кессонных работах свыше одного месяца, указанные в таблице сроки должны быть уменьшены на период в 4 дня следующим образом: 1-й день — на $^2/_3$, 2-й день — на $^1/_2$, 3-й день — на $^1/_3$ и 4-й день — полный день. Увеличение нормы рабочего времени в этих случаях производится под наблюдением дежурного кессонного врача.

124. Всякий выходящий из рабочей камеры обязательно подвергается обратному шлюзованию (вышлюзовыванию) в течение сроков по следующим данным [1]:

---

[1] На фиг. 521, *а* требования Правил безопасности в отношении продолжительности пребывания под сжатым воздухом, а также продолжительности шлюзования и вышлюзовывания изображены в виде графика, составленного Н. В. Озеровым.

На фиг. 521, *б* дано изменение продолжительности рабочей смены в зависимости от величины добавочного давления (исключено время на шлюзование и вышлюзовывание).


Величина водяного давления-атм
Шлангование
Вышлангование
Вышлангование
Вышлангование
Вышлангование
4,0
3,5
3,0
2,5
2,0
1,8
1,6
1,5
1,3
1,0
0 10 20 30 40 50 1ч. 10 20 30 40 50 2ч. 10 20 30 40 50 3ч. 10 20 30 40 50 4ч
Полная продолжительность рабочей смены
а)
4,0
3,5
3,0
2,5
2,0
1,8
1,6
1,5
1,3
1,0
0
6,8
1ч.
2ч.
3ч.20м
б)
Чистая продолжительность рабочей смены (за вычетом времени шлангования и вышлангования)

Фиг. 521

От 4	добавочных	атмосфер	до	0	давление	понижается	в	течение	1 часа
» 3,5	»	»	»	0	»	»	»	»	50 мин.
» 3,0	»	»	»	0	»	»	»	»	45 »
» 2,5	»	»	»	0	»	»	»	»	38 »
» 2,0	»	»	»	0	»	»	»	»	30 »
» 1,8	»	»	»	0	»	»	»	»	20 »
» 1,5	»	»	»	0	»	»	»	»	15 »
» 1,3	»	»	»	0	»	»	»	»	13 »
» 1,0	»	»	и	ниже	»	»	»	»	5 »

В случае, когда из шлюза должны быть вынесены впавшие в обморочное состояние, вышлюзовывание должно производиться вдвое медленнее указанных сроков.

125. Сведения о величине давления в рабочей камере, количестве рабочих часов, продолжительности шлюзования и вышлюзовывания, числе лиц, отправляющихся в кессон в каждую смену, и фамилиях дежурных у шлюзов должны ежедневно вывешиваться у пассажирского прикамерка.

134. Все рабочие и лица надзора, направленные на работу под сжатый воздух, должны по распоряжению начальника строительства подвергаться предварительному врачебному медицинскому осмотру в кессонной амбулатории.

135. К производству работ под сжатым воздухом могут допускаться люди, признанные врачами-специалистами вполне здоровыми: при давлении не свыше 2 добавочных атмосфер возраста от 20 до 45 лет, при давлении свыше 2 добавочных атмосфер—от 20 и не старше 40 лет. Кессонщиками считаются люди, остающиеся в кессоне в течение всей рабочей смены.

По достижении кессонщиком, работающим в кессоне, указанных предельных возрастов кессонщик должен быть переведён производителем работ на наружные работы.

Оставление такого кессонщика на кессонных работах допускается лишь в исключительных случаях по заключению кессонного врача.

137. К кессонным работам не допускаются:

а) женщины;

б) лица, обладающие в какой бы то ни было форме выраженными телесными недостатками, мешающими работать в данной профессии;

в) с патологическими процессами в слуховом аппарате или носоглоточном пространстве, особенно с непроходимостью евстахиевых труб;

г) с органическими поражениями сердца или функциональными расстройствами сердечной деятельности;

д) с хроническими изменениями в сосудистой системе или функциональными расстройствами её, а также с какими бы то ни было нарушениями в кровообращении или кровонаполнении;

е) с органическими поражениями дыхательных путей или функциональными расстройствами в дыхательном аппарате;

ж) страдающие органическими заболеваниями желудка и кишёк, а также их хроническим функциональным расстройством;

з) страдающие болезнями почек и мочевого пузыря в какой бы то ни было форме;

и) с венерическими заболеваниями;

к) с органическими поражениями или функциональным расстройством центральной и периферической нервной системы;

л) с заболеванием органов внутренней секреции;

м) с хроническим суставным или мышечным ревматизмом;

н) с болезнями крови, кроветворных органов и обмене веществ;

о) со значительным развитием подкожного жирового слоя или с явлениями жирового перерождения внутренних органов;

п) с новообразованиями, хотя бы и доброкачественными, но затрудняющими нормальное отправление функций организма;

р) страдающие грыжами;

с) алкоголики и наркоманы.

147. Для лечения кессонной болезни при всех работах с добавочным давлением свыше 1,5 *ат* должен быть устроен при медпункте в отдельном отапливаемом помещении горизонтальный лечебный шлюз, отвечающий следующим требованиям:

а) железный пол шлюза должен быть покрыт деревянным настилом и покрашен масляной краской или покрыт линолеумом;

б) внутри и снаружи шлюз должен быть выкрашен светлой неяркой масляной краской;

в) шлюз должен состоять из камеры, в которой в длину по бокам свободно помещаются две койки с проходом между ними (не менее 70 *см*), и иметь возможность свободного открытия и закрытия двери, разделяющей камеру от прикамерка; конструкция прикамерка должна быть предусмотрена такой, чтобы поместить в него не менее двух сидящих людей;

г) высота шлюза должна быть не менее 170 *см*, считая от пола до потолка;

д) шлюз должен быть снабжён входной камерой, высота и ширина входа в шлюз должны допускать внесение заболевшего на носилках;

е) шлюз должен освещаться электричеством, иметь телефон, манометр, комнатный термометр, а также приспособление для передачи в шлюз медикаментов без изменения давления в самом шлюзе;

ж) для возможности наблюдения за больным, находящимся в шлюзе, в последнем должно быть устроено не менее одного круглого окна малого диаметра.

РАЗДЕЛ ДЕСЯТЫЙ

КАМЕННАЯ НАБРОСКА, ПОНТОНЫ, БЕЗДОННЫЕ ЯЩИКИ И РЯЖИ

§ 1. ОСНОВАНИЯ ИЗ КАМЕННОЙ НАБРОСКИ

Устройство оснований из каменной наброски вызывается соображениями уплотнения слабых грунтов водоёмов, стремлением поднятия на некоторую высоту отметки заложения подошвы фундамента, а также необходимостью выравнивания дна водоёма в месте постройки сооружения.

При постройке гидротехнических сооружений иногда основания сооружений делаются из наброски искусственных бетонных или бутовой кладки массивов размерами от 8 до 50 $м^3$.

Очень часто эти массивы укладываются правильными горизонтальными или наклонными рядами.

Для целей железнодорожного строительства применяется главным образом наброска из обыкновенного рваного камня или валунов в следующих случаях:

1) при необходимости выровнять дно водотока при скалистом грунте со сложным профилем для подготовки основания под опускной колодец, ряж, понтон или бездонный ящик;

2) для уплотнения слабого грунта русла водотока при необходимости устройства фундамента при помощи понтона или ряжа;

3) при подмывах фундаментов опор моста и набережных, учитывая необходимость их предохранения от дальнейшего размыва русла;

4) при возведении временного характера опор мостов во время военных действий и стихийных бедствий вследствие разрушения постоянных искусственных сооружений.

При необходимости выравнивания каменной наброской дна водотока или уплотнения его грунта предварительно производится тщательный промер глубин воды по поперечникам. Заброску камня осуществляют при помощи деревянных труб, прикреплённых к баржам, а при наличии льда — через трубы, опущенные в проруби.

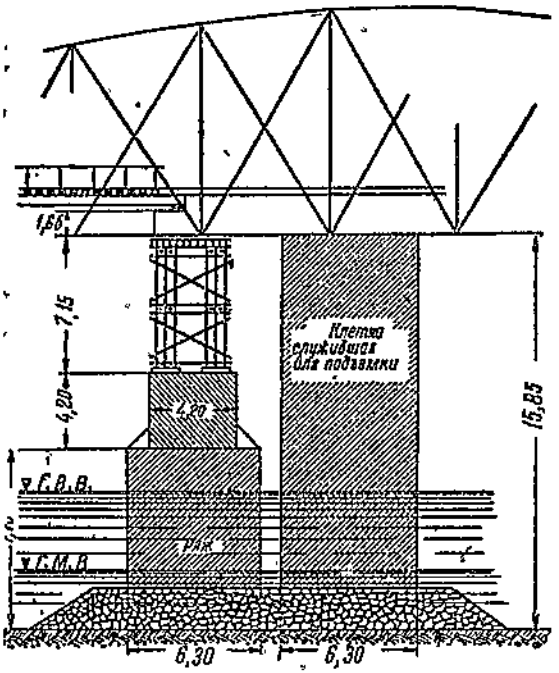
По мере производства забросси правильность её хода проверяется промерами. После окончания наброски камня обычно для окончательной проверки планировки в воду опускается водолаз, который выравнивает поверхность наброски с целью подготовки её к опусканию того или другого приспособления для устройства фундамента.

Наименьшая глубина заложения фундамента опор мостов, как известно, должна равняться 2,5 $м$ ниже возможной отметки размыва русла.

В условиях горных рек иногда бывает трудно предусмотреть и определить расчётом возможный размыв русла вследствие изменения направления динамической оси потока, почему происходит подмыв фундаментов опор, а иногда и перерыв движения, вызванный этим подмывом.

Бывают случаи образования больших ям у опор при повышении скоростей течения вследствие происходящих завихрений струй потока.

На некоторых железных дорогах во время паводков приходится наблюдать размывы русла до 6 *м* глубины при глинистых и песчаных грунтах с большим содержанием галечника, булыжника и валунов, вследствие чего опоры мостов получали осадку, не обеспечивающую безопасность движения, а иногда вызывающую полное разрушение опор.



Фиг. 522

В таких случаях на берегах около железнодорожного полотна обычно имеется аварийный запас камня, который при возникновении подмыва фундамента опоры моста немедленно забрасывается в русло около опоры в опасное место.

При прохождении паводков мостовая охрана и работники пути следят за такими опорами, внушающими подозрение в отношении подмыва, путём проведения непрерывных промеров русла мерной штангой или грузом.

Своевременным принятием мер удаётся спасти сооружение от катастроф. В некоторых случаях подмыв опор создаёт полное разрушение мостов, иногда с выносом опор мостов и ферм на несколько десятков метров по течению. В таких случаях, а также при разрушении мостов во время военных действий вследствие подрыва опор или пролётных строений принимают временные меры к скорейшему восстановлению железнодорожного движения, для чего устраиваются временные основания из каменной наброски (фиг. 522), на которые устанавливаются или рамные деревянные опоры или шпальные клетки. При этом большей частью каменную наброску отсыпают выше существующего на данный момент горизонта воды.

Это обстоятельство сильно стесняет живое сечение реки, создаёт

при паводках подмывы искусственных каменных островков, почему опоры, основанные на них, не могут обеспечить постоянной безопасности движения по мосту, и мосты на таких основаниях считаются временными сооружениями, подлежащими замене в ближайшем будущем.

При отсутствии камня можно пользоваться для устройства оснований наброской из мешков, наполовину наполненных бетоном. Набрасываемые в воду мешки с бетоном, для ускорения схватывания которого полезно добавить хлористый кальций, образуют монолитный островок, служащий основанием для сооружения опоры.

§ 2. ПОНТОНЫ

Понтоны для устройства фундаментов сооружений представляют собой приспособления, состоящие из водонепроницаемых стенок и днища. Такой ящик наплаву доставляется на место установки. Опускание понтона производится на заранее подготовленное основание (каменную наброску или свайное основание) путём заполнения его кладкой.

Вся кладка производится насухо (без водоотлива).

Применение понтона делает излишним перемычки.

Понтоны делаются самой разнообразной формы и размеров в зависимости от конструкции сооружений, для которых они применяются. При применении деревянных понтонов днища их остаются зажатыми между подготовленным основанием и кладкой опоры, образуя как бы ростверк. В тело фундамента, возведённого при помощи понтона, стенки деревянных понтонов в кладку не входят, являясь лишь оболочкой — формой для фундаментов. Они остаются на месте или заготовляются разборными, вследствие чего является возможность отделять их от днища и использовать вторично. Железобетонные понтоны, являясь оболочкой для сооружения фундамента, целиком входят в его тело после заполнения оболочки кладкой. Металлические понтоны применяются редко.

Понтоны заготовляются на специальных наклонных подмостях — стапелях, по которым они затем опускаются в воду.

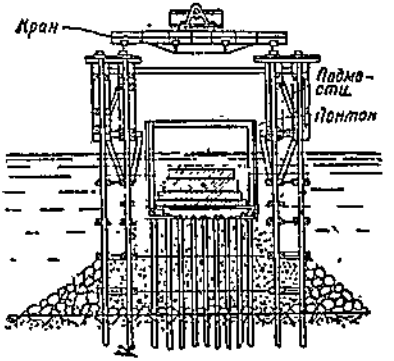
Понтоны должны быть рассчитаны в отношении днищ и стенок на гидростатическое давление воды и на различные возможные комбинации сил при их спуске, транспортировке и производстве каменной кладки. Вес понтона и распределение веса должны быть подобраны с таким расчётом, чтобы метацентр понтона лежал по крайней мере на 0,3 *м* выше его центра тяжести. Примером применения деревянных понтонов может служить постройка одного моста через Неву, исполненная в шестидесятых годах прошлого столетия.

Для возведения опор быков этого моста были применены деревянные понтоны, опущенные на основание из деревянных свай, спиленных в один уровень на 4,25 *м* ниже нормального уровня воды (ординара).

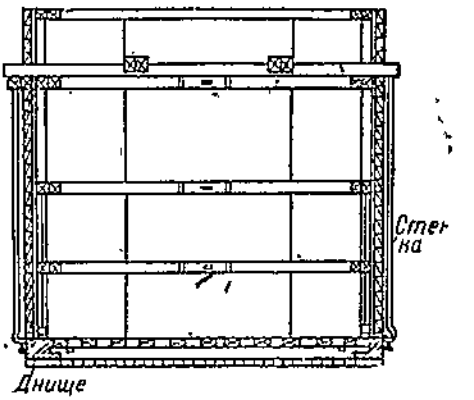
Глубина Невы в месте сооружения моста достигает 12 — 13 *м* при грунтах аллювиального происхождения, подстилаемых мореной.

На подготовленное свайное основание с заполнением промежутков между сваями бетоном устанавливался понтон путём опускания

его и ведения в нём кладки (фиг. 523). Длина понтона равнялась 35 *м* при ширине 5 *м*. Днище понтона состояло из брусьев, снизу подшитых 7,5-*см* досками, а сверху скреплённых досками толщиной 10 *см* (фиг. 524). Внутри понтон имел надёжное крепление, состоящее из системы подкосов и распорок. Стенки ящика притягивались к днищу при помощи длинных наружных и внутренних болтов (фиг. 525).

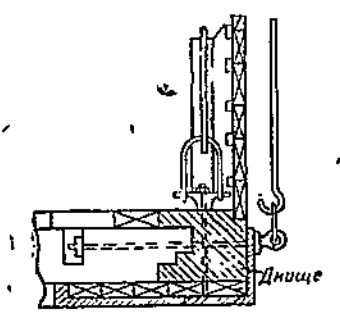


Фиг. 523

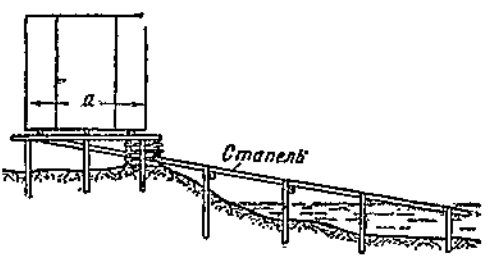


Фиг. 524

Понтоны собирались на берегу на подмостях (фиг. 526), а затем опускались по стапелям. После доставки наплаву понтона на место опускания и установки его точно над подготовленным основанием было приступлено к кладке надводной части опор. Когда кладка была выведена выше горизонта воды и понтон уже днищем опирался на свайное основание, стенки его отболчивали и они всплывали.



Фиг. 525



Фиг. 526

В настоящее время особо большое распространение имеют железобетонные понтоны при постройке молов, набережных и других гидротехнических и портовых сооружений. Для сооружения мостовых опор железнодорожные понтоны применяются редко ввиду возможной их неравномерной осадки. Чаще железобетонные понтоны опускаются на подготовленное основание из каменной наброски или из крупного песка.

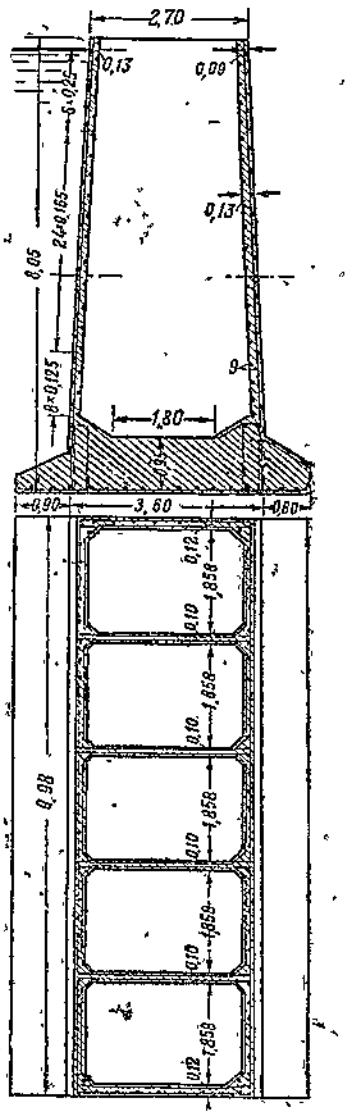
Высота понтона при доставке должна рассчитываться таким образом, чтобы стенки его возвышались над горизонтом воды по крайней мере на 1 *м*, а перед опусканием на дно на месте установки стенки должны иметь высоту на 0,5 *м* больше максимальной глубины воды, возможной при производстве работ.

Железобетонным понтонам чаще всего придают прямоугольное очертание в плане, причём понтон разделяют поперечными стенками на ряд отсеков с целью уменьшения расхода материалов на их изготовление (фиг. 527).

Дно понтона для большей его устойчивости при транспортировке на воде утолщают, придавая ему при слабых грунтах выступы с целью увеличения площади передачи давления.

Для бетона понтонов применяются пуццолановые цементы с гидравлическими добавками с целью увеличения его сопротивляемости агрессивному действию воды.

Доставленный на место опускания понтон закрепляется якорями или при помощи свай. Опускание понтона происходит большей частью медленно при равномерном заполнении его тощим бетоном, камнем или песком. В некоторых случаях, когда требуется по каким-либо причинам быстро опускать понтон, это можно осуществить путём заполнения его водой с постепенным её откачиванием по мере заполнения понтона бетоном, камнем или песком.



Фиг. 527

§ 3. БЕЗДОННЫЕ ЯЩИКИ

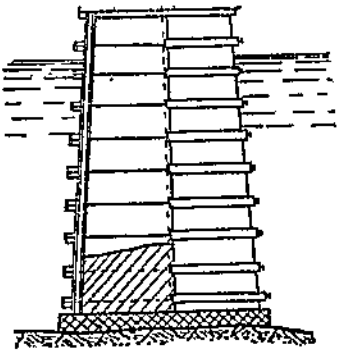
Бездонные ящики представляют собой деревянные или металлические формы для подводной бетонной кладки, погружаемые тем или иным способом на подготовленное основание.

Подготовленное основание при грунтах хорошего качества большей частью образуется каменной наброской, а при слабых грунтах состоит из забитых свай.

Если формы для бетонной кладки созданы забивкой шпунтовых рядов, то получается ящик постоянного типа, так как шпунт остаётся после заполнения пространства между стенками бетоном, предохраняя его от вымывания цемента. Преимуществом этого способа является возможность заглубления массива в грунт путём предвари-

тельной выемки грунта в шпунтовом ограждении. Если же конструкцию бездонных ящиков выполнить таким образом, что стенки их можно будет разобрать после производства бетонной кладки и её затвердения, то такие ящики называются разборными.

Разборные ящики состоят из ряда полотен, прижатых одно к другому сжимами и болтами. Конструкция таких ящиков обычно не обеспечивает достаточной их жёсткости, из-за чего при установке их на дно и бетонировке происходит их деформация.



Фиг. 528

Если же применять для увеличения жёсткости внутренние связи, то в этом случае обычно нельзя использовать элементы ящика для возведения других фундаментов; поэтому такие ящики называются также постоянными, т. е. остающимися для защиты бетона.

На фиг. 528 показана конструкция такого ящика из стоек с насадками и двойной обшивкой из досок. Снаружи стенки ящика связывались поясами из брусчатых рам, стянутых внутренними перекрёстными болтами.

Бетонировка производится подводным способом. Как известно, подводное бетонирование ухудшает качество бетона по сравнению с ведением кладки насухо. Поэтому рекомендуется в случае применения для сооружения фундамента бездонного ящика разрешить задачу о возможности производства бетонной кладки внутри него с водоотливом.

§ 42. РЯЖИ

Различают ряжи двух типов: русские и американские.

Русские ряжи представляют собой срубы (которые рубятся из брёвен), по форме и размерам соответствующие возводимым на них сооружениям. Срубы имеют днище и стенки, скреплённые вертикальными элементами — сжимами на болтах и ершах.

Ряжи собираются в стороне от места погружения или на месте его погружения и опускаются путём заполнения их камнем на приготовленное основание.

Американские ряжи делаются не со сплошными стенками, а со сквозными, т. е. с зазорами, причём они не имеют угловых врубок и вертикальных связывающих элементов в виде сжимов. Скрепление в основном производится болтами, а чаще скобами.

Ряжи применяются в качестве искусственных оснований, расположенных ниже горизонта воды, для различных постоянных инженерных сооружений (набережных, молов, быков мостов и др.), а также в качестве опор при сооружении временных мостов после стихийных бедствий и в военное время и, наконец, перемычек.

Ряжи под водой сохраняются долгое время. Опущенные в Кронштадте в петровскую эпоху ряжи, имевшие ширину по верху до 20,0 *м*

при глубине погружения 14,0 *м*, сохранились до сих пор и находятся в прекрасном состоянии.

Предельная глубина опускания ряжей 15 *м*. Чаще всего ряжи опускаются на глубину от 4 до 10 *м*.

Ряжи обычно опускаются на естественное дно водоёма. Если грунт дна покрывает толща слабого грунта, то такой грунт лучше удалять землечерпанием.

Чрезвычайно важно убедиться в равномерных наслоениях грунтов в месте опускания ряжа. Бывали случаи, что отсутствие надлежащих исследований грунтов основания в месте опускания ряжей вызывало опрокидывание их из-за опирания одного конца подошвы на скалу; при расположении днища на неравномерной толще слабого грунта имела место неравномерная осадка ряжа. Обычно исследование дна производится путём промеров и бурения скважин. Промеры лучше всего производить в зимнее время со льда, для чего в месте опускания ряжа на льдине намечаются системы двух взаимно перпендикулярных профилей через 2 *м*. В точках пересечения этих профилей пешней делаются небольшие проруби и производятся промеры русла при помощи отвеса.

Зимняя рубка ряжей (фиг. 529) даёт возможность их изготовления наиболее простым способом.

Перед рубкой ряжей производятся очистка поверхности льда от снега и промеры русла через проруби, расположенные на равных расстояниях одна от другой.

После производства разбивки сооружения приступают к укладке продольных элементов — плетей *а*, располагаемых на расстоянии около 2 *м* одна от другой.

После укладки ряда плетей укладывается поперёк ряд элементов — венцов *б*, также расположенных на расстоянии 2 *м*. Таким образом, плети и венцы образуют клетки со стороной в 2,0 *м*.

Врубки выполняются в чашку без тщательной припазовки, а для ряжей специального назначения (мостовые быки, набережные и др.) врубки производятся в лапу с тщательной припазовкой. Лес для ряжей применяется большей частью диаметром 20 — 24 *см*. После укладки трёх рядов плетей и двух венцов приступают к сшиванию плетей ершами, установке сжимов *в* и настилке пола. Сжимы делаются из брёвен диаметром 24 — 28 *см*; они являются связывающими элементами конструкции в вертикальном направлении. Сжим прикрепляется к первой плети болтом *1*, а ко второму венцу — ершом *2* (фиг. 530); сжимы всегда устанавливают с внутренней стороны клеток в пересечениях плетей и венцов, начиная крепление с нижних плетей.

Болты для связи элементов ряжа делаются из круглого железа диаметром 19 *мм*, а ерши — из квадратного диаметром 19 *мм*.

Длина болтов принимается равной двум диаметрам с прибавлением 10 *см* на нарезку. Длина ершей делается также равной двум диаметрам с прибавлением 10 — 12 *см*, учитывая необходимость забивки ерша с таким расчётом, чтобы он прошёл через два бревна и вошёл в третье на половину дерева.

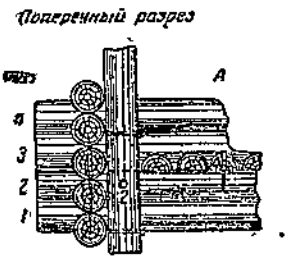
Для пропуска болтов высверливаются сквозные отверстия

диаметром 20 *мм*, а для ершей — несколько меньшего диаметра, но на половину их длины, т. е. несквозные.

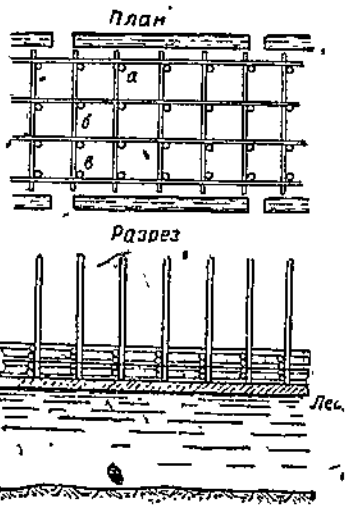
Пол укладывается между вторым и третьим венцами после пришивания третьей плети ершами и установки закрепления сжимов. Пол чаще всего делается из пластин, реже из тонкого леса диаметром 16 — 18 *см*.

При укладке пластин верх второго и низ третьего венцов несколько подтёсывается, а в горбах пластин делаются по направлению третьего венца соответствующие врубки.

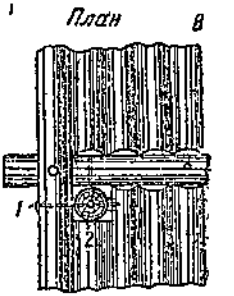
Как правило, в ряжах наружные стенки всегда рубятся сплошными, а внутренние ставятся с пропуском венцов.







Фиг. 529



Фиг. 530

Болты для связи сжимов с венцами устанавливаются через три венца в четвёртый. После того как наращивание венцов и плетей дошло до шести рядов, приступают к опусканию ряжей в воду, для чего вокруг ряжа прорубаются во льду майны с перемычками для удержания ряжа в определённом положении, и загрузке ряжа камнем, пробивая сразу перемычки пешнями.

При погружении ряжа ведутся непрерывное наращивание венцов и плетей и наполнение его камнем с таким расчётом, чтобы стенки ряжа возвышались над водой на 2 — 3 венца.

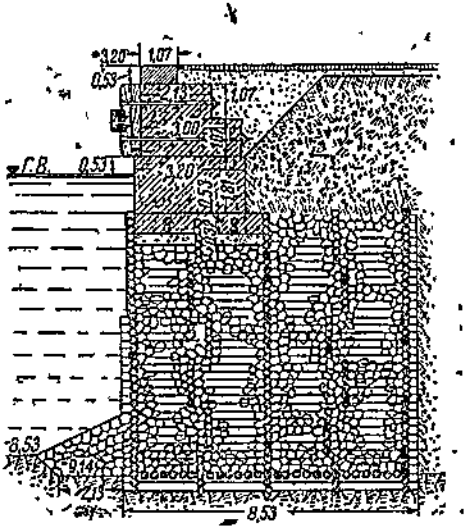
Перед посадкой ряжа дно ещё раз очищается водолазами от камней, карчей и т. п.

Ряж представляет собой гибкую конструкцию, которая при посадке на дно следует его неровностям.

Количество потребного камня на заполнение отсеков ряжа составляет примерно 0,80 — 0,85 их объёма.

При значительных скоростях течения при опускании ряжа последний может отойти от места установки. В этом случае сверху по течению забиваются кусты свай, к которым тросами, перекинутыми через сжимы, привязывается ряж с целью его удержания в определённом положении.

Иногда при рубке ряжа на льду образуется донный лёд. Практика работ по сооружению ряжей показала, что возможность появления донного льда почти исключается, если выше места опускания ряжа по течению реки на льду держать материалы для сооружения ряжа (брёвна и камень).



Фиг. 531

Летняя рубка ряжей производится на берегу, на специально построенных мостках или на плотах.

Рубка ряжей непосредственно на берегу на спланированной площадке происходит только в тех случаях, когда ожидается после сооружения ряжа на некоторую высоту паводок, который может поднять ряж без камней наплаву, после чего его транспортируют на место опускания.

Чаще ряжи собираются на специальных подмостях, на сваях или козлах, на насадках которых укладываются с наклоном брёвна, составляющие настил.

В поперечном направлении укладываются катки с подклинкой, на которых и собирается ряж. При спуске ряжа на воду верх сжимов берётся на оттяжки. Если приходится рубить ряжи на воде при большой глубине, то сборку ряжей лучше всего вести на специальных плотах.

При некотором затоплении ряжа без загрузки его камнем плот можно вытянуть из-под ряжа.

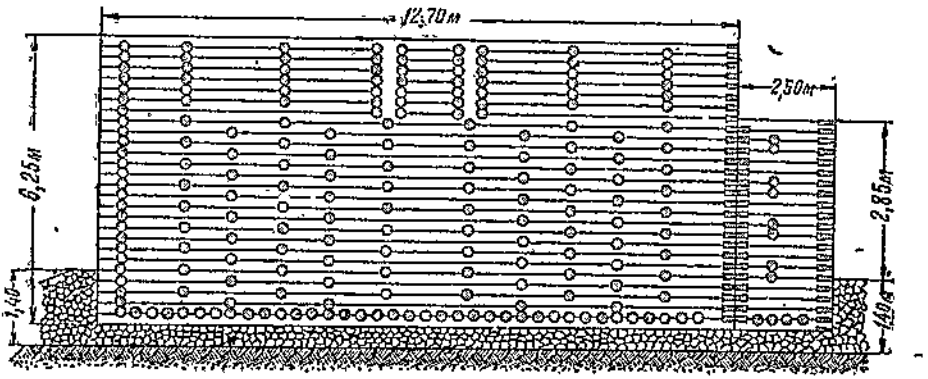
Размеры ряжа зависят от допускаемых напряжений на грунт дна, а также по условиям устойчивости ряжа. Обычно ширина ряжа по низу делается не менее 0,4 — 0,5 его высоты.

Ряжи широко используются в районах с обилием леса и камня. На фиг. 531 изображена стенка набережной, основанная на ряжах, опущенных на глубину до 9,80 *м* при ширине подошвы 8,50 *м*. Ряжи снабжены днищем с перегородками. Перед ряжем сделана каменная отсыпь с целью защиты его от подмыва.

На фиг. 532 и 533 показаны ряжевые опоры, устроенные при восстановлении моста.

Ряжи американского типа применяются главным образом при устройстве ряжевых перемычек.

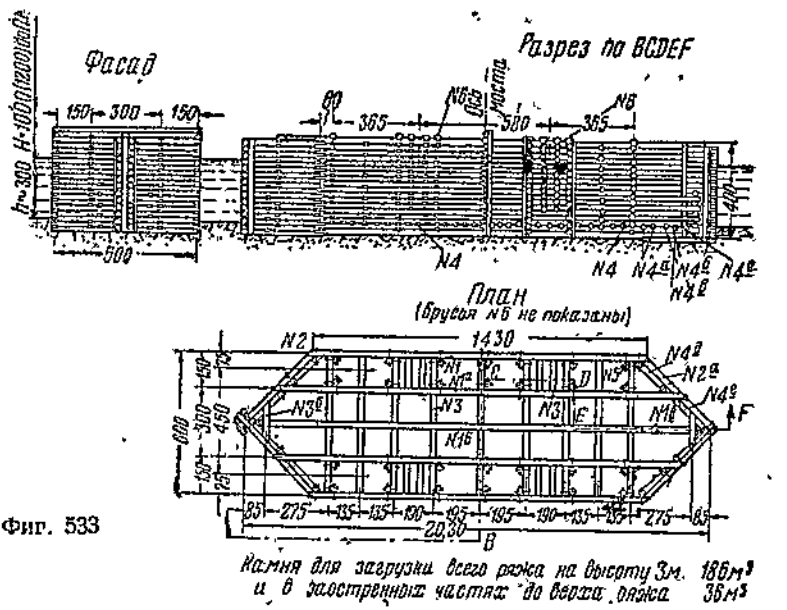
При сооружении гидростанций на Днепре и Свири американ-



Фиг. 532

ские ряжи служили для создания опоры железным шпунтовым рядам.

Применение брусьев для американских ряжей является излишним. Американские ряжи из круглого леса обходятся значительно

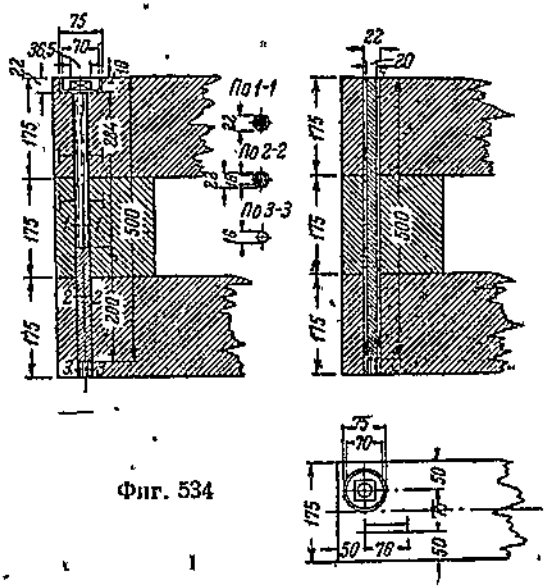


Фиг. 533

Камня для загрузки всего ряжа на высоту 3м. 186м³
и в заостренных частях до верха ряжа 36м³

дешевле. При использовании для них круглого леса в пересечениях продольных и поперечных стен, а также в соединениях во внешних углах следует взамен врубок, которые применяются в русских ряжах, делать лишь прирубки для получения плоскостей соприкасания.

Отдельные элементы американского ряжа связываются между собой глухарями и ершами. Для забивки ерша, так же как и для русских ряжей, просверливаются отверстия примерно на половину длины ерша, причём диаметр бурава берётся на 2 *мм* меньше толщины ерша. Глухари изготовляются из круглого железа диаметром 22 — 25 *мм*, длиной 60 *см*. Нижний конец глухаря имеет вид грубого винта, а головка его делается квадратной, что даёт возможность ввинчивать глухари специальными гаечными ключами. Как правило, в каждый новый венец угла забивается один ёрш или один глухарь с таким расположением, чтобы чередование их исключало возможность встречи (фиг. 534).



Фиг. 534

Так как зазоры между отдельными элементами равны 20 — 22 *см*, то камни для заполнения ряжей во всяком случае должны быть больше размера зазора.

Американцы большей частью изготовляют ряжи стандартных размеров, которые заранее собираются отдельными секциями, подаваемыми на место опускания мощными дерриками.

В качестве оснований для опор мостов даже временного характера американские ряжи рекомендовать не следует, учитывая их меньшую жёсткость и меньшую сопротивляемость неравномерным осадкам.

РАЗДЕЛ ОДИННАДЦАТЫЙ

ОСОБЫЕ СЛУЧАИ СООРУЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

Глава I

ФУНДАМЕНТЫ В УСЛОВИЯХ ВЕЧНОЙ МЕРЗЛОТЫ

§ 1. ВЕЧНАЯ МЕРЗЛОТА И УСЛОВИЯ ЕЁ ЗАЛЕГАНИЯ

а) Общие понятия и определения

Вечной мерзлотой называется такое состояние грунтов, при котором грунты, имеющие отрицательную температуру, не подвержены сезонным оттаиваниям.

Слой грунта, расположенный выше вечной мерзлоты, подверженный оттаиванию в летнее время и промерзанию в зимнее, называется деятельным слоем.

Талыми грунтами в районах вечной мерзлоты называются грунты, которые имеют положительную или нулевую температуру и не подвергаются промораживанию в зимнее время.

Сухой мерзлотой называется такое состояние крупнообломочных и песчаных грунтов, когда они остаются несмерзающимися при отрицательной температуре.

Пластичной мерзлотой называется такое состояние супесчаных, суглинистых и глинистых грунтов, которые хотя и имеют отрицательную температуру (около —1°), но по внешнему виду и свойствам трудно отличимы от талых грунтов.

В зависимости от характера залегания вечной мерзлоты различают следующие её виды.

1. Непрерывная вечная мерзлота, имеющая две разновидности:

а) верхняя граница вечной мерзлоты сливается в зимнее время с нижней границей деятельного слоя — сливающаяся мерзлота (фиг. 535, *а*);

б) между верхней границей вечной мерзлоты и нижней границей деятельного слоя имеется слой талого грунта, сохраняющий постоянно температуру выше нуля, — несливающаяся мерзлота (фиг. 535, *б*).

2. Слоистая вечная мерзлота, имеющая следующие разновидности:

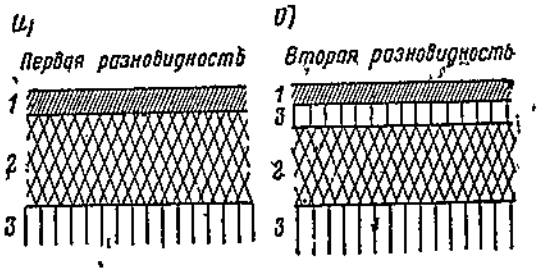
а) после деятельного слоя идёт слой вечной мерзлоты, затем талый грунт, опять вечная мерзлота и т. п. (фиг. 536, *а*);

б) после деятельного слоя идёт талый грунт, затем вечная мерзлота, опять талый грунт и т. п. (фиг. 536, *б*).

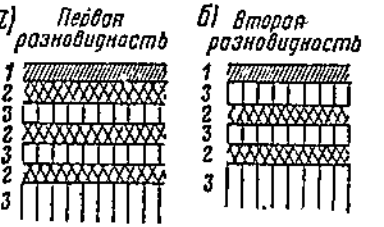
3. Вечная мерзлота с островами таликов, представляемая двумя разновидностями:

а) вечная мерзлота с островами таликов (фиг. 537, *а*);

б) вечная мерзлота с отдельным таликом (фиг. 537, *б*).



Фиг. 535

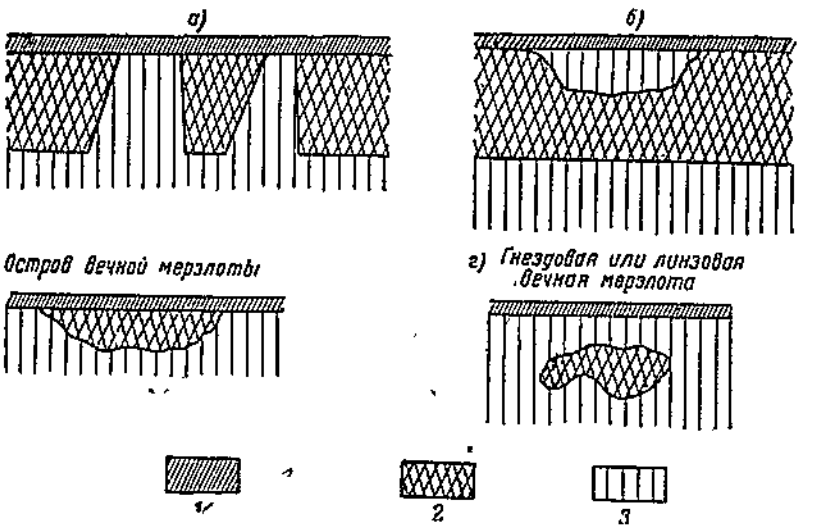


Фиг. 536

4. Острова вечной мерзлоты, которые могут быть:

а) непосредственно расположенными под деятельным слоем (фиг. 537, *в*);

б) линзовая вечная мерзлота, расположенная в талом грунте (фиг. 537, *г*).



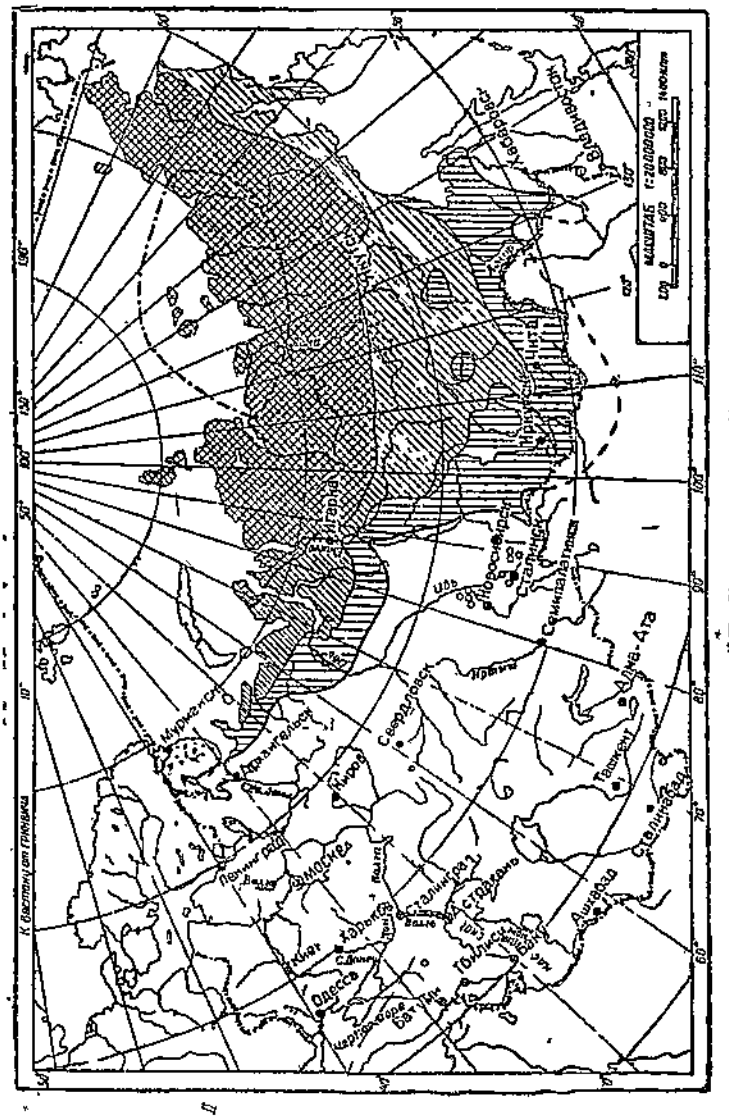
Фиг. 537

б) Распространение вечной мерзлоты

Как видно из карты распространения вечной мерзлоты, последняя занимает огромную территорию Советского Союза (фиг. 538).

Около 10 000 000 *км*² в пределах территории СССР, или 45% её площади, расположено в областях вечномёрзлых грунтов, имеющих большие природные богатства.

Своеобразие грунтовых, гидрологических, геологических и климатических условий районов вечной мерзлоты создаёт много существенных особенностей и трудностей при железнодорожном строительстве в этих районах.



Фиг. 538

Условные обозначения: *1*—район с температурами грунта на глубине 10—15 *м* преимущественно ниже —5°; *2*—район с температурами грунта на глубине 10—15 *м* преимущественно в пределах от —50 до —1,50°; *3*—район с температурами грунта на глубине 10—15 *м* преимущественно выше —1,5°; *4*—отдельные острова вечной мерзлоты; *5*—вечная мерзлота только в буграх торфяных болот; *6*—южная граница вечной мерзлоты в пределах СССР; *7*—южная граница вечной мерзлоты вне пределов СССР; *8*—граница, замыкающая районы значительных толщ льда в вечномёрзлой почве.

Знание свойств вечномёрзлых грунтов должно помочь правильно проектировать фундаменты и строить сооружения в условиях вечной мерзлоты.

в) Деятельный слой

Деятельный слой, находящийся над вечной мерзлотой и выходящий на дневную поверхность верхней своей границей, летом оттаивающий, а зимой замерзающий, является неустойчивым по своим качествам и свойствам; поэтому при определении глубины заложения фундаментов весьма важно правильно определить мощность деятельного слоя, которая зависит от географической широты местности, характера грунтов и их влажности, растительности и ориентации данного места по странам света, т. е. условиям затенения.

Мощность деятельного слоя при отсутствии многолетних наблюдений близлежащих метеорологических станций определяется:

1) при сливающейся мерзлоте — глубиной наибольшего летнего оттаивания (в сентябре — октябре);

2) при несливающейся мерзлоте — глубиной наибольшего промерзания (в марте — апреле).

Следует учитывать колебания мощности деятельного слоя в отдельные годы.

Установлено, что с увеличением широты местности, т. е. с приближением в северу, мощность деятельного слоя уменьшается, причём наибольшая мощность деятельного слоя в каком-либо месте будет соответствовать песчаным грунтам, а наименьшая — торфяным.

При назначении глубины заложения фундаментов сооружений мощность деятельного слоя должна определяться на площадках, с поверхности которых своевременно удаляется растительный покров, при сливающейся мерзлоте — в начале весны, а при несливающейся — в конце лета.

Для предварительных соображений о мощности деятельного слоя можно руководствоваться данными табл. 39.

Таблица 39

Районы	Толщина деятельного слоя для грунтов в *м*		
	песчаного	глинистого	торфянистого
Для местностей южнее 55-й параллели	3,0—4,0	1,8—2,5	0,7—1,0
Для местностей на параллели Якутска	2,0—2,5	1,5—2,0	0,5—0,8
Для побережья Ледовитого океана	1,2—1,6	0,7—1,0	0,2—0,4

В районах вечной мерзлоты часто встречаются пространства с небольшой глубиной заболоченного слоя (1,0 — 1,5 *м*, в редких случаях до 2,0 — 2,5 *м*), нередко с толстым моховым покровом, кустарниковой и древесной растительностью. Эти места называются м а р я м и и бывают расположены не только на поймах водотоков, в низинных и равнинных местах, но и на склонах гор и водоразделах.

Мари бывают гладкие и кочковатые (преимущественно с кочками высотой до 1 *м*).

г) Мощность вечной мерзлоты и её температурный режим

Мощностью слоя вечной мерзлоты называется расстояние по вертикали между её верхней и нижней границами.

Мощность слоя вечной мерзлоты колеблется в пределах от 1 до 2 *м* в южных районах, доходя до 300 *м* на севере. В Забайкалье отмечена мощность вечной мерзлоты в пределах от 15 до 70 *м*, на Дальнем Востоке — от 2 до 70 *м*, к западу от Байкала — от 1 до 100 *м*, в Витимо-Олекминском районе — до 50 *м*, в Якутской АССР — до 150 *м*, на крайнем севере Сибири — до 300 *м* (скважиной в Андерме пройдено 274 *м*, причём не была достигнута нижняя граница вечной мерзлоты), на севере Европейской части СССР — от 0 до 70 *м* (на руднике Воркута скважиной глубиной 69 *м* не была обнаружена нижняя граница вечной мерзлоты).

Слоистая вечная мерзлота чаще всего встречается в южных районах, но иногда встречается и на севере. Так, на Игарке при бурении скважины в 62 *м* было обнаружено пять талых прослоек в вечномёрзлом грунте.

При возведении сооружений на вечной мерзлоте важно знать толщину её слоя и глубину расположения её верхней границы, особенно в южных районах, где наблюдается деградация вечной мерзлоты, постепенно и чрезвычайно медленно отходящей к северу.

Толща вечной мерзлоты сохраняет огромные запасы холода, оставшиеся с ледниковой эпохи. Слой с отрицательной температурой под влиянием более высокой температуры сверху и снизу постепенно теряет свою пониженную температуру, стремясь к её повышению.

Законы деградации вечной мерзлоты в настоящее время ещё не изучены, но так как деградация имеет огромное практическое значение при возведении сооружения, то в каждом отдельном случае строительства она должна подвергаться тщательному изучению.

Острова таликов встречаются в бассейне р. Алдан, в Бодайбинском районе, в Амурской области в районе р. Зея к западу от Байкала и в бассейне р. Уса, притока Печоры.

В Малом Хингане имеются острова вечной мерзлоты среди пространства с талым грунтом.

Вечномёрзлая толща имеет температуру в южных районах её распространения от 0 до —3°, а в северных — до —7° и ниже.

Температура верхних слоёв вечномёрзлой толщи при сливающейся мерзлоте в период наибольшего летнего протаивания близка к 0°. Зимой температура этих слоёв может понижаться вследствие проникания волны холода из атмосферы.

Температура верхних слоёв вечномёрзлой толщи при несливающейся мерзлоте в течение круглого года близка к нулю.

Температурный режим вечной мерзлоты имеет огромное значение в отношении её деградации или сохранения. Произведённые исследования и наблюдения в ряде областей вечной мерзлоты позволили накопить материалы об изменении вечной мерзлоты по отдельным местностям Советского Союза, которые дают возможность разделить

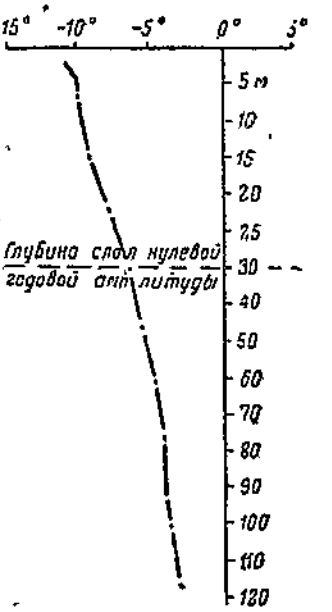
в этом отношении территорию, занимаемую вечной мерзлотой, на три области:

1) первая область тянется полоской параллельно южной границе с температурой не ниже —1,5° на глубине 10 — 15 *м*;

2) вторая область заключает в себе северную часть от Ямала до Анадырского Лимана, имея южную границу несколько севернее Якутска с температурой до —5°;

3) третья область расположена между первой и третьей с температурой от — 1,5 до —5° на той же глубине.

В Шергинской шахте (Якутск) глубиной 116,6 *м* были поставлены наблюдения, которые дали среднегодовые температуры, показанные на фиг. 539.



Фиг. 539

Геотермическая ступень повышения температуры на 1° в среднем равна 30,50 *м*.

Вечномёрзлые грунты характерны значительной льдонасыщенностью. Лёд в вечной мерзлоте находится как в виде отдельных зёрен и плёнок, так и в виде пластин, линз и значительных включений — пластов с толщиной слоя от 1 до 50 *м*.

Ископаемым льдом называются массы льда, заключённые в вечномёрзлой толще.

Грунтовой наледью называется лёд, образовавшийся зимой вследствие замерзания грунтовой воды, прорвавшейся на дневную поверхность вследствие уменьшения живого сечения подземного потока при промерзании деятельного слоя.

Наледным бугром называется местное поднятие почвы вследствие замерзания в деятельном слое грунтовой воды. Ледяные бугры поднимают верхние слои грунта от нескольких сантиметров до нескольких метров.

Ключевой наледью называется лёд, образовавшийся в зимнее время от замерзания растекающейся по поверхности грунта воды из источников.

Речной наледью называется лёд, образовавшийся из речной воды, вытекающей на поверхность ледяного покрова в русло или на пойму реки, вследствие уменьшения живого сечения реки толщей льда и промерзания подруслового потока.

Включения льда в мёрзлых грунтах опасны ввиду возможного оттаивания и возможного катастрофического разрушения кладки построенных сооружений.

В большинстве случаев грунты вечной мерзлоты состоят из пылеватых фракций, находящихся в пределах от 0,05 до 0,005 *мм*.

Насыщенные водой пылеватые грунты при оттаивании легко превращаются в плывуны с чрезвычайно небольшой несущей способностью.

д) Гидрогеологические особенности вечной мерзлоты

В районах вечной мерзлоты вода большей частью имеет положительную температуру, а вечная мерзлота является носительницей отрицательных температур. Взаимодействие воды с вечной мерзлотой заключается в отдаче первой тепла второй и получении холода первой от второй. Таким образом, вечная мерзлота стремится превратить воду в лёд, а вода влияет на вечную мерзлоту в отношении её постепенного оттаивания.

Для каждого района между водным и мерзлотным режимами устанавливается определённый баланс, причём наличие вечной мерзлоты не исключает нахождения в ней воды в жидком состоянии.

Грунтовые воды в зависимости от их положения в областях вечной мерзлоты бывают: надмерзлотные, межмерзлотные и подмерзлотные.

Надмерзлотные воды имеют место в грунтах при их замерзании, вклиниваясь между талыми и мёрзлыми грунтами. Эти воды образуют при промерзании грунта бугры, пучины и наледи.

Межмерзлотные грунтовые воды находятся в толще вечной мерзлоты и могут быть в твёрдом или жидком состоянии.

Вода в жидком состоянии имеет движение по талым жилам или течение по пластам. Межмерзлотный лёд находится в вечной мерзлоте в виде кристаллов, мельчайших пластов линз, лакколитов и огромных толщ льда.

Подмерзлотные грунтовые воды находятся ниже толщи вечной мерзлоты. Они всегда имеют жидкое состояние и иногда находятся под напором.

Выявление происхождения грунтовых вод при обследовании строительной площадки в условиях вечной мерзлоты является весьма существенным вопросом для соответствующего принятия мер против их вредного влияния на основания фундаментов сооружений.

§ 2. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ВЕЧНОМЁРЗЛЫХ ГРУНТОВ

Мёрзлый грунт рассматривается как сложная четырёхфазная система: твёрдые минеральные частицы + связывающее вещество (лёд) + вода + воздух. Основными составляющими мёрзлого грунта являются твёрдые минеральные частицы и связывающий их лёд.

Временное сопротивление минеральных частиц, входящих в состав вечномёрзлых грунтов, весьма значительно и достигает среднего значения для некоторых горных пород до 1 000 *кг/см*^{2}.

Временное сопротивление льда зависит от его структуры и температуры. Структура оказывает существенное влияние на временное сопротивление льда (при $t = 0 \div 2°$ временное сопротивление льда сжатию колеблется от 17,5 до 127 *кг/см*^{2}). С понижением температуры прочность льда увеличивается. Временное сопротивление

льда растяжению колеблется в пределах от 5 до 15 *кг/см*², для изгиба — несколько больше; примерно в таких же пределах колеблется временное сопротивление льда сдвигу.

Силы смерзания льда создают цементацию частичек грунта. Эти силы увеличиваются с понижением температуры льда. Для бетона с гладкой поверхностью временное сопротивление сцеплению льда с ним достигает в среднем 10 *кг/см*² при температуре от 5 до 10°, а для дерева — от 6 до 22 *кг/см*² при изменении температуры от 5 до 20°.

Модуль Юнга для льда колеблется в пределах от 4 300 до 92 700 *кг/см*², равняясь в среднем 30 000 *кг/см*².

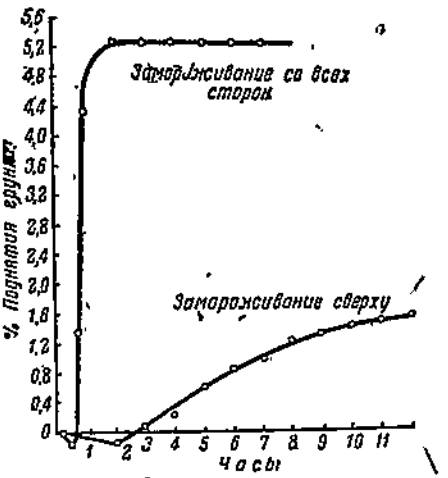
Модуль Юнга может быть вычислен по формуле

$$E = [(3 \div 5) + 0{,}1\,t] \cdot 10^4 \text{ кг/см}^2,$$

где t — абсолютное значение отрицательной температуры.

Коэфициент Пуассона для льда колеблется от 0,25 до 0,50, увеличиваясь с нагрузкой; среднее значение его 0,35.

При замерзании грунтов в них возникают значительные внутренние силы, вызываемые гидростатическим напором воды, превращением воды из жидкого состояния в твёрдое с увеличением объёма. Наличие внутренних сил вызывает явление деформации грунта в виде пучин и трещин. Пучинами называется местное поднятие грунта с образованием бугра (первая фаза образования) при промерзании его с последующим опусканием (вторая фаза) после оттаивания.



Фиг. 540

Пучины в зависимости от водных условий различаются двух видов. К первой группе относятся пучины, образующиеся без притока воды, а ко второй группе — с притоком воды.

Есть пучины, которые являются не сезонными, а нарастают в течение ряда лет; они называются булгунняхами и достигают иногда высоты до 40 *м*.

Пучение почвы при промерзании грунта встречается почти повсеместно и является неопасным для сооружений при местных поднятиях дневной поверхности на 1 — 2 *см*. Однако местами имеются пучины, достигающие 10 — 15 *см*, а иногда и 40 — 50 *см*. Такие пучины могут причинить серьёзное повреждение сооружениям.

При промораживании грунта сверху объёмное приращение колеблется от 0,4 до 3%, причём нижний предел относится к песчаным грунтам, а верхний — к глинистым. Опыты показали, что при промораживании образца грунта со всех сторон пучение грунта будет больше (фиг. 540), чем при промораживании лишь сверху.

Изменения объёма грунта при замерзании и оттаивании оказывают влияние на вертикальные и горизонтальные смещения дневной поверхности грунта в более или менее значительных размерах.

Физические свойства мёрзлых грунтов отличаются значительным своеобразием. Объёмный вес вечномёрзлых грунтов зависит от степени их влажности и характера минеральных частиц, составляющих их, и колеблется в пределах от 0,85 (рыхлый торф со льдом) до 2,0 (пылевато-илистый суглинок со значительной весовой влажностью).

Удельный вес мёрзлого грунта колеблется в пределах от удельных весов льда (0,91) до удельного веса минеральной части грунта (среднее значение 2,65).

Влажность или льдонасыщенность вечномёрзлых грунтов колеблется в чрезвычайно широких пределах: от 0 до многих тысяч процентов.

Водопроницаемость мёрзлых грунтов зависит от температуры проходящих через них грунтовых вод. Если все поры мёрзлого грунта заполнены льдом, то такой грунт можно считать абсолютно непроницаемым для воды.

Изменение объёма грунта при его замерзании зависит не от изменения объёма минеральных частиц, а исключительно от скачка, происходящего при переходе влаги, находящейся в порах грунта в жидком виде, в твёрдое состояние — лёд. Этот скачок даёт приращение объёма на 9,09%, т. е. объём воды $V_в$ при переходе в твёрдое состояние даёт объём льда $V_л = 1{,}0909\ V^в$.

Если грунт промораживается ниже подошвы фундамента сооружения, то замерзание его даёт значительное увеличение объёма грунта, вызывающее выпирание, и наоборот, оттаивание грунта создаёт изменение его объёма, вызывающее осадку фундамента.

Теплоёмкость мёрзлых грунтов при тепловых подсчётах принимают приближённо равной теплоёмкости льда, т. е. равной 0,502. Что касается теплопроводности вечномёрзлых грунтов, то она является ещё мало изученной и также принимается равной теплопроводности льда, а иногда и обычного грунта, что является грубым приближением.

Электрическое сопротивление грунтов резко увеличивается при промораживании их по сравнению с талым грунтом.

Сопротивление мёрзлых грунтов сжатию зависит от крупности составляющих грунт частиц, температуры и льдонасыщенности.

Сопротивление мёрзлых грунтов превышает сопротивление талых грунтов в 40 — 70 раз.

С увеличением крупности частиц грунта сопротивление мёрзлых грунтов нагрузкам увеличивается.

Понижение температуры вызывает увеличение сопротивляемости мёрзлого грунта.

Увеличение льдонасыщенности увеличивает сопротивление всех категорий грунтов, за исключением глин.

Допускаемые напряжения на вечномёрзлые грунты должны определяться на основании изучения гидрогеологических и геологических условий на месте постройки в соответствии с результатами испытания прочности мёрзлого грунта.

Для предварительных расчётов можно при назначении допускаемых напряжений пользоваться данными табл. 40; эти данные не могут быть распространены на вечномёрзлые грунты, в толще которых имеются прослойки льда.

Допускаемые давления на грунт основания, как правило, определяются по данным инженерно-геологических обследований и пробных нагрузок с учётом специфических особенностей строительства, чувствительности конструкции сооружения к местным осадкам и выбранного принципа строительства. Для сооружений, возводимых на вечномёрзлых грунтах, имеющих постоянно отрицательную температуру, и при полном заполнении пор льдом допускаемые давления на вечномёрзлые грунты принимаются в соответствии с ОСТ 90032-39 (табл. 40).

Таблица 40

Наименование мёрзлых грунтов по гранулометрическому составу	Температура грунта		
	от −0,2 до −0,5°	от −0,5 до −1,5°	от −1,5° и ниже
	допускаемое давление на грунт в *кг/см²*		
Пески (фракции менее 1 *мм*—100%, фракции 0,005 *мм*— не более 3%)	3,5	4,5	6,0
Супеси (фракции 0,005 *мм*—не более 8%)	2,5	3,5	4,5
Суглинки (фракции менее 0,005 *мм*— от 8 до 30%)	1,75	3,0	4,0
Глины (фракции 0,005 *мм*—более 30%)	1,5	2,5	3,5
Пылевато-илистые (фракции 0,01—0,005 *мм* — более 50%, фракции 0,005 *мм*—до 30%, наличие в отдельных случаях органических веществ до 10%)	1,0	2,0	3,0

Примечания. 1. Для промежуточных температур допускаемые давления принимаются по интерполяции.

2. Данные табл. 40 не распространяются на пластичную мерзлоту. Допускаемые давления на пластичную мерзлоту должны определяться в каждом отдельном случае путём испытания грунта.

3. Температура грунта должна определяться на уровне подошвы фундамента.

При возведении сооружений в предположении оттаивания вечной мерзлоты допускаемое давление на грунт основания назначается с учётом талого состояния грунта и его льдонасыщенности до оттаивания.

При однородном геологическом строении и мерзлотно-грунтовых условиях в пределах контура сооружения допускаемое давление на грунт основания при возведении сооружений, исходя из предположения оттаивания вечной мёрзлоты, назначается в соответствии с ОСТ 90004-38 в следующих случаях:

1) для зданий всех классов статически определимой конструкции с отдельными или ленточными фундаментами под колоннами, проектируемыми на статическую нагрузку (при стороне фундамента не меньше 1 *м*);

2) для каменных зданий всех типов с несущими стенами на сплошных фундаментах шириной не менее 0,8 *м*, проектируемых на статическую нагрузку;

3) для фундаментов труб и массивных опор при статически определимой схеме сооружений;

4) для всех зданий IV класса.

Несущая способность сухой мерзлоты определяется на основе исследований, проводимых по тем же методам, как и для обычных талых грунтов. Грунты сухой мерзлоты при переходе через нулевую температуру не меняют своей несущей способности.

Сопротивление сдвигу мёрзлых грунтов зависит от гранулометрического состава, льдонасыщенности и температуры.

При заполнении всех пор грунта льдом влияние механического состава на сопротивление сдвигу незначительно. При меньшей льдонасыщенности песок показывает временное сопротивление сдвигу примерно в два раза больше по сравнению с глиной (при $t \approx -1°$ для песка $\tau = 12$ *кг/см*², для глины $\tau = 6 \div 7$ *кг/см*²).

Абсолютные значения временного сопротивления сдвигу для различных мёрзлых грунтов получены в пределах от 3,7 до 48,5 *кг/см*².

Опыты показали, что наибольшее сопротивление сдвигу имеет место при влажности, близкой к полной влагоёмкости грунта.

Допускаемое напряжение на срез для мёрзлых мелкозернистых супесчаных, пылевато-илистых и глинистых грунтов можно принимать в соответствии с ОСТ 90032-39 по табл. 41.

Таблица 41

Температура грунта в °С	Допускаемое напряжение на срез в *кг/см*²
0	0,5
—0,5	1,5
—1,0	2,5
—1,5	3,5
—2,0	5,0

Сопротивление растяжению мёрзлых грунтов изучено недостаточно.

Лабораторными исследованиями найдено, что сопротивление растяжению мёрзлых грунтов возрастает с увеличением отрицательной температуры.

Временное сопротивление растяжению льда при изменении температуры от 0 до —23° равно соответственно 5,4—17,2 *кг/см*², а для мёрзлых глин и песков при t от —2 до —18° колеблется в пределах от 8 до 15 *кг/см*².

Сопротивление сцеплению или смерзанию имеет весьма большое значение в условиях вечной мерзлоты.

Деятельный слой грунта при замерзании увеличивается в объёме и вследствие смерзания его с поверхностью граней фундамента создаёт огромные силы сцепления, увлекающие фундамент, вызывая в нём при этом опасные деформации.

Сопротивление смерзанию зависит от влажности, величины отрицательной температуры грунта, его гранулометрического состава, материала фундамента, шероховатости его граней, степени насыщения водой грунта и т. п.

Опытами отмечено, что дерево, насыщенное водой, имеет сопротивление смерзанию в 2,5 раза большее, чем дерево в воздушно-сухом состоянии.

Величина сопротивления сцеплению для льда и мёрзлых грунтов увеличивается с понижением отрицательных температур.

Лабораторные исследования сопротивления смерзанию в зависимости от температуры, произведённые Цытовичем, показали, что в пределах от 0 до —6° между ними имеется прямая зависимость, т. е.

$$\tau_c = a + bt,$$

где τ_c — сопротивление смерзанию;

t — отрицательная температура;

a и b — коэфициенты, зависящие от механического состава грунта и его влажности; которые могут быть соответственно приняты по табл. 42.

Сопротивление сцеплению мёрзлых грунтов с деревом и бетоном увеличивается с возрастанием влажности, имея максимум при полной льдонасыщенности грунта.

Абсолютная величина сопротивления сцеплению мёрзлых грунтов в значительной степени зависит от насыщения грунта льдом.

Таблица 42

Грунт	Значения	
	a	b
Пылеватый	4,6	0,9
Глина	2,8	1,4
Супесь	1,0	3,6

Галечная засыпка имеет минимальное значение временного сопротивления сцеплению при замерзании грунтов, когда она защищена от заиливания и имеет свободный сток воды.

По ОСТ 90032-39 напряжения, возникающие при смерзании грунта с поверхностью фундаментов в *кг/см*², принимаются по табл. 43.

Таблица 43

Грунт и материал	Температура —1°				Температура —10°			
	степень льдонасыщенности							
	0,25	0,50	0,75	1—1,4	0,25	0,50	0,75	1—1,4
Мелкозернистые, супесчаные, суглинистые, глинистые и пылеватоилистые грунты с деревом	2	3	4	6	3	7	13	16
То же с бетоном	1	2	4	5	7	10	13	13

Примечания. 1. Напряжения при смерзании для других температур льдонасыщенности определяются по интерполяции.

2. Напряжения при смерзании гальки, защищённой от заиливания, при условии свободного вытекания из неё воды принимаются равными 0,4 *кг/см*² для случая смерзания как с деревом, так и с бетоном.

3. Степень льдонасыщённости определяется приближённо по формуле

$$I = \frac{w}{w_n},$$

где w — весовое содержание воды (льда) в грунте (влажность мёрзлого грунта);

w_n — полная влагоёмкость того же грунта после оттаивания.

Однако экспериментальные работы на мерзлотных станциях (например, в Сковородино), произведённые за последние годы, показывают, что силы смерзания будут значительно меньше, чем это указано в табл. 43, и колеблются большей частью в пределах от 1 до 2 *кг/см*^{2}.

§ 3. МЕРЗЛОТНО-ГРУНТОВЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ В СТРОИТЕЛЬНЫХ ЦЕЛЯХ

Мерзлотно-грунтовые исследования обычно производятся параллельно с инженерно-геологическими исследованиями и имеют целью:

1) выявление мерзлотно-грунтовых условий строительной площадки (мощность деятельного слоя, характер и глубина залегания вечной мерзлоты, температура вечномёрзлой толщи, её льдонасыщенность и т. д.);

2) учёт возможных изменений мерзлотно-грунтовых условий как во время возведения сооружения, так и при его эксплуатации;

3) получение данных, достаточных для выбора принципа строительства (сохранение мёрзлого состояния грунтов или оттаивания вечной мерзлоты).

К мерзлотным исследованиям относятся: определение глубины залегания верхней поверхности вечной мерзлоты и мощности деятельного слоя; определение характера рельефа верхней границы вечной мерзлоты; определение типа вечной мерзлоты по залеганию её в глубину; определение мощности вечномёрзлого слоя; выявление термического режима деятельного слоя и толщины вечной мерзлоты; выявление ледяных включений в грунтах; выявление динамических процессов в деятельном слое.

Эти исследования связаны с бурением и шурфованием; лучше производить их электрометрическим или сейсмическим методом с контролем полученных данных отдельными буровыми скважинами, главным образом в местах островов или же псевдоостровов вечной мерзлоты.

При строительствах значительного объёма желательно одной, а лучше тремя буровыми скважинами определить нижнюю границу вечной мерзлоты.

Стенки безводных скважин при бурении в вечной мерзлоте отличаются устойчивостью, и осаживание обсадных труб в них никаких затруднений не вызывает.

Если же в скважине появляется вода, то в ней намерзает лёд, затрудняющий осаживание труб, для чего прогревают трубы нагретым железом.

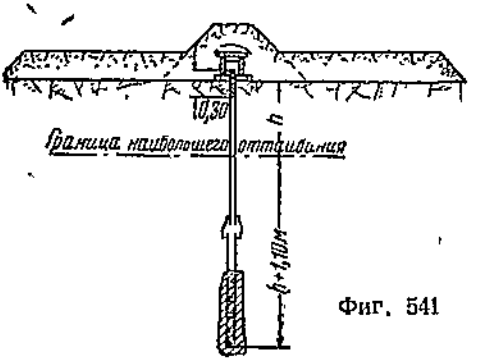
Буровые работы в условиях вечной мерзлоты должны производиться быстро, без перерывов, во избежание промерзания скважин.

При бурении и после окончания его в скважине опускаются на определённые глубины психрометрические термометры, заделанные в металлические трубки, причём шарик с ртутью окружается нетеплопроводным материалом (пробка, сажа и др.).

Такие термометры называются заленивленными. Для измерения температур их прикрепляют по нескольку штук по высоте к бечёвке и опускают в скважину, закрывая сверху её устье.

Динамические процессы в грунтах (пучины, наледи и т. п.) лучше всего определять путём точных нивелировок от надёжного репера.

При изысканиях и постройке железных дорог в районах вечной мерзлоты и глубокого промерзания вследствие большой активности процессов, происходящих в деятельном слое, обеспечению устойчивости реперов должно быть уделено особое внимание. Наиболее надёжным репером в районах вечной мерзлоты и глубокого промерзания является металлическая марка, заложенная в выходящую на дневную поверхность скалу. Для закладки марки следует выбирать монолитную, не подвергающуюся выветриванию скалу. Марка может быть заложена как на вертикальной, так и на горизонтальной поверхности скалы; заделка марки производится обычными способами. В случае невозможности заложить скальный репер-марку может быть применён один из следующих типов грунтовых реперов: трубчатый репер, состоящий из труб разных диаметров, соединённых между собой при помощи переходящих муфт, — трубчатый репер с переходником (фиг. 541); свайный репер.



Фиг. 541

При обследовании особое внимание необходимо обратить на участки с наличием деформаций искусственных сооружений, на наклон деревьев, а также на признаки, указывающие на неустойчивое состояние масс грунта.

Строительные характеристики грунтов как деятельного и талого слоёв, так и вечной мерзлоты определяются путём исследования их физико-механических свойств, а также пробными нагрузками.

Окончательные изыскания заключаются в уточнении ряда данных после составления технического проекта сооружения или в процессе его строительства.

Наблюдения за устойчивостью сооружений, а также изучение изменений мерзлотно-грунтовых условий должны продолжаться и после ввода сооружения в эксплуатацию.

§ 4. ДЕФОРМАЦИИ СООРУЖЕНИЙ В УСЛОВИЯХ ВЕЧНОЙ МЕРЗЛОТЫ И ИХ ПРИЧИНЫ

Основными причинами деформаций сооружений, построенных в районах распространения вечной мерзлоты, являются: оттаивание вечномёрзлых грунтов в основании фундаментов сооружений; пучение грунтов деятельного слоя; наледные процессы.

При оттаивании мёрзлых грунтов наблюдаются следующие явления: резкое понижение связности и в силу этого уменьшение несущей способности переувлажнённых грунтов, особенно глинистых, пылеватых и илистых; образование местных просадок при переувлажнён-

ных грунтах и даже провальных озёр при наличии в вечномёрзлой толще значительных включений льда; сплывы грунтов, перешедших после оттаивания в разжиженное состояние, по мёрзлой наклонной поверхности ещё не оттаявших слоёв; оползни земляных масс и скольжение фундаментов сооружений по мёрзлой наклонной поверхности ещё не оттаявших слоёв грунта; изменение режима поверхностных и подземных вод.

Пучение грунтов деятельного слоя при их промерзании может сопровождаться: появлением пучинных горбов, искажающих продольный профиль железнодорожного пути; неравномерным поднятием поверхности откосов земляных сооружений с образованием трещин в откосах, а после оттаивания — просадки пути в насыпях и оползней в выемках; поднятием сооружений в зимнее время вследствие смерзания грунта деятельного слоя с фундаментом; при этом могут происходить перекосы отдельных частей сооружений и разрывы фундамента. Особенно значительной высоты поднятие сооружений зимой может достигнуть в том случае, если фундаменты окажутся заложенными на деятельном слое; остаточным выпучиванием фундаментов и в особенности свай, если после оттаивания деятельного слоя сооружение не опустится вместе с ним.

Наледные процессы могут вызвать: деформации сооружений вследствие повреждений их наледным льдом или образованием под ними наледных бугров и взрывами последних; заполнение зданий наледным льдом вследствие прорыва наледной воды под зданием; нарушение регулярности и безопасности движения поездов вследствие заливания пути наледной водой и её замерзания, а также в результате образования наледей в тоннелях.

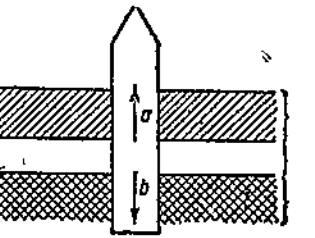
Основными видами деформаций фундаментов являются: выпирание и разрыв фундамента вследствие влияния деятельного слоя или гидродинамических явлений; срез фундамента в результате изменения режима деятельного слоя; осадки фундамента из-за оттаивания вечной мерзлоты.

Эти деформации настолько распространены в условиях вечной мерзлоты, и изучение их является настолько полезным для выработки соответственных мер борьбы с ним, что на характере их и причинах появления следует остановиться несколько подробнее.

Выпирание и разрыв фундамента как виды деформации встречаются весьма часто из-за пучения грунта. В районах вечной мерзлоты фундамент или свая в толще деятельного слоя соприкасается по своей боковой поверхности с оттаявшим грунтом летом и осенью, а с промёрзлым грунтом зимой и весной. При промерзании грунта происходит сцепление его с поверхностью фундамента или сваи. Эти силы сцепления, достигая огромной величины, стремятся приподнять фундамент вследствие увеличения объёма грунта и поднятия его дневной поверхности. Силам выпучивания *a* противостоят силы трения в толще талого грунта и вечной мерзлоты *b*, которые стремятся противодействовать силам пучения (фиг. 542). Если силы трения меньше сил пучения и величина последних не является разрушительной для материала фундамента или сваи, то последние приподнимаются. Если же силы трения и силы пучения превышают силы, которые в состоянии

обеспечить временную прочность фундамента или свай, то происходит их разрыв.

В Петровско-Забайкальском на мерзлотной станции изучалось пучение составных свай. В результате пучения грунта происходит отделение верхней части сваи от нижней. Разъединение стыков колебалось от 13,5 до 38,0 *см* с увеличением его *р*азмеров при большем углублении стыка. Как только начинается оттаивание грунта, происходящее с поверхности, грунт начинает уменьшаться в объёме. При этом получается постепенное оседание дневной поверхности грунта, и лишь тогда, когда грунт оттает до низа верхнего элемента составной сваи, последний начинает оседать, далеко не всегда заполняя оставшуюся снизу пустоту.



Фиг. 542

С каждым годом в результате процессов пучения происходит постепенное увеличение деформаций свай, вследствие чего они начинают отклоняться от своего вертикального положения, а затем даже падают.

Для противодействия пучению свай необходимо их заглублять ниже деятельного слоя по крайней мере на двойную толщину деятельного слоя. При этом стыки во всяком случае должны делаться ниже деятельного слоя, а поверхность сваи должна быть гладко выстрогана и смазана нефтью для уменьшения сил сцепления.

Через 2 года после сдачи в эксплуатацию Амурской ж. д. 30% деревянных мостов потребовали исправления вследствие выпучивания отдельных элементов моста. Из обследованных 49 деревянных мостов на сваях на одной из дорог 42 моста оказались деформированными с расстройством ответственных соединений.

При деформации деревянных мостов особенно характерно наибольшее выпирание средних опор, вызывающее излом схваток и расстройство врубок моста.

Высота пучения отдельных вертикальных элементов колебалась в пределах от 2 до 50 *см*, достигая в районах наледей 2,0 *м*.

На Забайкальской ж. д. наблюдался случай выпучивания всего быка, заложенного на мощном слое вечной мерзлоты, состоящем из суглинков, на глубину 2,40 *м* при толщине деятельного слоя 1,7 *м*. Мост имеет два пролёта по 10,67 *м*. Выпучивание быка начиналось в конце октября, усиливаясь в январе — феврале, и прекращалось в начале апреля. Приподнятый за зиму бык летом садился на очень небольшую величину, значительно меньшую, чем деформация пучения.

С 1913 г. по 1928 г. общее поднятие быка достигло 128 *см* (фиг. 543). Обследование грунта показало наличие грунтовых вод в основании, причём имело место движение не только грунтовых вод, но и иловато-жидких масс грунта в слое вечной мерзлоты.

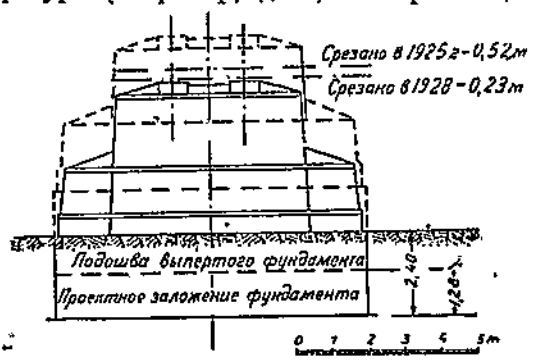
На фиг. 544 представлен характерный случай деформации опоры одного из мостов Амурской ж. д. отверстием 4,0 × 6,39 *м*.

Бык заложен на скале, имея подошву фундамента на глубине 4,80 *м* от поверхности. Кладка быка производилась в зимнее время без водоотлива.

Спустя несколько лет после постройки бык стал деформироваться и в кладке его появились трещины. Отрывкой шурфа было выяснено, что фундамент быка имеет ряд вертикальных и горизонтальных трещин, причём одна из них на расстоянии 1,32 *м* от обреза является сквозной. В нижней части фундамента горизонтальных трещин не оказалось. Измерения показали, что сумма величин горизонтальных трещин была меньше общей величины приподнятия быка.

Каменный бык одного из мостов Забайкальской ж. д. даёт из году в год со времени постройки полный цикл поднятия и опускания в среднем на 10 *см* ежегодно.

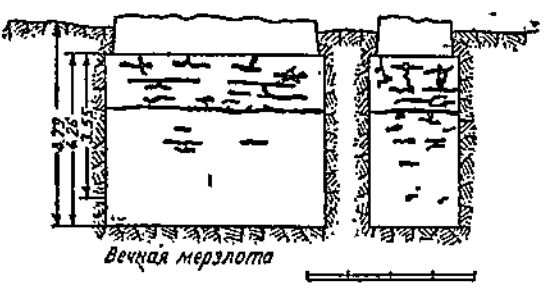
Деформация среза фундамента происходит главным образом в сооружениях, внутри которых поддерживается зимой высокая температура (например, депо, электростанция, мастерские, жилой дом).



Фиг. 543

Вследствие промораживания зимой грунта деятельного слоя снаружи здания происходят пучение грунта, поднятие его дневной поверхности и появление значительных боковых горизонтальных сил, во много раз превышающих пассивное давление грунта. С внутренней стороны помещения деятельный слой или не промерзает вовсе или же промерзает медленнее наружного. В результате изнутри не будут появляться силы давления на фундамент, которые в состоянии уравновесить боковое давление замерзающего грунта, и фундамент, будучи не в состоянии им противодействовать, срезается примерно на отметке верхней границы вечной мерзлоты. Деформация эта нарастает ежегодно и иногда влечёт полное разрушение сооружения.

Деформация осадки фундамента из-за оттаивания вечной мерзлоты встречается наиболее часто главным образом вследствие изменения режима мёрзлых грунтов деятельностью человека и уже в меньшей степени вследствие деградации.



Фиг. 544

Наблюдения показали, что достаточно поставить какое-либо простое сооружение на поверхности грунта (сарай, щит), как температурный режим грунта начинает меняться. На фиг. 545 показано влияние простого деревянного щита на годовые изотермы (крайние точки относятся к расстоянию в 10 *м* от щита).

На фиг. 546 показаны годовые изотермы под сараем на станции Зилово по наблюдениям в течение года на глубине 2,50 *м*. Влияние затенения сказывается на подъёме верхней границы вечной мерзлоты, как это видно на фиг. 547.

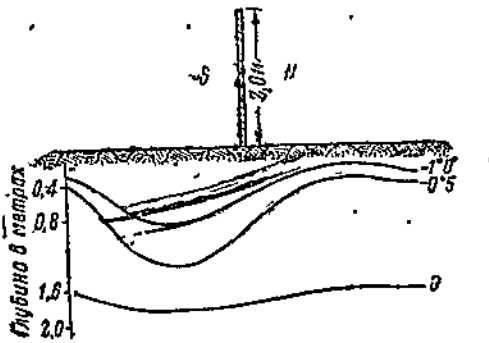
На фиг. 548 показано изменение границы вечной мерзлоты с образованием чаши талого грунта после постройки деревянного жилого дома.

Серьёзное исследование изменения температурного режима вечной мерзлоты было проведено с опытным домиком на Петровской мерзлотной станции с производством наблюдений за 24 электрическими термометрами сопротивлений. Характерны средние изотермы за 1933 г. (фиг. 549) и апрельские изотермы (фиг. 550).

На фиг. 551 показана верхняя граница вечной мерзлоты под опытным домом на 11 октября 1933 г. по результатам изменений в шурфах.

Путём исследования установлено, что возведение фундамента на сплошной бутовой кладке в значительной степени нарушает режим вечной мерзлоты.

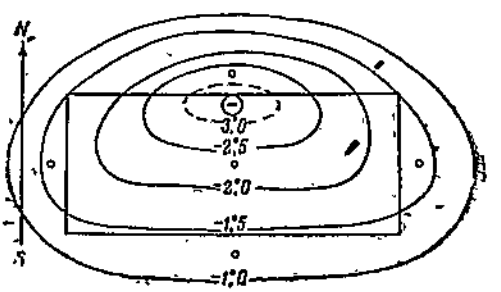
Нарушение режима вечной мерзлоты у южной стены вызывает её оттаивание, а у северной — повышение её верхней границы. Под всей площадью постройки, как правило, наблюдается значительное потепление грунта.



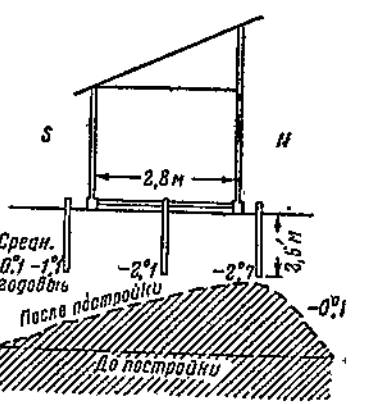
Фиг. 545

Вследствие оттаивания вечной мерзлоты получаются деформации, совершенно разрушающие сооружения.

Кирпичная дымовая труба Читинских мастерских высотой 33,3 *м* с июня 1901 г. по июль 1902 г. отклонилась от вертикали на 115 *см*, вследствие чего её пришлось разобрать.

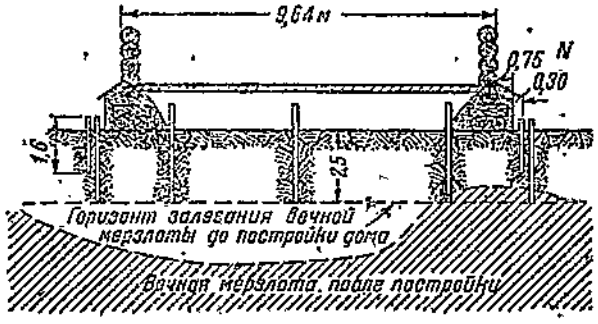


Фиг. 546

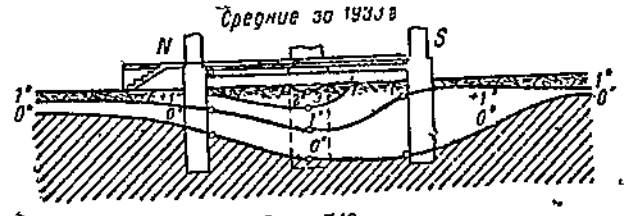


Фиг. 547

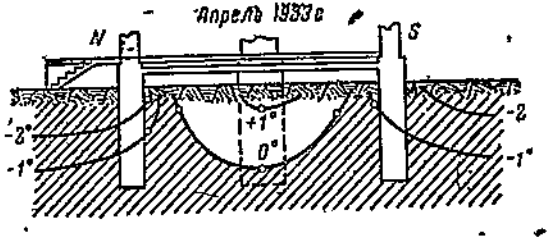
Каменное здание вокзала станции Мозгон было начато постройкой в 1908 г. и закончено в 1909 г. Грунт в основании состоял из гальки с песком и примесью ила. Для фундаментов были выкопаны котлованы глубиной 3,75 *м*. Под фундаменты делалась песчаная подушка шириной 2,56 *м* и высотой 0,64 *м*. Выше подушки была уложена плита толщиной 0,64 *м*, усиленная рельсами, на которой была возведена бутовая кладка трапецоидального профиля высотой 2,24 *м*. Несмотря на ряд принятых мер по обеспечению фундамента от осадки, в 1914 г.



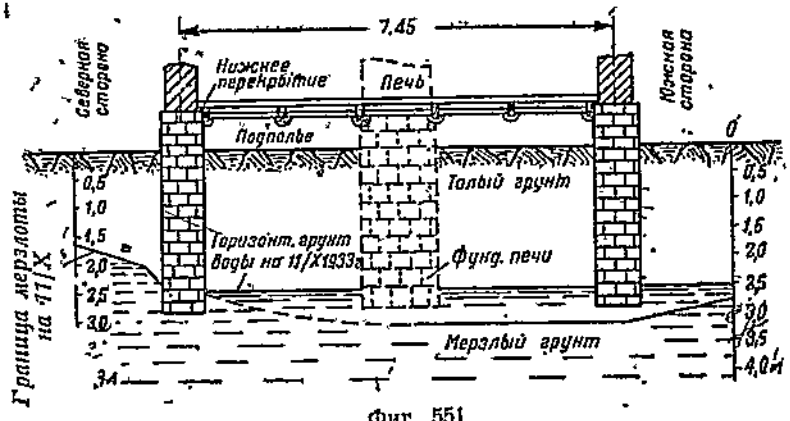
Фиг. 548



Фиг. 549



Фиг. 550



Фиг. 551

стена с южной стороны стала оседать и в ней появились трещины, которые постепенно увеличивались.

В 1924 г. осадка стены достигла в среднем 11 *см*.

Паровозное депо станции Шимановская за два года после устройства парового отопления получило осадку фундаментов, равную в среднем 80 *см*.

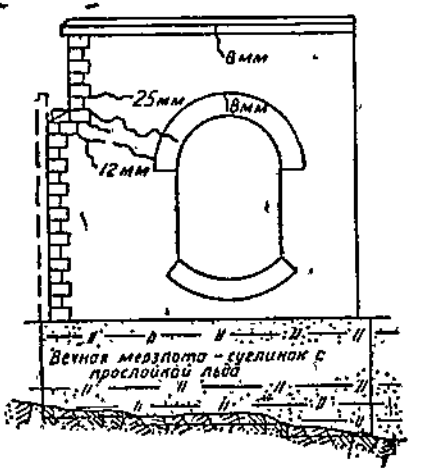
Фундаменты здания и установок Читинской ГЭС за 41 месяц эксплуатации получили осадку от 40 до 275 *см*.

Характерный случай деформации устоя из-за оттаивания вечной мерзлоты имел место с одним железнодорожным мостом около Читы.

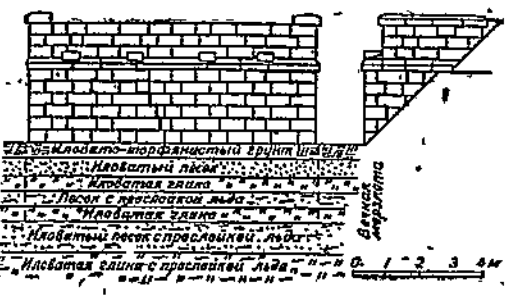
Фундамент устоев был заложен на сильно трещиноватой скале с прослойками льда. В правом устое стали появляться трещины, которые местами доходили до 25 *мм*. и при этом устой начал садиться со стороны пролётного строения вследствие оттаивания прослоек льда в скалистом грунте (фиг. 552).

Устройство насыпей подходов вызывает поднятие верхней границы вечной мерзлоты за устоями при одновременном опускании этой границы со стороны пролётов.

Неравномерные осадки устоев могут вызвать их перекосные деформации, при которых происходят растрескивание кладки устоя и её разрушение. На фиг. 553 показана деформация устоя одного из мостов Забайкальской ж. д.



Фиг. 552



Фиг. 553

Деформации сооружений вследствие наледных явлений в мёрзлом грунте и появления напора воды встречаются реже.

§ 5. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ В УСЛОВИЯХ ВЕЧНОЙ МЕРЗЛОТЫ

Прочность и устойчивость сооружения, построенного в условиях вечной мерзлоты, зависят от правильного выбора типа фундамента и его конструкции, а также местных условий.

В зависимости от мерзлотных грунтовых, гидрологических условий, рельефа и растительного покрова местности, а также от теплового режима сооружений и их конструкции может быть применён один из двух основных принципов строительства: принцип сохранения мёрзлого состояния грунтов, не исчезающего и при эксплуатации сооружения (принцип сохранения вечной мерзлоты); принцип оттаивания вечной мерзлоты при постройке или во время эксплуатации

сооружений. В некоторых случаях возможно и предварительное протаивание вечномёрзлых грунтов.

Таким образом, выбор типа фундамента зависит в первую очередь от свойств вечной мерзлоты и режима её грунтовых вод, а также гранулометрического состава грунтов, слагающих вечную мерзлоту, и должен быть обоснован экономическими расчётами и соображениями.

Большое значение при выборе типа фундамента имеют также температурный режим внутри сооружений, площадь и конструктивные особенности.

Очевидно, что неотапливаемые сооружения будут меньше нарушать режим вечной мерзлоты, чем, например, помещение парокотельной или кузницы при мастерских.

Строительство по принципу сохранения мёрзлого состояния грунтов должно осуществляться, как правило, в тех случаях, когда вечная мерзлота залегает сплошным мощным слоем (не менее 20 *м*) и имеет на глубине 6 *м* среднюю годовую температуру ниже —1,0°, а возводимое сооружение не выделяет в грунт большого количества тепла.

Строительство по этому принципу может осуществляться также в районах, где температура вечной мерзлоты на глубине 6 *м* весь год ниже или равна —0,5°, но снежный покров на поверхности почвы не менее 25 — 30 *см* в ноябре, 50 *см* — в декабре и 50 — 60 *см* — в январе. Во время эксплуатации возведённых в этих условиях сооружений снег должен убираться. При наличии вечной мерзлоты мощности менее 20 *м* (островной или слоистой) с температурами на глубине 6 *м* выше —1,0°, а также при возведении сооружений, выделяющих большое количество тепла в грунт, строительство должно, как правило, вестись в предположении постепенного оттаивания вечной мерзлоты под сооружением.

Если в основу строительства принят принцип оттаивания вечной мерзлоты, то расчёты производятся, исходя из тех свойств мёрзлых грунтов, которые они принимают после своего оттаивания. При этом необходимо учитывать влияние на температуру грунтов не только самих сооружений, но и всех других надземных и подземных устройств (водопровод, канализация) и работ (уничтожение растительности, планировка, устройство канав, водоотводов и т. п.) как во время строительства, так и в период эксплуатации сооружений.

Для предварительных соображений о температурах грунтов на глубине 6 *м* по сравнению с наблюдённой во время обследования можно руководствоваться данными, приведёнными в табл. 44 [1].

Если несущая способность грунтов после оттаивания не уменьшается или уменьшается в очень незначительной степени (скальные, плотные щебёнистые, галечные, гравелистые и крупнозернистые песчаные), то возведение сооружений осуществляется так же, как и в немерзлотных районах.

---

[1] В соответствии с Техническими указаниями по изысканиям, проектированию и сооружению железных дорог в районах вечной мерзлоты НКПС, 1941

Таблица 44

Время года	Северные районы вечной мерзлоты		Южные районы вечной мерзлоты	
	температура в °С			
	от	до	от	до
Январь—март	—2,0	—2,5 и ниже	—0,5	—0,9
Апрель—июнь	—2,5	—3,5 и ниже	—0,9	—1,3
Июль—сентябрь	—3,0	—2,5	—1,2	—0,8
Октябрь—декабрь	—2,5	—2,0 и ниже	—0,8	—0,5
Средняя годовая температура	Около 3 и ниже		Около 1,0	
Амплитуда колебаний температуры	» 2,0		» 0,8	

Наличие погребённых льдов на глубине, на которой возможно их оттаивание, исключает возможность возведения сооружений по принципу оттаивания вечной мерзлоты.

В случае невозможности обойти места с погребёнными льдами строительство сооружений производится по индивидуальным проектам, в которых должны быть предусмотрены мероприятия, гарантирующие погребённые льды от протаивания.

Глинистые и пылеватые грунты при оттаивании их превращаются в плывун — грунт с ничтожной малой несущей способностью, что вызывает значительные усложнения конструкций фундаментов.

Бутовые фундаменты под стены вследствие значительной площади передачи тепла и большой теплопроводности сильно нарушают режим вечной мерзлоты, почему в данных условиях применение их не может быть рекомендовано.

Наиболее рациональным типом фундаментов в условиях вечной мерзлоты являются фундаменты в виде отдельных столбов, сделанные из бетона с армированием их железом или деревом. Такие фундаменты являются менее опасными для изменения режима вечной мерзлоты, а также имеют преимущество в отношении возможности восприятия растягивающих и изгибающих усилий.

При возведении фундаментов для гражданских сооружений по принципу сохранения вечной мерзлоты необходимо устройство проветриваемого зимой подполья.

Сплошные фундаменты в виде плит применяются при малой несущей способности вечной мерзлоты после её оттаивания, т. е. при применении принципа уничтожения режима вечной мерзлоты.

При наличии коренных пород, залегающих на глубине не свыше 10 *м*, рационально проектировать фундаменты в виде отдельных столбов, заглублённых в коренную породу.

При возведении сооружений на мёрзлых грунтах, обладающих ничтожной несущей способностью при оттаивании, рекомендуется устраивать мощные песчано-гравелистые подушки, ростверки и свайные основания.

Для деревянных зданий можно устраивать простые фундаменты на городках, в клетках, а также на лежневых опорах.

Инж. Еленевский предлагает для условий вечной мерзлоты классифицировать фундаменты по признакам их заложения в вечной мерзлоте или над ней. Дневная поверхность в районах сплошной вечной мерзлоты является как бы экраном, ниже которого происходят процессы, свойственные мерзлотным грунтам и деятельному слою. Если устроить песчаную или гравелистую отсыпку на поверхности, то появляется новый экран, который в значительной степени будет видоизменять режим расположенных ниже грунтов.

Если фундаменты своим основанием располагаются в толще вечной мерзлоты, то такие фундаменты называются подэкранными, проектируемыми по принципу сохранения вечной мерзлоты.

Наоборот, в условиях сплошной и несплошной вечной мерзлоты при вероятности её оттаивания можно положить в основу проектирования фундаментов устройство мощных песчано-гравелистых подушек с заложением в них оснований. Такие фундаменты будут называться надэкранными (фиг. 554).



Фиг. 554

Все сооружения, возводимые в условиях вечной мерзлоты, в зависимости от их влияния на температурный режим грунта можно подразделить на основные группы, а именно: холодные, не выделяющие собственного тепла, и тёплые, выделяющие собственное тепло.

Очевидно, что для холодных сооружений основными являются подэкранные фундаменты, а для тёплых сооружений — надэкранные фундаменты. Такая классификация заслуживает внимания. Преимущество классификации фундаментов по признакам устройства их надэкранными и подэкранными заключается в том, что здесь мероприятия по предохранению сооружения от вредного влияния оттаивания мёрзлого грунта для надэкранных фундаментов являются более действительными, исходя из положенного в основу принципа проектирования.

Следует отметить, что расчёт изменения температурного режима вечной мерзлоты после возведения фундаментов является задачей сложной и неопределенной, приводящей иногда к ошибочным выводам и вызывающей непредусмотренные деформации (Читинская электростанция).

Для обеспечения устойчивости сооружений, возводимых в условиях вечной мерзлоты, необходимо проведение ряда мероприятий.

Уменьшение влияния на сооружение сил пучения, наледных процессов и т. п. достигается возможно более тщательным осушением местности, особенно если строительство ведётся по принципу оттаивания вечной мерзлоты. Следует учитывать, что осушение местности, как правило, вызывает быстрое понижение верхней поверхности вечной мерзлоты. При небольшой мощности вечномёрзлой толщи и при температуре её, близкой к 0°, осушение местности при благоприятных

условиях может повлечь даже полное исчезновение вечной мерзлоты в районе осушения.

Кроме того, необходимо принимать меры к отводу от сооружений атмосферных вод для избежания накопления воды в грунтах вблизи сооружений, в результате чего возможны их деформации под влиянием сил пучения, наледных процессов и вследствие оттаивания вечной мерзлоты.

При строительстве по принципу сохранения мёрзлого состояния грунтов рекомендуются следующие мероприятия: производить рытьё котлованов для фундаментов по возможности в периоды года с отрицательными температурами, с тем чтобы заложение фундамента производилось на неоттаявший грунт; применять для фундаментов материалы по возможности наименее теплопроводные с устройством при необходимости теплоизоляционной прокладки с целью уменьшения проникания тепла к основанию; укладывать под фундаменты ответственных сооружений ростверки из двух рядов накрест уложенных брусьев или брёвен; покрывать поверхность грунта под сооружением и вокруг него защитным слоем из малотеплопроводных материалов (торф, мох, шлак и т. п.) с принятием мер к отводу поверхностных вод от сооружения (устройством отмостки, отводных лотков и т. п.); не допускать нарушения, а тем более уничтожения около сооружения растительного покрова, вырубки кустарника и леса. В случае необходимости рубки деревьев следует производить её без корчёвки, срезая деревья возможно ближе к земле.

При проектировании сооружений по принципу оттаивания вечной мерзлоты необходимо придавать фундаментам конструкцию, наименее чувствительную к неравномерным или местным осадкам.

Для обеспечения фундамента от зимнего выпучивания принимаются меры, как: заанкеривание фундамента, выбор наиболее подходящего типа фундамента, применение противопучинных термотехнических мероприятий и т. п.

§ 6. МЕТОДЫ РАСЧЁТА ФУНДАМЕНТОВ В УСЛОВИЯХ ВЕЧНОЙ МЕРЗЛОТЫ

В результате окончательных мерзлотно-грунтовых исследований в местах постройки мостов, труб, подпорных стенок и гражданских сооружений должны быть получены материалы для установления принципа строительства и выбора типов фундаментов сооружений, а также для назначения глубины заложения фундамента и допускаемых давлений на грунт.

Для расчёта фундаментов необходимы следующие данные: температура грунтов деятельного слоя и вечной мерзлоты (средняя по месяцам за год); температура воздуха (средняя по месяцам), толщина деятельного слоя и по возможности вечной мерзлоты; механические свойства мёрзлых грунтов; физические свойства грунтов деятельного слоя и вечной мерзлоты; теплотехнические свойства грунтов деятельного слоя, слоя вечной мерзлоты и материала фундамента.

Расчёт надэкранных фундаментов, а также фундаментов, проектируемых по принципу уничтожения вечной мерзлоты, производится так же, как в обычных грунтовых условиях.

Для фундаментов, проектируемых на основании принципа сохранения вечной мерзлоты, делаются три основные проверки: расчёт на прочность, который производится так же, как для обычных фундаментов; расчёт на возможность выпучивания; теплотехнический расчёт устойчивости вечной мерзлоты.

а) Расчёт на прочность основания

Подошва фундамента закладывается в слое вечной мерзлоты с соответствующим в неё заглублением.

В этом случае проверяются прочные размеры фундамента, исходя из допускаемых давлений на вечную мерзлоту в данных условиях, а также производятся проверка выступов фундамента на изгиб и скалывание и проверка сооружения на сдвиг при коэфициенте трения грунта по кладке $k = 0{,}6 \div 0{,}7$.

Фундамент рассчитывается с его заложением в деятельном слое или в предположении оттаивания вечной мерзлоты.

Здесь необходимо в первую очередь выяснить допустимую нагрузку на оттаявший грунт, что делается при помощи пробных нагрузок.

Приближённо допускаемые напряжения в этих условиях можно определить по формуле Фрейлиха, которую нельзя применять для глин:

$$\sigma_д = \frac{0{,}67\,\pi\gamma h}{\operatorname{ctg}\varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right)},$$

где γ — объёмный вес грунта в $т/м^3$;

h — глубина заложения фундамента в $м$;

φ — угол внутреннего трения грунта $\left(\text{в выражении } \frac{\pi}{2} - \varphi \text{ угол } \varphi \text{ берётся в радианах}\right)$.

Остальные проверки носят обычный характер.

Коэфициент трения грунта по кладке на оттаявшую вечную мерзлоту принимается в зависимости от гранулометрического состава грунта.

При возведении сооружений по принципу оттаивания вечной мерзлоты осадка фундамента определяется из первоначальной осадки основания вследствие перехода грунтов из мёрзлого состояния в талое и осадки талых грунтов основания.

Определение осадок вечномёрзлых грунтов при оттаивании их под сооружением можно производить по способу, предложенному инж. Лапкиным [1].

Величина осадки при переходе из мёрзлого состояния в талое для щебёночных, галечных, гравийных и песчаных грунтов может приближённо приниматься равной разности между объёмной льдонасыщенностью мёрзлого грунта и объёмом его пор в талом рыхлом состоянии.

[1] См. «Бюллетень Союзтранспроекта», № 12, 1939.

Для грунтов супесчаных, суглинистых и глинистых величина осадки при переходе из мёрзлого состояния в талое определяется обычно на основании результатов испытания пробной нагрузкой горячим штампом или по компрессионным испытаниям.

б) Расчёт на выпучивание

При проектировании сооружений в условиях вечной мерзлоты фундаменты их должны проверяться расчётом на прочность и устойчивость против сил выпучивания.

Эта проверка необходима не только для обычных фундаментов, но и для свайных оснований, а также свайных опор мостов и гражданских сооружений.

Расчёт на прочность и устойчивость против сил выпучивания не производится в следующих случаях:

1) если при любых сухих грунтах деятельного слоя исключена возможность увлажнения этих грунтов в период промерзания за счёт подтока воды к охлаждённой нижней поверхности промерзающего слоя;

2) если деятельный слой сложен скальными и неводоносными щебёнистыми, галечными, гравийными, а также неводоносными песчаными грунтами с примесью частиц диаметром менее 0,02 *мм* не более 3% при коэфициенте неоднородности $k < 15$ и не более 10% при коэфициенте неоднородности $k > 5$ (по логарифмической кривой гранулометрического состава грунта);

3) если в процессе эксплуатации сооружения вследствие температурного режима последнего или в результате термотехнических мероприятий исключена возможность промерзания или оттаивания грунта деятельного слоя.

При расчёте фундаментов на прочность и устойчивость против сил выпучивания не учитываются силы, влияющие на сооружение вследствие образования около него или в основании грунтовых наледей. В этих случаях при постройке сооружения необходимо принимать соответствующие мероприятия для устранения причин, вызывающих наледные явления.

Устойчивость фундамента против выпучивания должна проверяться по формуле

$$\sum P_0 + S_1 = kT;$$

$$k = \frac{\sum P_0 + S_1}{T} \geqslant 2,$$

где ΣP_0 — вертикальная составляющая равнодействующей всех постоянных сил, приложенных к подошве фундамента (для быка моста, например, сумма весов тела быка и фундамента, грунта на уступах и пролётного строения) в *т*;

$$\sum P_0 = N + Q;$$

N — постоянная нагрузка на фундамент в *т*;

Q — вес фундамента и грунта на уступах его;

S_1 — сила смерзания фундамента по боковым граням его с вечномёрзлым грунтом (сила смерзания с грунтом по подошве фундамента обычно не учитывается);

k — коэфициент запаса;

T — сила выпучивания, действующая на фундамент, в $т$.

Сила смерзания фундамента с вечномёрзлым грунтом определяется по формуле

$$S_1 = s_1 h U_ф,$$

где s_1 — величина силы смерзания грунта на 1 $м^2$ поверхности фундамента, принимаемая для расчёта равной 10 $т/м^2$;

h — высота фундамента в пределах вечномёрзлой толщи в $м$;

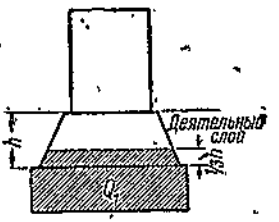
$U_ф$ — периметр фундамента в $м$.

Сила выпучивания определяется по формуле

$$T = \tau U_ф,$$

где τ — коэфициент выпучивания, принимаемый при расчётах равным 15 $т/пог.\,м$;

$U_ф$ — периметр фундамента в $м$.



Фиг. 555

Для увеличения сил, сопротивляющихся выпучиванию, в гражданских сооружениях и технических зданиях рекомендуются следующие мероприятия: увеличение шага колонн с целью повышения значения постоянной нагрузки на фундамент; заанкеривание фундаментов в вечномёрзлом грунте путём устройства уширенных башмаков (или крестовин из коротышей в случае деревянных стульев).

В данном случае сила S_1 в приведённой выше формуле заменяется силой заанкеривания S_2, определяемой по формуле

$$S_2 = s_2 h U_п,$$

где s_2 — сопротивление срезу вечномёрзлых грунтов, принимаемое для расчётов равным 10 $т/м^2$;

h — высота фундамента в пределах вечномёрзлой толщи в $м$;

$U_п$ — периметр анкера в $м$.

Для уменьшения сил выпучивания рекомендуются следующие мероприятия:

1) уменьшение периметра фундамента в пределах деятельного слоя за счёт применения более прочных материалов;

2) применение термоизолирующих подсыпок вокруг фундаментов при одновременном осушении грунта вокруг фундамента для уменьшения интенсивности промерзания;

3) осушение грунтов деятельного слоя.

Фундаменты должны проверяться на разрыв силами выпучивания по сечению на глубине $^2/_3$ деятельного слоя (фиг. 555) по формуле

$$\frac{k\tau U_ф (N + Q - Q_1)}{F} \leqslant \sigma_z,$$

где F — площадь поперечного сечения фундамента на глубине $^2/_3$ высоты деятельного слоя, в $м^2$;

σ_z — допускаемое напряжение на растяжение для материала фундамента, принимаемое по соответствующим техническим условиям в $т/м^2$;

Q_1 — вес фундамента ниже расчётного сечения и вес грунта на уступах, расположенных ниже этого сечения, в $т$;

k — коэфициент запаса, равный 2.

Остальные значения указаны выше.

Если напряжения на растяжение в кладке фундамента получаются больше допускаемых, то по периметру фундамента и в теле его устанавливается вертикальная арматура, воспринимающая растягивающие усилия.

Деревобетонная конструкция фундамента применяется при условии нахождения тела его ниже горизонта грунтовых вод.

При возможности разрыва фундаментов бутовая кладка не применяется.

В строительной практике в условиях вечной мерзлоты при особенно глубоком её расположении устраиваются свайные основания или свайные опоры, которые оказывают сопротивление выпиранию опоры силами пучения. В этом случае сваи проверяются на достаточность глубины погружения в вечномёрзлый грунт по условию передачи вертикальной нагрузки и обеспечение их от выпучивания.

Достаточность глубины погружения свай в вечномёрзлый грунт по условию передачи вертикальной нагрузки проверяется по формуле

$$l \geqslant \frac{N_1}{s_1 U_c},$$

где l — глубина погружения сваи в вечномёрзлый грунт;

N_1 — расчётное наибольшее давление на сваю с учётом воздействия временной нагрузки в $т$;

s_1 — сила смерзания грунта со сваей, принимаемая для расчётов равной 10 $т/м^2$;

U_c — периметр сечения сваи в $м$.

Достаточность глубины погружения сваи в вечномёрзлый грунт, обеспечивающий их от выпучивания, должна быть проверена по формуле

$$l \geqslant \frac{k\tau U_c - N}{s_1 U_c},$$

где τ — коэфициент выпучивания, принимаемый для расчётов равным 15 $т/пог.\ м$;

k — коэфициент запаса, равный 2;

N — расчётное постоянное давление на сваю от сооружения без учёта временной нагрузки;

l, s_1 и U_c имеют те же значения, как и для предыдущей формулы.

Если при устройстве свайных оснований под массивные опоры и фундаменты сооружений сваи погружены ниже деятельного слоя в талые грунты, то проверка на выпучивание производится по формуле

$$l \geqslant \frac{k\tau U_\phi (N+Q)}{nfU_c},$$

где l — глубина забивки сваи в $м$;
U_ϕ — периметр ростверка в пределах деятельного слоя в $м$;
N — постоянная нагрузка на ростверк в $т$;
Q — вес ростверка и грунта на уступах его в $т$;
n — количество свай;
U_c — периметр сечения сваи в $м$;
f — сила трения грунта о поверхность деревянной сваи, определяемая по табл. 45.

Таблица 45

Род грунта	Трение в $т/м^2$
Торф (насыпной грунт)	0,7
Песчаный морской ил	1,8—2,0
Пластичная глина	1,8—2,0
Печано-глинистый речной ил	3,0
Пластичный суглинок	3,0—4,0
Рыхлый песок	3,5
Плотная глина	6,0

Кроме того, сваи должны быть проверены на разрыв по формуле

$$\frac{k\tau U_\phi - (N+Q)}{nF} \leqslant \sigma_z,$$

где F — площадь поперечного сечения одной сваи в $м^2$;
σ_z — допускаемое напряжение для материала сваи на растяжение в $т/м^2$.

Проверка свай на отрыв от ростверка производится по формуле:
1) для деревянных свай

$$z \geqslant \frac{k\tau U_\phi - (N+Q)}{50\,nU_c},$$

где z — высота заделки головы сваи в бетонный ростверк в $м$;
50 — допускаемое напряжение на сцепление бетона с деревом в $т/м^2$;

2) для железобетонных свай

$$t \geqslant \frac{k\tau U_\phi - (N+Q)}{n},$$

где t — расчётное растягивающее усилие, приходящееся на продольную арматуру для одной сваи.

Если сваи погружаются в грунт при помощи паровой иглы, то они должны быть также рассчитаны на выдёргивание и сцепление с фундаментом. При возведении фундаментов при помощи опускных колодцев оболочка последних проверяется на разрыв силами пучения.

в) Теплотехнический расчёт устойчивости вечной мерзлоты

Теплотехнический расчёт должен установить, будет ли вечная мерзлота оттаивать при постройке того или другого сооружения.

Теоретические методы теплотехнического расчёта несовершенны, и расчёты по ним не обеспечивают сооружения от деформации; поэтому они здесь не приводятся.

§ 7. КОНСТРУКЦИЯ ФУНДАМЕНТОВ В УСЛОВИЯХ ВЕЧНОЙ МЕРЗЛОТЫ

Правильный выбор конструкции фундаментов в условиях вечной мерзлоты имеет огромное значение в целях обеспечения дальнейшей работы сооружения.

Конструктивные мероприятия по борьбе с вредными влияниями изменения режима деятельного слоя являются не менее серьёзными, чем расчёт фундамента.

Ниже дан ряд руководящих указаний для проектирования фундаментов сооружений различного характера в условиях вечной мерзлоты.

а) Фундамент железнодорожных труб

При строительстве по принципу сохранения мёрзлого состояния грунтов фундаменты оголовков труб должны быть заложены в вечномёрзлых грунтах глубже толщины деятельного слоя не менее чем на 1 *м* в грунтах щебёнистых, галечных, гравелистых и песчаных и не менее чем на 1,5 *м* в грунтах глинистых, суглинистых и супесчаных. При этом глубина заложения фундамента должна быть не менее 3 *м* от дневной поверхности.

Глубина заложения фундаментов крайних звеньев трубы, примыкающих к оголовкам, может быть уменьшена по сравнению с глубиной заложения фундаментов оголовков на 0,5 *м*. Глубина заложения фундаментов средних звеньев трубы может назначаться на 30% меньше глубины заложения крайних звеньев, но не менее 2,0 *м* от дневной поверхности. Глубина заложения фундаментов средних звеньев труб может быть уменьшена против указанной, если труба имеет армированную плиту лотка толщиной около 0,5 *м* и если грунты основания сохраняют достаточную несущую способность после своего оттаивания.

В случае необходимости уширения фундаментов боковые грани их делаются наклонными с гладкой затиркой в пределах деятельного слоя, иногда со смазкой смолой или нефтью.

Под фундаментами всех звеньев устраивается ростверк из двух рядов перекрёстно уложенных брусков 20 × 20 *см*. Под ростверком обычно укладывается тонкий слой песка.

При устройстве трубы в местах с пучинистыми грунтами вокруг фундамента оголовков и крайних звеньев устраивается засыпка из гравия. Для уменьшения заиливания засыпки стенки котлована следует изолировать досками. При низких насыпях и малых отверстиях труб устройство засыпки и изоляции досками следует применять вокруг всего фундамента.

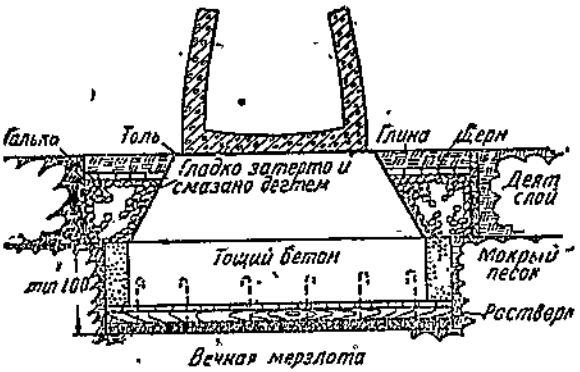
На фиг. 556 показана конструкция фундамента для трубы.

б) Опоры деревянных мостов

При непучинистых грунтах применяются любые системы деревянных мостов и их опор.

При высокой влажности грунтов следует применять простые балочные схемы.

Если грунты глинистые, суглинистые, супесчаные и мелкопесчаные, то не рекомендуется применять опоры на лежнях (фиг. 557), а как правило, рекомендуются, опоры только на сваях.



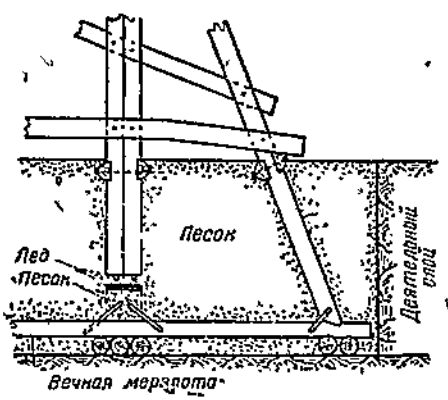
Фиг. 556

Многоподкосные схемы можно применять лишь в том случае, когда опоры попадают в конус насыпи или непромерзающий водоток (фиг. 558), если от поверхности конуса до поверхности грунта в месте забивки свай расстояние будет не меньше 2 *м*.

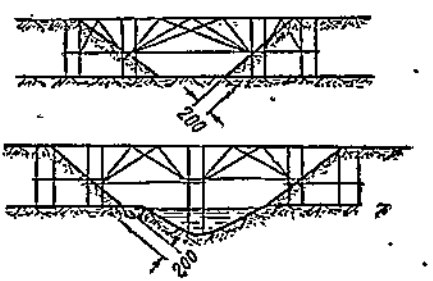
Если вечная мерзлота залегает непосредственно под деятельным слоем, то применяются свайные балочные мосты с погружением свай при помощи паровой иглы или делаются ряжевые опоры.

При наличии неглубокого залегания скалы рекомендуется устраивать деревянные мосты на ряжах, но во всяком случае не на лежнях.

На фиг. 559 показано устройство для предохранения сваи от пучения. На фиг. 560 показано приспособление для предо-



Фиг. 557



Фиг. 558

хранения от пучения стоек деревянных мостов, установленных на лежнях.

На фиг. 561 показана конструкция стойки с бетонным башмаком.

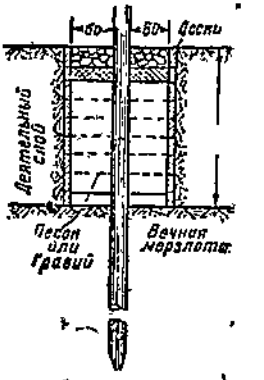
При пучинистых грунтах, если вызывается необходимость в устройстве опор на лежнях, рекомендуется принять все меры

к увеличению жёсткости схемы моста с целью вовлечения в работу при неравномерном пучении грунта большого количества элементов. На фиг. 562 показана схема такого моста на лежнях.

Сваи в пределах деятельного слоя необходимо острогать и смазать смолой или мазутом, затерев предварительно щели замазкой и обвернув толем.

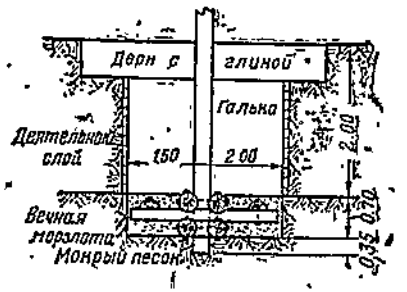
Вокруг свай на ширину 2,5 *м* вместо выбранного грунта деятельного слоя устраивается внутри деревянных дощатых рам без дна засыпка из гравия или песка.

Перед засыпкой котлована дно его рекомендуется выстлать слоем мха, торфа или гари толщиной 0,25 — 0,30 *м*. Сверху котлована устраивается экран из слоя торфа или мха, прикрытого хорошо утрамбованным грунтом.

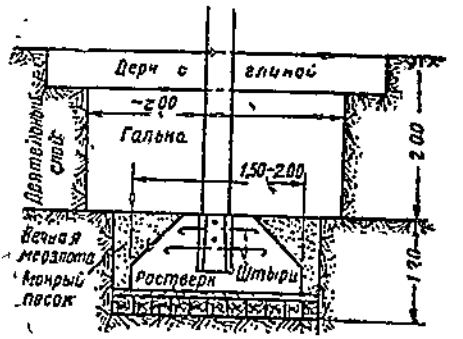


Фиг. 559

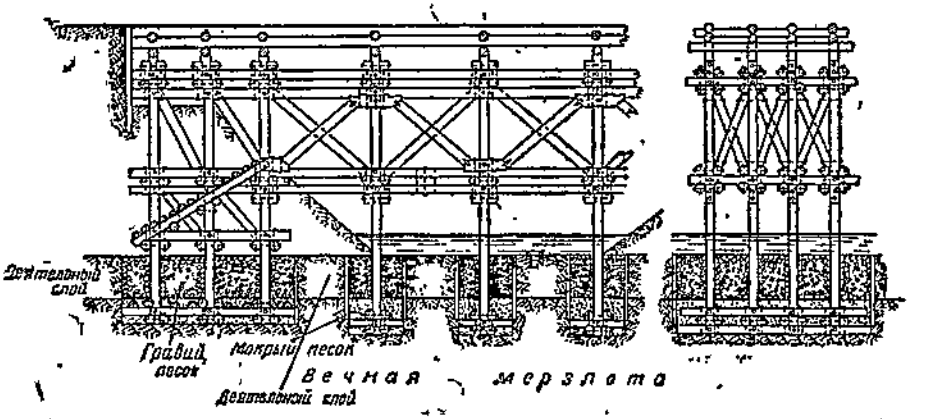
Если сваи находятся в пределах конуса насыпи и защищены слоем грунта не менее 3,5 *м*, а также находятся в русле незамерзающего водотока, то подобные меры можно не принимать.



Фиг. 560



Фиг. 561



Фиг. 562

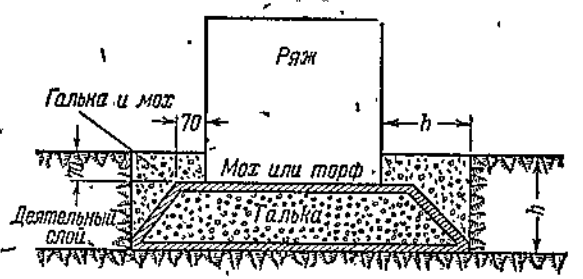
Забить сваю в вечномёрзлый грунт возможно не более как на 0,5 *м*, почему для погружения сваи необходимо предварительно оттаивать грунт при помощи паровой иглы.

Паровая игла представляет собой обычную железную трубку диаметром 19 — 25 *мм*, на нижнем конце которой имеется стальная коническая насадка, а на верхнем — тройник для подачи пара. Длина паровой иглы колеблется в пределах от 5 до 7 *м*. Установку игл ведут с козел высотой 3,0 — 3,5 *м*. Пропарка грунта на глубину 6 — 7 *м* при супесчаных и суглинистых грунтах требует 15 — 25 $м^3$ пара. Сваи забиваются в грунт после его пропаривания до нулевого отказа. В целях увеличения сопротивления сваи силам выпучивания рекомендуется делать зарубки (фиг. 563).

Не допускается наращивание деревянных свай, работающих на растяжение от сил выпучивания.



Фиг. 563



Фиг. 564

При частом расположении свай в плане и забивки их в августе — ноябре следует в месте забивки свай предварительно вырыть траншею или котлован необходимой глубины и формы, засыпав его после забивки свай грунтом.

При применении толевой обёртки в пределах деятельного слоя засыпка песком или гравием необязательна. В этом случае в пределах деятельного слоя свая смазывается техническим вазелином, а толевая обёртка в один слой прикрепляется проволокой.

в) Ряжевые опоры

Наружные углы ряжа в пределах заглубления его в грунт рубятся в лапу, а нижние венцы и плети несколько обтёсываются снаружи и обшиваются досками для получения возможно гладкой поверхности. Нижние венцы ряжей, кроме сжимов, связываются вертикальными болтами $d = 20$ *см*, поставленными через каждые 75 *см*.

При возведении ряжа весь деятельный слой до поверхности вечной мерзлоты или скалы, а при отсутствии последних толща грунта зимнего промерзания должны быть выбраны вокруг ряжа и заменены засыпкой из камня или гальки с углом откоса не более 45° (фиг. 564).

Откосы галечной засыпки предохраняются слоем мха или торфа толщиной 30 *см* с засыпкой остальной части котлована галькой, сме-

шанной с торфом. Низ ряжа заглубляется ниже поверхности грунта не более чем на 0,70 *м*.

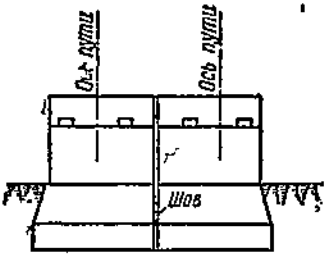
Заполнение ряжа делается камнем с заполнением пустот галькой, гравием и хрящом. Если ряж расположен на слое мерзлоты, то рекомендуется через каждый метр по высоте устраивать прослойки из торфа, соломы и мха толщиной 0,20 *м*.

Ряжевые опоры допускаются только для временных конструкций при наличии в основании ряжа непучащих грунтов.

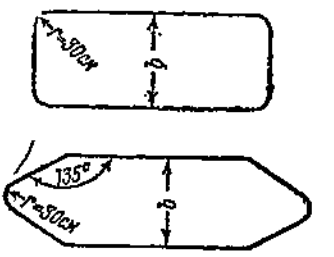
Перед заполнением ряжей камнем рекомендуется на настиле ряж укладывать слой мха или торфа толщиной около 0,8 *м* в плотном теле.

г) Фундаменты опор мостов

Фундаменты для опор мостов должны устраиваться наиболее простой формы и обеспечивать возможно более равномерную передачу давления на грунт, причём самые опоры должны иметь возможно меньше открытых поверхностей, обогреваемых солнцем.



Фиг. 565



Фиг. 566

В условиях вечной мерзлоты рекомендуется применять обсыпные массивные устои. Устои с обратными стенками могут устраиваться только для двухпутных и многопутных мостов.

Устои для малых двухпутных мостов рекомендуется возводить из двух отдельных массивов, разделённых вертикальным швом (фиг. 565).

Для мостов с пролётами более 55 *м* могут применяться опоры любого типа (кроме устоев с обратными стенками) независимо от вида и свойств грунтов деятельного слоя.

Быкам в плане обычно дают очертание прямоугольное или с закруглёнными углами радиусом 0,30 *м* или с треугольным носом и кормой (фиг. 566).

При строительстве по принципу сохранения мёрзлого состояния грунтов подошву фундаментов мостовых устоев следует закладывать глубже верхней границы вечной мерзлоты не менее чем на 1 *м* в грунтах щебёнистых, галечных, гравелистых и песчаных и не менее чем на 1,5 *м* в грунтах глинистых, суглинистых и супесчаных.

Глубина заложения фундаментов быков назначается соответственно на 0,5 *м* больше.

Для обсыпных устоев глубина заложения фундаментов должна приниматься не менее чем на 1 *м* глубже верхней границы вечной мерзлоты независимо от рода грунтов.

При строительстве по принципу оттаивания вечной мерзлоты, а также при её глубоком залегании, когда заложение фундаментов на вечной мерзлоте не оправдывается экономически, фундаменты мостовых опор закладываются согласно указаниям Технических условий на проектирование мостов и труб под железные дороги нормальной колеи.

Для уменьшения смерзания деятельного слоя с телом фундамента его грани гладко затирают цементным раствором. Для фундаментов обсыпных устоев это мероприятие не требуется.

В случае необходимости уширения фундамента боковые грани последнего в пределах деятельного слоя делаются наклонными, а не ступенчатыми.

При средних и малых пролётах мостов, мощном деятельном слое глубиной более 2 *м*, деградации вечной мерзлоты и высоте насыпи меньше 5 *м* рекомендуется применять свайные основания или опускные колодцы. Сваи применяются деревянные или железобетонные.

Опускные колодцы рекомендуется также применять в тех случаях, когда на некоторой достижимой глубине от поверхности грунта залегает скала.

При устройстве свайного основания подошва ростверка должна быть расположена не менее чем на 0,5 *м* ниже глубины промерзания и не менее 2 *м* от дневной поверхности. При несливающейся вечной мерзлоте головы деревянных свай должны постоянно находиться ниже уровня грунтовых вод.

Опускные колодцы в условиях вечной мерзлоты могут применяться деревянные, бетонные и железобетонные. Деревянные колодцы должны быть обшиты снаружи и изнутри вертикально расположенными досками.

Для восприятия растягивающих усилий, возникающих при опускании и от влияния сил выпучивания, деревянные колодцы должны быть усилены металлическими тяжами, а бетонные — вертикальной арматурой.

Обсыпные и полуобсыпные устои мостов с пролётами более 27 *м*, с фундаментами, заложенными на глубину свыше 6 *м*, возводятся обычного типа при обсыпке устоя камнем в пределах деятельного слоя и отепления торфом или мхом конуса насыпи.

Фундаменты быков заглубляются в вечную мерзлоту с устойчивым режимом на глубину не меньше 1,5 — 2,0 *м* и устраиваются на деревянном ростверке, а при деградирующей вечной мерзлоте, состоящей из крупноскелетных грунтов без включения ледяных линз и прослоек, можно ограничиться глубиной заложения фундамента в мерзлоту не более 1 *м*.

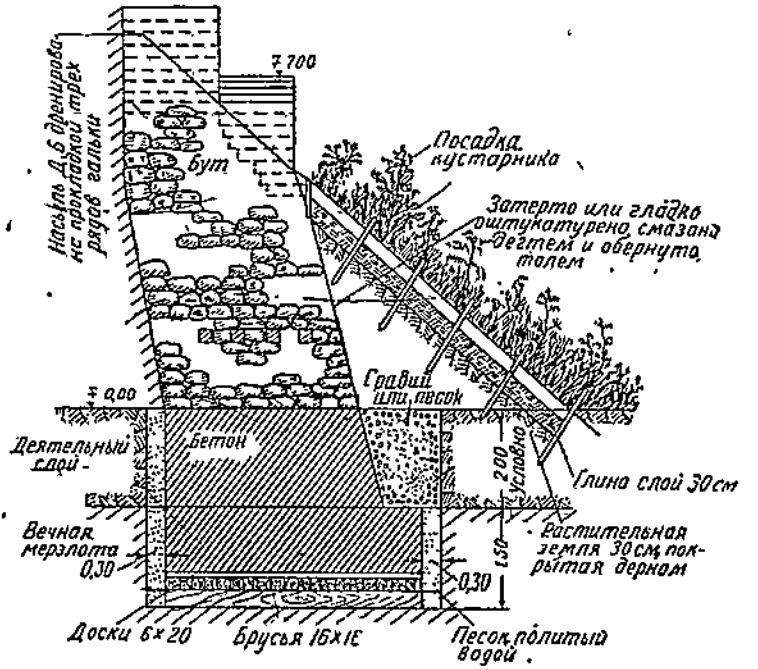
При заложении опоры в толще вечной мерзлоты необходимо обеспечить смерзание слоя вечной мерзлоты с фундаментом, для чего зазор между гранями фундамента и стенками котлована в пределах вечной мерзлоты заполняется мокрым песком с промораживанием его.

Во всех возможных случаях рекомендуется применять различные мероприятия по отводу воды вокруг фундаментов путём устройства дренажа и т. п., не делая этого в тех случаях, когда опора возводится в предположении сохранения вечной мерзлоты.

Дно котлована, отрываемого в слое вечной мерзлоты, необходимо выровнять тонким слоем мокрого песка или шлаком, смешанным с торфяной мелочью. На эту подготовку и укладывается деревянный ростверк.

Облицовку опор следует делать из камня светлых тонов для уменьшения возможностей прогревания опор.

Если появляющиеся в районе мостов наледи достигают значительных размеров, то рекомендуется применять для отодвигания наледей вверх по реке так называемые мерзлотные пояса.



Фиг. 567

Мерзлотные пояса устраиваются в виде канав во льду поперёк реки шириной от 1 до 3 *м* и глубиной до дна, которые продолжаются на некоторое протяжение на берегах.

Канавы эти способствуют промораживанию грунта и текущих вод, которые выступают на поверхность, образуя наледь в заранее намеченном месте. Мерзлотные пояса чаще всего устраиваются на расстоянии 100 — 300 *м* от моста.

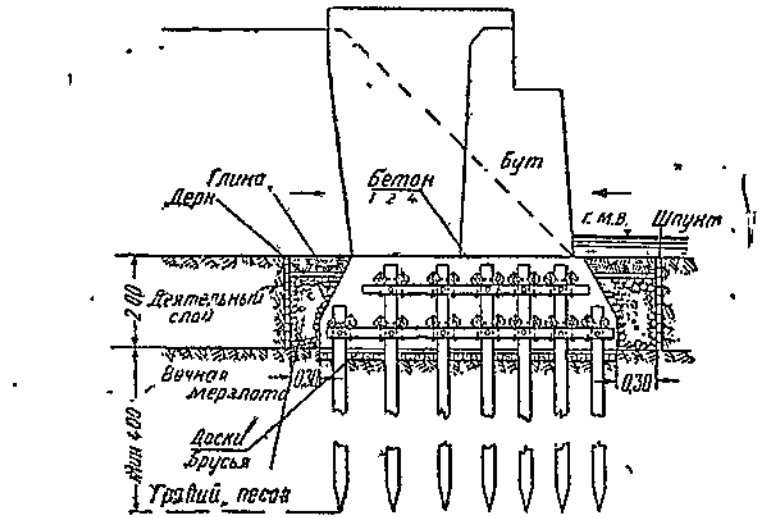
Если наледи имеют незначительные размеры, то на перекате выше моста устраивается широкий снежный вал, а ниже моста во льду делается несколько прорубей для свободного выхода воды на поверхность. Такие же мерзлотные пояса создаются для борьбы с грунтовыми наледями путём быстрого промораживания деятельного слоя.

Уничтожение наледей, образовавшихся у мостов, производится термитом.

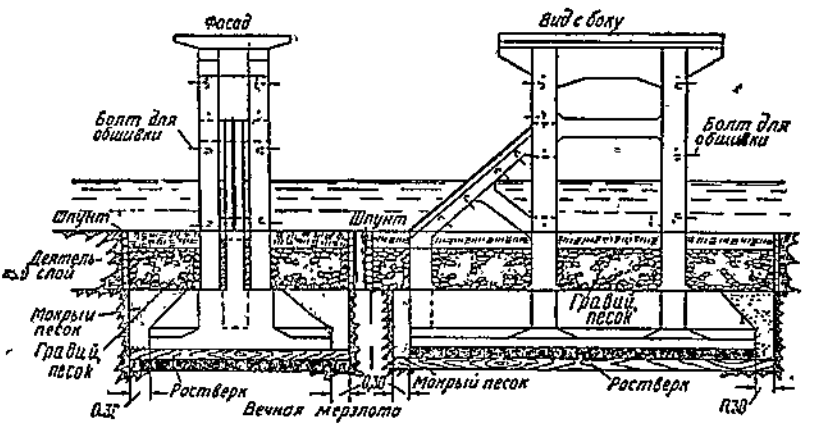
На фиг. 567 показана рациональная конструкция фундамента

обсыпного устоя на деревянном ростверке, а на фиг. 568 — на деревянных сваях.

На фиг. 569 приведена конструкция фундамента железобетонного быка.



Фиг. 568



Фиг. 569

д) Фундаменты зданий

1. Строительство по принципу сохранения вечной мерзлоты. Фундаменты зданий должны проектироваться в виде отдельно стоящих опор. В пределах деятельного слоя опоры должны быть возможно меньшего поперечного сечения для уменьшения передаваемых на них сил выпучивания. Для увеличения

сопротивления выпучиванию опоры рекомендуется устраивать с башмаками, размеры которых должны определяться в зависимости от допускаемого давления на мёрзлый грунт основания.

Расстояния между опорами определяются из условий устойчивости сооружений против выпучивания в зависимости от нагрузки на опоры и с учётом экономических соображений.

Небольшие деревянные здания могут устраиваться на деревянных стульях или деревянных сваях, заанкериваемых в вечномёрзлой толще.

Для каменных и деревянных зданий фундаменты рекомендуется устраивать в виде железобетонных столбов. Возможно также применение фундаментов в виде железобетонных свай, перекрытых рандбалками с таким расчётом, чтобы между ними и поверхностью грунта имелся зазор, предохраняющий рандбалки от передачи на них сил пучения.

Применение фундаментов в виде бутовых столбов допускается в тех случаях, когда минимальная нагрузка на фундамент больше выпучивающей силы, возникающей при промерзании деятельного слоя, т. е. при отсутствии в кладке растягивающих напряжений.

Боковые грани фундаментов необходимо гладко затирать цементным раствором, а под подошвами бутовых и бетонных фундаментов устраивать деревянные ростверки. Фундаменты гражданских сооружений и технических зданий необходимо закладывать в толщу вечной мерзлоты не менее 1 *м*.

В неотапливаемых зданиях полы могут устраиваться на лагах, непосредственно лежащих на грунте. В тёплых зданиях должны устраиваться проветриваемые летом подполья высотой не менее 0,50 *м*. Цоколь здания при этом должен быть такой конструкции, при которой в зимнее время в подполье устанавливается отрицательная температура, обеспечивающая полное промерзание деятельного слоя.

Фундаменты под печи и коренные трубы могут быть из свай, столбов или в виде ряжей, заполненных малотеплопроводным материалом.

Котельные или другие устройства с большим выделением тепла должны выноситься из общих зданий и строиться отдельно, причём устройство подвалов, как правило, в зданиях не разрешается.

Фундаменты зданий следует изолировать от доступа к ним атмосферных и производственных вод путём устройства дренажа. При этом сборные колодцы для вод должны быть отнесены от зданий на расстояние не менее 15 *м*.

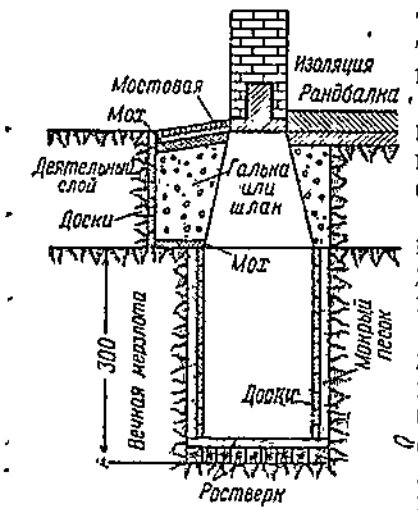
При постройке деревянных зданий при условии сохранения вечной мерзлоты лучше здание возводить на специальной подсыпке из шлака, песка или гравия толщиной 0,75 — 1,5 *м* с устройством сверху теплоизолирующего слоя и каменной отмостки. Сруб в этом случае также опирается на клетки.

Поверхность грунта в подполье покрывается слоем уплотнённого торфа толщиной 20 — 25 *см*.

Для больших деревянных зданий в случаях необходимости сохранения вечной мерзлоты можно применять фундаменты в виде бетонных столбов, заглублённых в вечную мерзлоту на 2,5 — 3,0 *м*, подошва которых располагается на двух рядах брусьев.

Печи и коренные трубы в отапливаемых зданиях следует делать на самостоятельных фундаментах в виде ряжей, заполненных шлакобетоном. Сверху ряжа под печь укладывается слой бетона толщиной 0,20 — 0,25 *м*. При отсутствии вечной мерзлоты или глубоком её залегании, когда деятельный слой состоит из крупноскелетных грунтов, для каменных зданий применяются фундаменты любых типов при устройстве хорошего надёжного дренажа вокруг здания и тёплого, закрываемого на зиму, подполья.

Если деятельный слой состоит из сильно пучащихся грунтов, представленных мелкими фракциями, то фундаменты каменных зданий делаются из бетонных столбов, а иногда и бутовой кладки с наклонными гранями (фиг. 570). Железобетонные столбы можно делать в виде тонких столбов с вертикальными гранями и уширенным башмаком.



Фиг. 570

При постройке каменных зданий при условии сохранения слоя вечной мерзлоты возможны следующие случаи.

1) Слой вечной мерзлоты сложен из крупноскелетных грунтов влажностью меньше 30% без ледяных прослоек и линз.

В этом случае оттаивание грунта мало отражается на несущей способности грунтов и осадки сооружения будут незначительными. Фундаменты следует заглублять в вечную мерзлоту не менее 1 *м*, задаваясь допускаемыми напряжениями для талого грунта и применяя конструкцию в виде отдельных столбов.

2) Слой вечной мерзлоты сложен из влажных (более 30%) грунтов произвольного состава с ледяными прослойками, но без линз.

В этом случае протаивание грунта может вызвать опасные для сооружения осадки, почему необходимо применять фундаменты исключительно в виде отдельных опор, заглублённых в вечную мерзлоту не менее чем на 3 *м*. Отдельные опоры здесь соединяются между собой рандбалками, сверху которых укладывается изоляция из пяти-шести слоев руберoида.

Если проветриваемые подполья устроить по каким-либо причинам нельзя (например, в депо, мастерских и т. п.), то внутри здания на поверхности грунта укладывается теплоизоляция из шлака или изгари толщиной не менее 50 *см* или из бетона толщиной 20 — 30 *см*.

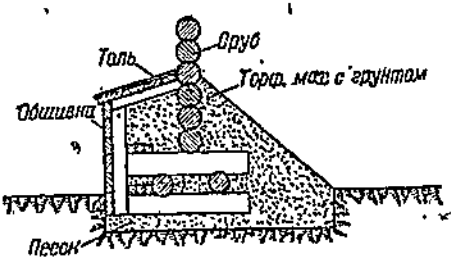
Здания паровозных депо, электростанций и котельных, а также водоёмные здания лучше строить на забивных сваях, заглублённых в грунт при помощи паровой иглы.

3) Слой вечной мерзлоты подстилается скалой на небольшой глубине от поверхности, но не более 10 *м*.

В этом случае фундаменты закладываются на скале. В зависи-

мости от назначения здания и глубины заложения фундамента на скале применяются железобетонные столбы, сваи и опускные колодцы.

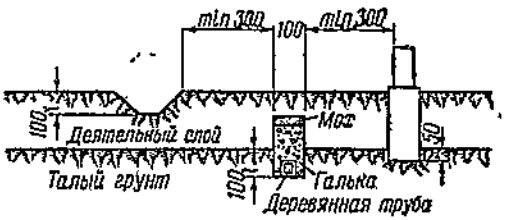
2. Строительство по принципу оттаивания вечной мерзлоты. В случае заложения фундамента на мёрзлом основании, при оттаивании которого не произойдет нарушения устойчивости здания (скальные грунты, плотные галечники и пески без ледяных включений и т. п.), глубина заложения фундамента определяется так же, как для обычных условий.



Фиг. 571

Фундаменты устраиваются любой конструкции, но с обязательным обеспечением их от выпучивания. Полы первого этажа зданий, кроме построенных жилых домов и зданий общественного пользования, могут располагаться непосредственно на грунте, если его промерзание не вызовет вследствие зимнего пучения расстройства полов. В остальных случаях должно устраиваться подполье с утеплённым цоколем, обеспечивающее грунт под зданием от промерзания. В целях предохранения фундаментов гражданских сооружений от вредного влияния пучения грунта применяются те же мероприятия, как и для фундаментов опор мостов.

При постройке деревянных зданий необходимо обращать внимание на тщательную вязку сруба с установкой вертикальных схваток на болтах с вязкой нижних венцов болтами. Вместо фундаментов для деревянных зданий рекомендуется устраивать опоры в виде клеток, как это показано на фиг. 571.



Фиг. 572

Клетки укладываются на поверхность грунта, выровненную тонким слоем песка в 15 — 20 *см*. Снаружи вокруг здания устраивается завалинка из досок, заполненная внутри смесью песка с торфяной мелочью.

Вокруг деревянного здания на расстоянии 3 — 5 *м* от стен устраивается дренажная канава глубиной 1,0 — 1,5 *м* и шириной 0,5 — 1,0 *м* (фиг. 572).

§ 8. ОСОБЕННОСТИ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ ПО СООРУЖЕНИЮ ФУНДАМЕНТОВ В УСЛОВИЯХ ВЕЧНОЙ МЕРЗЛОТЫ

Работы по возведению фундаментов массивных опор при строительстве по принципу сохранения мёрзлого состояния грунтов могут производиться в любое время года.

Отрывку котлованов в вечномёрзлых грунтах лучше всего вести в период первых заморозков, когда режим вечной мерзлоты нарушается незначительно. В это время толща деятельного слоя легко проходима, так как она недостаточно промёрзла, а при насыщении её водой возможно применение естественного промораживания грунта.

Разработка слоя вечной мерзлоты производится вручную, пожогами, протаиванием паровой иглой и взрывами. Последние два способа меньше всего влияют на режим вечной мерзлоты. При откопке котлована в глинистых и илистых грунтах котлованы делаются шире фундамента на 0,80 *м*, а в песчаных и гравелистых грунтах — на 0,60 *м*. При производстве работ пожогами стенки котлована обшиваются досками во избежание их оттаивания и оплывания.

Во всё время производства работ следует принимать меры против попадания на дно котлована грунтовой и поверхностной воды. В тех случаях, когда возможен обильный приток воды в котлованы, рытьё последних рекомендуется производить в начале зимы способом промораживания, не прибегая к откачке воды.

В целях предохранения вечной мерзлоты от протаивания и для обеспечения схватывания цемента в нижних слоях кладки, под фундаментами, закладываемыми на вечномёрзлой толще, должны устраиваться деревянные ростверки из двух накрест уложенных рядов брусьев сечением 16 × 16 *см*. Взамен брусьев могут быть уложены брёвна диаметром 20 *см* с обязательной заделкой пазов между ними мхом или торфом. Ростверк в плане должен выступать за фундамент на 0,30 *м* с каждой стороны. Перед укладкой ростверка дно котлована выравнивается тонким слоем утрамбованного влажного грунта.

Зазоры между ростверками и стенами котлованов засыпаются влажным грунтом с плотной утрамбовкой. После приобретения кладкой фундамента необходимой прочности зазоры между фундаментом и стенками котлованов в пределах вечномёрзлой толщи также должны заполняться влажным грунтом с плотной утрамбовкой.

Бетонировка фундамента ведётся непосредственно за отрывкой котлована. Так как температура в котловане колеблется в пределах от —0,5 до +0,5°, то при бетонировке фундаментов выполняются все технические условия ведения бетонных работ в зимних условиях на морозе. Бетонирование производится на всю высоту фундамента и части тела сооружения на 1 *м* выше поверхности грунта.

Как только фундамент приобретёт достаточную прочность, тепляк снимают, выбирают из котлована доски, изолирующий боковые стенки котлована мох и заполняют оставшиеся зазоры грунтом с трамбованием. Железнение граней фундамента делается в тепляке до его разборки.

При производстве работ в тепляках температура воздуха в котловане должна быть не ниже +5° и не выше +10°. Камень, воду и песок при производстве работ следует подогревать.

Для бетона рекомендуется применять цементы повышенного качества, ускорители твердения бетона и вибрирование.

Печи для отапливания котлованов во избежание протаивания дна последних устанавливаются в ящиках на слое песка или подвешиваются.

При производстве работ в тепляках стенки котлованов следует предварительно прикрывать слоем мха или торфа, чтобы защитить мёрзлые грунты от оттаивания.

При возведении в тепляке верхней части опоры рекомендуется поверх заполнения котлована уложить вокруг опоры подушку из шлака, мха или торфа (толщиной около 0,5 *м*), прикрыв её сверху грунтом.

Все подсобные постройки, связанные со строительством мостов в зимнее и летнее время, необходимо располагать выше места постройки моста, чтобы избежать возможности какого-либо нарушения режима местности.

Учитывая сложность производства работ по сооружению фундаментов в условиях вечной мерзлоты, необходимо проводить в процессе строительства и эксплуатации исследования и наблюдения за ходом работ и дальнейшим поведением сооружений для накопления опыта и выработки наиболее рациональных приёмов и типов фундаментов.

Глава II

ФУНДАМЕНТЫ СООРУЖЕНИЙ, ПОДВЕРЖЕННЫХ ДИНАМИЧЕСКИМ ВОЗДЕЙСТВИЯМ

§ 9. СЕЙСМИЧЕСКИЕ ЯВЛЕНИЯ

Здания и сооружения, проектируемые обычными методами, в целом ряде случаев должны проверяться на сопротивляемость их также силам инерции, возникающим вследствие упругих колебательных движений земной коры.

Возбудителями колебаний земной коры, а следовательно, и сооружений могут быть самые разнообразные факторы, создающие динамические воздействия, передаваемые на сооружение упругой средой.

Одним из наиболее опасных возбудителей колебаний являются землетрясения.

При землетрясениях разрушительного характера не приходится говорить об упругих колебаниях систем вследствие наличия в данных системах катастрофических деформаций, возможность которых нельзя предусмотреть и учесть при проектировании сооружений.

При землетрясениях неразрушительного характера между колебаниями поверхности земной коры и сооружениями может быть выявлена определённая зависимость, причём характеристика колебаний прежде всего зависит от упругих свойств грунта как среды, передающей сотрясения.

Ежегодно на земном шаре наблюдается в среднем около 10 000 землетрясений, из них около 6 000 ощущаются без помощи измерительных приборов; около 150 землетрясений ежегодно являются разрушительными.

Горные обвалы или же нарушения равновесия грунта в шахтах и подземных выработках также вызывают колебания сооружений. Эти сотрясения являются следствием внезапных динамических

стихийных возбуждений, могущих причинить тот или иной вред сооружениям.

Движущиеся нагрузки с неуравновешенными частями и неровности пути создают также условия для динамических явлений, следствием которых является сотрясение проезжей части пути, передаваемое упругому основанию.

Происходящее колебательное движение упругой среды в месте приложения динамических нагрузок передаётся дальше на основания сооружений, которые также начинают вибрировать. Повторяемость подобных возбуждений и совпадение частоты колебаний основания с частотой собственных колебаний сооружения вызывают явления резонанса, вредно отзывающиеся на сооружениях.

Подобные явления вызываются также работой машин, паровых молотов, прессов, забивкой свай и т. п. Эти явления действуют вредно не только на сооружения, но и на психику человека, так как создают ощущения колебаний, вызывающих при известных условиях шум, дребезжание стёкол, иногда и впечатление возможности катастрофы.

При данных условиях, когда колебательные движения грунтовой среды вызываются уже деятельностью человека, имеются налицо вертикальные колебания, следствием которых являются горизонтальные колебания.

Эта система колебаний сооружений отражается на свойствах грунта основания. В некоторых случаях последние настолько видоизменяются, что несущая способность основания уменьшается, осадки увеличиваются, а при неравномерности их возникают вредные для сооружений деформации.

Таким образом, землетрясения и обвалы по существу вызывают мгновенные деформации, а движение поездов, автомобилей и работа машин создают условия, постепенно ухудшающие состояние сооружений.

Отсюда понятно огромное значение вопроса предохранения сооружений от вибрации.

В местностях, подверженных сейсмическим явлениям, элементы сооружений должны быть прочными в отношении не только обычных статических и динамических сил, но и в отношении сил инерции, обязанных своим появлением движению сейсмических волн.

При землетрясениях источником сейсмических волн являются возмущения, происходящие в глубинах земной коры на расстоянии 25 — 100 *км* от земной поверхности, вследствие нарастающего напряжённого состояния, когда накопившаяся потенциальная энергия внезапно переходит в кинетическую энергию колебательного движения, разряжаясь на поверхности ударами, разрывами и т. п.

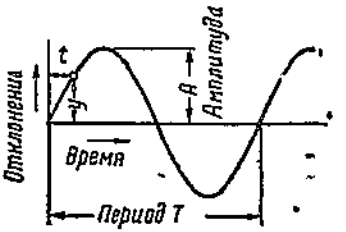
Глубинный источник появления сейсмических волн называется г и п о ц е н т р о м. Ближайшая точка земной поверхности к гипоцентру называется э п и ц е н т р о м землетрясения.

При всех сейсмических явлениях наблюдаются три вида волн: основные, или глубинные; поперечные, или волны скручивания, и поверхностные. Последние представляют собой результат сложения первых двух видов, видоизменённых явлениями отражения, преломления и рассеивания.

Если сейсмическая станция находится на достаточном расстоянии от эпицентра землетрясения, то приборы, регистрирующие сейсмы,— сейсмографы — записывают эти волны раздельно вследствие наличия разности ускорений.

Для определения ускорения сейсмической волны приближённо принимают, что колебания происходят по синусоиде (фиг. 573), уравнение которой может быть представлено в виде

$$y = A \sin 2\pi \frac{t}{T},$$



Фиг. 573

где y — амплитуда колебания для момента времени t;
A — наибольшая амплитуда колебания;
T — продолжительность, или период колебаний.

Если продиференцировать это уравнение, то получается скорость сейсмической волны

$$v = \frac{dy}{dt} = \frac{2\pi}{T} A \cos 2\pi \frac{t}{T}.$$

Вторичное диференцирование уравнения даёт ускорение сейсмической волны по абсолютной величине

$$w = \frac{d^2y}{dt^2} = \frac{4\pi^2}{T^2} A \sin 2\pi \frac{t}{T}.$$

Наибольшее значение ускорения будет иметь место, когда

$$\sin 2\pi \frac{t}{T} = 1.$$

Тогда

$$w = \frac{4\pi^2}{T^2} A = p^2 A.$$

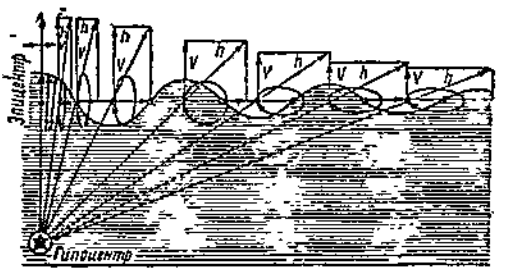
Отсюда видно, что ускорения сейсмической волны зависят от квадрата частоты колебаний ($p = \frac{2\pi}{T}$ — значение угловой скорости, выраженное в радианах) и амплитуды колебания A.

Прибор акселометр позволяет получать ускорения колебательного движения непосредственно в виде специальной акселограммы.

Распространение волн зависит также от некоторых особенностей земной коры. Известно, что частицы воды на некоторой глубине от поверхности описывают эллипсы под влиянием волн на поверхности. Идентичное явление происходит с частичками грунта у поверхности земли, когда они увлечены поверхностными волнами (фиг. 574). Из фигуры видно, что в эпицентре землетрясения сейсмическая волна будет иметь лишь вертикальное ускорение, а по мере удаления от

эпицентра ускорение можно разложить на вертикальную и горизонтальную составляющие.

В достаточном удалении от эпицентра практическое значение имеют лишь поверхностные волны, длина которых колеблется в пределах от 10 до 100 *км*, с поднятием и опусканием отдельных точек от долей микрона до 10 *см*. В скалистых грунтах амплитуда редко превышает 2 — 5 *мм*, в рыхлых грунтах доходит до 25 *мм* и лишь в насыпных и неустойчивых грунтах может достигать больших величин.



Фиг. 574

Периоды колебаний при землетрясениях изменяются в пределах от $^1/_2$ до 4 сек. Скорость распространения волн прежде всего зависит от характера грунтов и может быть принята по табл. 46.

Наблюдения над сооружениями в районах землетрясений показали, что эффект землетрясения в значительной степени зависит от грунтов основания, а именно: если принять действие землетрясения на твёрдую кристаллическую скалу за 1, то для песчаника оно будет изменяться в пределах от 1 до 2,4, для рыхлого песка — от 2,4 до 4,4, для насыпных грунтов — от 4,4 до 11,6 и в болотистой почве будет в 12 раз больше.

Таблица 46

Порода	Скорость распространения волн в *м/сек*
Кристаллические породы	5 000—6 000
Известняки	4 300
Песчаники	2 500
Глина, мергель	1 800
Гравий	600—800
Песок	700—800
Аллювий, насыщенный водой	200

Опасность землетрясения значительно увеличивается при увлажнении грунтов и их насыщении водой.

Следует учитывать, что в крепкой скале происходят только сотрясения, а в рыхлом грунте имеет место кроме сотрясения также перемещение масс грунта, вызываемое сейсмическими волнами.

С глубиной эффект землетрясения постепенно затухает.

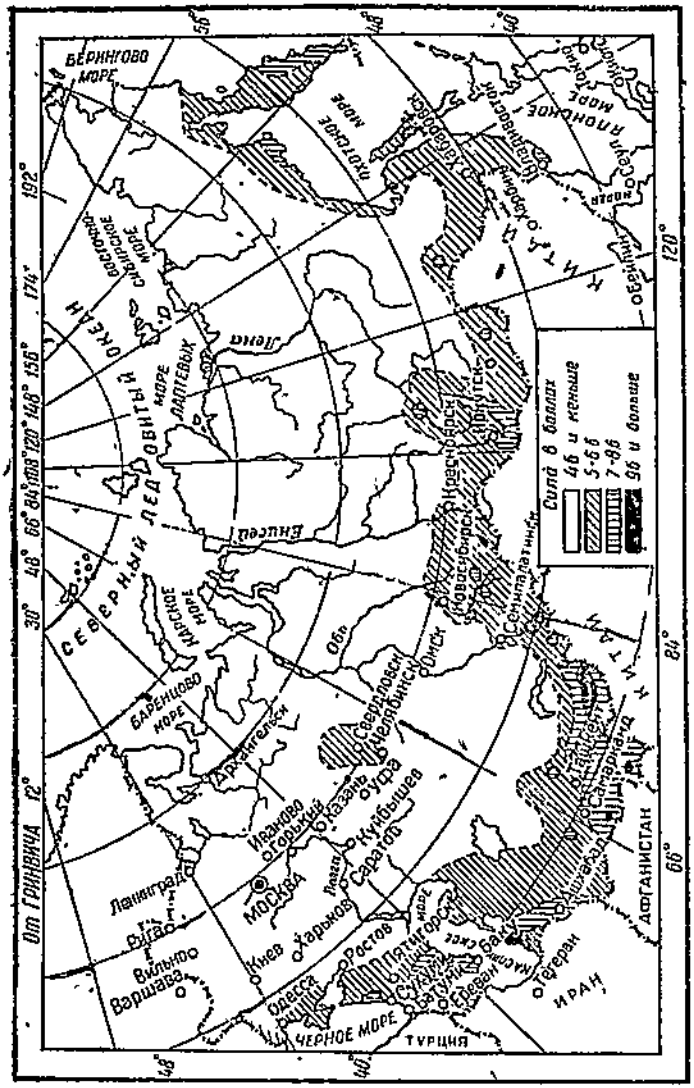
В СССР к сейсмическим районам относятся: Крым, где продолжаются формирование горного массива Южного берега и опускание дна Черного моря, Закавказье и Кавказ, Средняя Азия, Прибайкалье, Дальний Восток.

В этих районах бывают разрушительные землетрясения. На фиг. 575 приведена карта сейсмических районов СССР.

§ 10. МЕТОДЫ УЧЁТА СЕЙСМИЧЕСКИХ СИЛ

В сейсмических районах сооружения проверяются на силы инерции. По принципу Даламбера, если ускорение колебательного движе-

ния, совершаемого сооружением с массой m, составляет w, то сооружение сверх обычно приложенных к нему сил, считая и собственный


Силы в баллах
4б и менее
5-6 б
7-8 б
9б и более
Берингово море
Северный Ледовитый океан
Баренцово море
Белое море
Карское море
Балтийское море
Черное море
Охотское море
Японское море
Москва
Ленинград
Киев
Харьков
Одесса
Ростов
Баку
Ереван
Тбилиси
Иркутск
Красноярск
Новосибирск
Томск
Свердловск
Челябинск
Казань
Куйбышев
Саратов
Горький
Иваново
Архангельск
Вологда
Вильнюс
Варшава
Турция
Иран
Афганистан
Монголия
Обь
Енисей
Лена
Обь
Ангара
Байкал
Сев. Двина
Волга
Урал
Сев. Сосьва
Сев. Донец
Днепр
Дон
Кама
Сев. Двина
Печора
Сев. Сосьва
Обь
Енисей
Лена
Ангара
Байкал
Волга
Урал
Кама
Днепр
Дон
Сев. Донец
Печора
Сев. Двина

углом $\alpha = 45°$. Тогда горизонтальная и вертикальная составляющие одинаковы и равны по величине

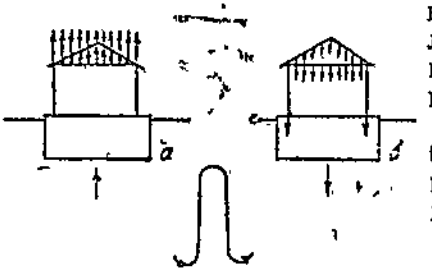
$$w_x = w_y = \frac{\sqrt{2}}{2} w = w_0.$$

Если вес сооружения P, а ускорение силы тяжести g, то сила инерции выразится в виде

$$I_x = I_y = I_c = \frac{w_0}{g} P = kP,$$

где k — сейсмический коэфициент.

Таким образом, при толчке землетрясения к центру тяжести каждого элемента сооружения будет как бы приложена инерционная сила I_c вверх, вниз, влево и вправо в различных комбинациях вертикальных и горизонтальных составляющих.



Фиг. 576

При толчке, когда ускорение будет направлено под углом 45° от поверхности грунта, будут иметь место силы:

1) вертикальная составляющая

$$\sum Y = P - I_c;$$

2) горизонтальная составляющая

$$\sum X = \pm I_c.$$

Сейсмическим углом называется

$$\beta = \operatorname{arctg} \frac{\sum X}{\sum Y},$$

В данном случае

$$\beta_1 = \operatorname{arctg} \frac{I_c}{P - I_c}.$$

При обратном ускорении будут следующие силы:

1) вертикальная составляющая

$$\sum Y = P + I_c;$$

2) горизонтальная составляющая:

$$\sum X = \pm I_c.$$

Сейсмический угол

$$\beta_2 = \operatorname{arctg} \frac{I_c}{I_c + P}.$$

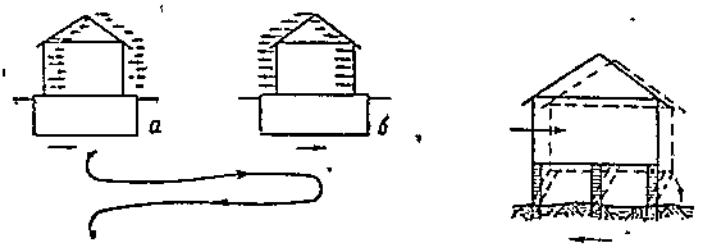
Очевидно, что эффект горизонтального толчка будет больше, чем эффект вертикального толчка.

При вертикальном толчке (фиг. 576) фундамент будет или больше нагружать основание, если будет иметь место комбинация сил $P + I_c$,

или, наоборот, будет разгружать основание, если имеет место комбинация сил $P - I_c$.

При $P < I_c$ фундамент отрывается от основания, но такие случаи исключительны. Вертикальные силы инерции при землетрясениях, вообще говоря, менее опасны. Значительно опаснее горизонтальные инерционные силы, стремящиеся сдвинуть сооружение относительно грунта основания или фундамента (фиг. 577).

Эффект землетрясения измеряется баллами сейсмических шкал.



Фиг. 577

В СССР применяется шкала землетрясений, приведённая в табл. 47. В этой шкале учитывается эффект землетрясения в зависимости от ускорения сейсмической волны.

При проектировании сооружения в сейсмических районах Советского Союза районы делятся по признакам возможного ускорения сейсмических волн от 7 до 9 баллов, т. е. при сейсмическом коэфициенте от $^1/_{40}$ до $^1/_{10}$ (табл. 48), согласно карте (фиг. 575).

Таким образом, сейсмическая сила будет равна

$$I_c = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{10}\right) P;$$

В районах с землетрясениями интенсивностью в 6 баллов и ниже сейсмичность не учитывается.

Расчёт ведётся в предположении статического действия сил инерции, причём направление сейсмических сил инерции принимается наиболее невыгодным для каждого рассчитываемого элемента конструкции.

Высокие сооружения (дымовые трубы, водонапорные башни, здания с соотношением высоты к наименьшему размеру в плане более 5 и т. п.) рассчитываются с учётом увеличенных вдвое горизонтальных сейсмических сил инерции у верха сооружений (в промежуточных сечениях по высоте величина сил инерции принимается по линейной интерполяции).

Период собственных колебаний таких сооружений не должен превышать в районах 9 баллов — 1 сек., а в районах 8 и 9 баллов — 0,75 сек.

При учёте сейсмических сил инерции:

1) величина ветровых и снеговых нагрузок принимается в размере 50% величин, предписанных общесоюзными нормами;

Таблица 47

Шкала землетрясений

Баллы	Характеристика землетрясения	Последствия землетрясения
1 балл	Незаметное ($w=2\div5$ *мм/сек*^{2})	
2 балла	Очень слабое ($w=5\div6$ *мм/сек*^{2})	
3 балла	Слабое ($w=6\div10$ *мм/сек*^{2})	
4 балла	Умеренное ($w=11\div25$ *мм/сек*^{2})	Под открытым небом ощущается немногими
5 баллов	Довольно сильное ($w=26\div50$ *мм/сек*^{2})	На улице или вообще под открытым небом отмечается очень многими даже в полный разгар дневной работы. Внутри домов ощущается всеми вследствие общего сотрясения здания
6 баллов	Сильное ($w=51\div100$ *мм/сек*^{2})	На некоторых домах, даже солидной постройки, штукатурка даёт тонкие трещины. Кое-где с потолка и стен откалываются небольшие куски штукатурки У домов плохой постройки повреждения бывают сильнее, но всё ещё неопасного характера
7 баллов	Очень сильное ($w=101\div250$ *мм/сек*^{2})	Отдельные случаи оползней песчаных и галечных берегов. Изменение уровня воды в колодцах Умеренные повреждения в домах даже солидной постройки; лёгкие трещины в стенах, откалывание значительных кусков штукатурки и лепных украшений, кирпичей; отделение и падение кровельной черепицы, повреждения дымовых труб вследствие трещин; падение плит и выпадения кирпичей Серьёзные повреждения у многих плохо построенных или ветхих зданий Особые антисейсмические постройки остаются неповреждёнными

Таблица 47 (продолжение)

Баллы	Характеристика землетрясения	Последствия землетрясения
8 баллов	Разрушительное (w=251÷500 *мм/сек²*)	Дома даже солидной конструкции терпят сильные повреждения вследствие больших трещин в стенах; некоторые частично обваливаются. Большинство дымовых труб падает. Падение фабричных труб причиняет соседним домам бо́льшие повреждения, чем самое землетрясение. Особо хорошо построенные фабричные трубы ломаются в верхней части и дают сдвиг Антисейсмические кирпичные постройки уже испытывают повреждения: трещины, откалывание штукатурки и т. п.
9 баллов	Опустошительное (w = 501 ÷ 1 000 *мм/сек²*)	Лёгкие трещины на крутых склонах и на сырой почве. Местами выступает в небольшом количестве вода с примесью песка и ила Сильное повреждение каменных домов, многие становятся непригодными для жилья; некоторые совершенно или в большей части обваливаются. Фахверковые постройки сдвигаются с каменного фундамента, оседают, скрепления рам лопаются, что вызывает ещё бо́льшие повреждения. Значительные повреждения каменных антисейсмических построек. Штукатурка на деревянных домах даёт трещины и щели. Старые деревянные дома несколько кривятся
10 баллов	Уничтожающее (w=1 001÷2 500 *мм/сек²*)	Большинство каменных и фахверковых построек разрушается вместе с фундаментами; даже прочные кирпичные стены дают опасные трещины Наблюдается сильное повреждение даже хорошо построенных деревянных домов и мостов (некоторые разрушаются) Более или менее значительное повреждение насыпей и плотин. Лёгкое искривление железнодорожных рельсов

Таблица 47 (продолжение)

Баллы	Характеристика землетрясения	Последствия землетрясения
11 баллов	Катастрофа (w=2 500÷5 000 *мм/сек*²)	Трубопроводы, заложенные в почве (газовые, водопроводные, канализационные), разрываются или закупориваются Каменные и асфальтовые мостовые дают трещины и волнообразные складки вследствие выпучивания. Рыхлая и особенно влажная почва даёт трещины до нескольких дециметров шириной. Вдоль берегов рек появляются трещины до 1 *м* шириной. Наблюдаются не только оползни рыхлой почвы со скалистых склонов, но и обвал частей скал. У берегов рек и на крутом морском побережье обваливаются значительные участков; на пологом побережье наблюдаются скользящие сдвиги песчаных и илистых масс, что вызывает иногда значительное изменение рельефа. Частое изменение уровня воды в колодцах. Выплёскивание на берег воды из рек, каналов, озёр и т. п От каменных построек всех родов почти ничего не остаётся. Даже прочные деревянные и гибкие плетневые постройки, особенно близ линий сбросов, могут уцелеть лишь частично Из мостовых сооружений даже большие прочные мосты разрушаются вследствие разрушения каменных устоев или искривления металлических ферм. Иногда наблюдается меньшее разрушение у более упругих деревянных мостов Происходят полный разрыв часто даже на значительном протяжении насыпей и плотин, сильное искривление железнодорожных рельсов. Решающее значение для рода и степени повреждения путей сообщения имеет характер грунта.

Таблица 47 (продолжение)

Баллы	Характеристика землетрясения	Последствия землетрясения
12 баллов	Сильная катастрофа (w>5 000 *мм/сек*²)	Трубопроводы под землёй совершенно разрываются и приходят в негодность. Наблюдаются многочисленные и значительные изменения в поверхностных слоях земли, определяемые характером грунта. Образуются широкие трещины, особенно в рыхлой и сырой почве, в горизонтальном и вертикальном направлениях. Многочисленные оползни и обвалы Ни одно из искусственных сооружений не выдерживает такого землетрясения. Изменения в почве достигают громадных размеров. Даже в покрытой растительностью скалистой почве образуются сбросовые трещины со значительной величиной смещения, а также горизонтальные сдвиги и разрывы. Многочисленные обвалы скал, оползни, осыпание берегов на значительном протяжении. Различные изменения в подземных и надземных водоёмах. Появление водопадов, подпруд на озёрах, отклонения течений рек и т. д.

Таблица 48

Балл	7	8	9	10	11	12
Ускорение в *мм/сек*²	0,10—0,25	0,25—0,50	0,50—1,00	1,00—2,50	2,50—5,00	>5,00
Расчётный сейсмический коэфициент	1/40	1/20	1/10	1/4	1/2	> 1/2

2) допускаемые напряжения повышаются на 50%, но они не должны превышать 0,8 предела текучести для металла и 0,7 временного сопротивления для прочих материалов (допускаемые напряжения на срез и растяжение для каменной кладки остаются без изменения);

3) допускаемые давления на грунты могут быть повышены на 50% для грунтов твёрдых и плотных и на 25% для грунтов средней плотности и твёрдопластичных.

Фундаменты на сваях и опускных колодцах также проверяются на действие горизонтальных сейсмических сил инерции (при определении устойчивости свай-стоек влияние грунта, окружающего их, не учитывается).

Коэфициент устойчивости на сдвиг сооружений не должен быть менее 1,1. Угол трения боковых плоскостей кладки по грунту принимается равным нулю.

Если давление на стенку в обычных условиях определяется для сыпучих грунтов по формуле

$$E = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right),$$

то при учёте сейсмических явлений получим

$$E_c = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45° - \frac{\varphi - \beta}{2}\right),$$

где β — сейсмический угол (в районах 7 и 8 баллов при расчётах принимается $\beta = 3°$, а для районов 9 баллов $\beta = 6°$).

§ 11. ПРИНЦИПЫ УСТРОЙСТВА ФУНДАМЕНТОВ В СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ

В СССР при проектировании сооружений в сейсмических районах пользуются Инструкцией по проектированию гражданских и промышленных зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах (Наркомстрой, 1940).

При выборе строительного участка учитываются особенности рельефа и степень сейсмической надёжности грунтов для оснований и сооружений.

Участками, мало пригодными для строительства, считаются: подверженные обвалам и оползням; имеющие геотектонические деформации, возникшие во время землетрясений; занятые болотами или

заболоченными озёрами и рыхлыми грунтами, насыщенными водой; по краю обрывов и у подножья затяжных скатов; на крутых косогорах (свыше 1 : 3), за исключением участков, расположенных на скальных породах.

Примечание. В случае потребности освоения таких участков необходимо, чтобы они перед началом работ были укреплены, расчищены, осушены и приведены в состояние, при котором возможно осуществление строительства.

Наиболее устойчивыми в сейсмическом отношении грунтами являются твёрдые, невыветрившиеся скалистые породы, менее безопасными — плотно слежавшиеся гравелистые и песчаные грунты, далее — глинистые (глины, суглинки, супеси, лёсс) и мергелистые породы. Наиболее неустойчивыми в сейсмическом отношении являются насыпные, рыхлые, насыщенные водой и заболоченные грунты.

Подошвы фундаментов необходимо закладывать на мощных пластах пород (порядка 3 *м*). Если плотные грунты расположены под рыхлым образованием мощностью менее 3 *м*, фундаменты сооружений необходимо основывать на плотных грунтах (исключение допускается для одно- и двухэтажных зданий из любых материалов в районах 7 и 8 баллов и из дерева во всех районах).

При заложении глубоких оснований рекомендуется применение массивных фундаментов (столбы, опускные колодцы, кессоны и т. п.).

Подошва фундаментов в пределах отсека зданий должна, как правило, закладываться на одной отметке. Исключение допускается для трёхэтажных зданий в районе 7 баллов и одноэтажных в районе 8 баллов, где в пределах одного отсека фундаменты разрешается делать ступенчатыми с заложением не круче 1 : 2. При заложении фундаментов непосредственно на скальных и твёрдых породах основание в пределах здания или отдельных отсеков его необходимо разбивать на горизонтальные участки — террасы.

Наименьшая глубина заложения фундамента на любых грунтах, за исключением скальных, принимается: для зданий высотой более 5 *м* во всех районах и для более высоких зданий в районе 8 баллов — 1,0 *м*, для зданий высотой 5 *м* в районе 9 баллов — 1,5 *м*.

Фундаменты глинобитных, глинолитных, саманных и сырцовых зданий разрешается закладывать на глубине 0,5 *м*.

Фундаменты рекомендуются следующих типов: массивные в виде сплошной плиты и ленточные. Сухая кладка фундаментов запрещается, а фундаменты из бутовой кладки могут применяться лишь для одноэтажных зданий в районе 8 баллов. Фундаменты кирпичных и каменных зданий должны быть, как правило, непрерывные, как и глинобитных, глинолитных, саманных и сырцовых зданий. Для зданий с железобетонным или стальным каркасом фундаменты допускается возводить в виде отдельных столбов или ленты. Фундаменты деревянных, каркасных, рубленых и брусчатых зданий допускаются в виде отдельных столбов, имеющих вдоль стен размер не менее 1 *м*.

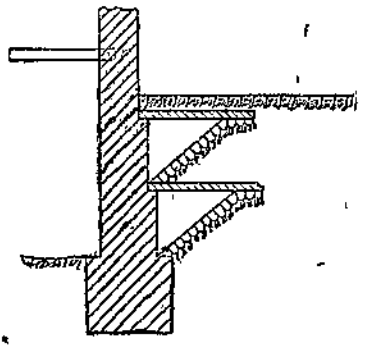
Фундаменты под зданиями гибких систем могут быть осуществлены в отдельных случаях без продольных и поперечных связей в уровне поверхности грунта. В отдельных случаях при столбчатых фундаментах поверх них устраиваются железобетонные пояса-рандбалки.

Растворы для каменной, кирпичной и бутовой кладки фундаментов должны быть: в районе 9 баллов — не ниже марки «30», а в районах 7 и 8 баллов — не ниже марки «15».

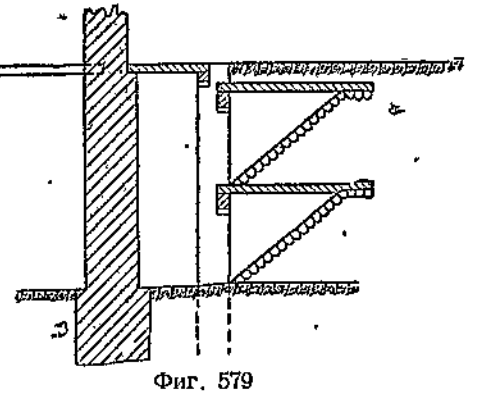
Смежные отсеки зданий, включая и фундаменты, обычно по всей высоте разделяются антисейсмическими швами шириной не менее 2 *см*.

В сейсмических районах деревянные мосты предпочтительнее устраивать балочной системы. Деревянные мосты арочные и ригельно-подкосной системы не допускаются.

Каменные и бетонные опоры балочных мостов, как правило, не должны иметь проёмов и обратных стенок.



Фиг. 578



Фиг. 579

Железобетонные мосты рамных конструкций предпочтительнее балочных.

Арочные и сводчатые мосты допускаются при наличии надёжного основания и должны иметь возможно более низко расположенные пяты на массивных опорах.

Одной из мер борьбы с передачей фундаменту поверхностных волн может служить так называемая решётчатая стена, составленная из ряда отлогих плоскостей, расположенных ступеньками и поддерживаемых горизонтально уложенными железобетонными плитами (фиг. 578).

Сейсмические волны, направляющиеся к этим плоскостям со значительными скоростями (при этом безразлично, какие составляющие преобладают — горизонтальные или вертикальные), как бы захватываются между плитами, затухают в воздухе у отлогих плоскостей и сходят на-нет. На фиг. 579 показана схема решётчатой стенки у фундамента здания с устройством галлереи.

Эти мероприятия имеют большое значение при защите зданий от сотрясений, вызываемых уличным движением, работой машин и т. п.

§ 12. УСТРОЙСТВО ФУНДАМЕНТОВ В РАЙОНАХ ГОРНЫХ РАЗРАБОТОК

В местах горных разработок в породе в результате её выработки образуются пустоты, которые постепенно заполняются обломками расположенных выше пород с их разрыхлением, причём слои породы

постепенно прогибаются с образованием воронки опускания, принимая очертания пустот, и разрываются лишь там, где в течение долгого времени не производилась выработка. Быстрая выработка породы с её продвижением вызывает постепенные и равномерные осадки земной поверхности (фиг. 580). В результате оседания пород в их слоях получаются сжимающие и растягивающие напряжения.

Углы обрушения для рыхлых пород колеблются в пределах от 30 до 40°, а для мягкой скалы — от 70 до 75°.

Осадки грунта могут быть уменьшены путём заполнения выработки породой — работа, выполняемая большей частью гидравлическим способом.

Очевидно, что строить сооружения является наиболее опасным в области трещин. Если основание получает равномерный уклон, то это вызывает наклон сооружения. При осадке грунта под одной



Фиг. 580

частью сооружения давление под остальной частью его увеличивается. Очевидно, что при рыхлых грунтах выравнивание напряжений является более вероятным, чем при наличии плотной породы. Отсюда действие осадок на сооружения является наиболее благоприятным при возможно малой поверхности их оснований.

Для уменьшения действия горизонтальных перемещений сооружения с большой площадью рекомендуется разделять его на независимые части, отличающиеся значительной жёсткостью, избегая высоких и узких сооружений, для которых наклон основания может оказаться опасным.

В подверженных оседанию районах должны применяться только статически определимые системы, которые дают возможность легко регулировать подъёмку отдельных концов пролётных строений специальными приспособлениями, например домкратами.

§ 13. ФУНДАМЕНТЫ ПОД МАШИНЫ

Общие принципы расчёта и конструирования. Фундаменты под машины находятся в сложных условиях работы, вызываемых воздействием на них динамических сил.

Динамические силы возникают вследствие движения неуравновешенных частей машины, несбалансированного ротора мотора или турбины и т. п.

Появление динамических сил обязано ускорению движения перемещающихся масс, а именно:

1) для прямолинейного движения

$$I = mw = m\frac{d^2y}{dt^2};$$

2) для равномерного вращательного движения

$$I = mr\omega^2 = mr(2\pi n)^2.$$

Здесь I — динамическая сила, направление которой соответствует направлению движения массы при прямолинейном движении и совпадает с радиусом, направленным от центра вращения;

$w = \frac{d^2y}{dt^2}$ — ускорение при прямолинейном движении;

$r\omega^2$ — центростремительное ускорение при вращении;

r — радиус вращения центра тяжести неуравновешенной массы;

ω — угловая скорость вращения;

n — число оборотов в секунду.

Сложная задача проектирования фундаментов под машины разделяется на следующие этапы:

1) выяснение величин движущихся неуравновешенных масс машины и законов, которым подчинено это движение; движущиеся части машины, её станина и фундамент, подверженные действию внутренних сил, составляют систему тел, равнодействующая веса которых проходит через одну и ту же точку пространства в каждый момент работы машины, вследствие чего перемещение неуравновешенной части машины тотчас же вызывает соответствующее перемещение фундамента;

2) отыскание законов, которым подчиняется движение фундамента, с выбором его массы или расположением частей с таким расчётом, чтобы движение фундамента происходило в ограниченных пределах;

3) рассмотрение условий возможности появления резонанса;

4) определение напряжений в различных частях фундамента и в основании его с учётом статических нагрузок и динамических воздействий.

Основными типами машин, для которых приходится проектировать фундаменты, являются молоты (ударные машины), поршневые машины и турбогенераторы.

Для молотов расчёт проходит по второму и четвёртому этапам. Расчёт поршневых машин последовательно проходит все четыре этапа, а расчёт турбогенераторов — лишь по третьему и четвёртому этапам.

Проектирование фундаментов под машины производится в соответствии с проектом Технических условий на проектирование и возведение фундаментов под машины с динамическими нагрузками (Водгео, 1939).

В зависимости от характера машины, степени её динамического воздействия на фундамент и места её установки фундаменты под машины могут быть рамными, стенными и массивными.

Фундамент под машину должен удовлетворять условиям прочности, устойчивости и экономичности; амплитуда его колебаний и разность между собственными и вынужденными частотами должна находиться в допускаемых пределах.

В качестве материала для сооружения фундамента применяются бетон и железобетон (последний главным образом для рамных фундаментов) и в некоторых случаях кирпичная кладка на цементном растворе (при отсутствии грунтовой воды и под машины мощностью не более 1 000 *квт*).

Применение кирпича для возведения фундаментов под машины с ударными нагрузками не допускается. Бутобетон разрешается применять лишь для возведения опорных подушек фундаментов.

При проектировании фундаментов под машины необходимо стремиться к тому, чтобы центр тяжести общей массы фундамента и машины и центр тяжести площади подошвы находились на одной вертикали (допускается эксцентричность не более 5% от размера той стороны подошвы, в направлении которой происходит смещение центра тяжести машины).

Фундаменты под машины отделяются от соседних конструкций зазорами по периметру фундамента машины шириной 1—2 *см*.

Разность в глубинах заложения фундаментов машины и соседних сооружений при расстоянии между ними меньше чем 0,5 *м* должна быть около 0,5 *м* (больше для фундамента машины).

Глубина заложения фундаментов однородных машин обычно принимается одинаковой.

При расчёте фундаментов под высокочастотные машины независимо от их мощности или под низкочастотные уравновешенные мощностью меньше 500 *квт*, а также под ударные с работой падающего груза меньше 6 *тм* можно пользоваться значениями коэфициентов C_z упругого равномерного сжатия грунта, приведёнными в табл. 49.

Таблица 49

Наименование грунтов	C [*кг/см*³]
Слабые илистые грунты или грунты органического происхождения	0,5— 1,0
Глины и суглинки слабые, пластичные	1,0— 2,0
Глины пластичные	2,0— 4,0
Глины твёрдые	4,0—10,0
Пески рыхлые	1,0— 1,5
Пески средней плотности	1,5— 2,5
Гравелистые грунты средней плотности	2,5— 4,0
Лёссы и лёссовидные суглинки	4,0— 5,0

Значение коэфициента $C\varphi$ упругого неравномерного сжатия грунта принимается равным $C\varphi = 1{,}8\ C_z$.

Значение коэфициентов C_x упругого сдвига грунта при расчёте колебаний фундаментов ориентировочно может быть принято по табл. 50.

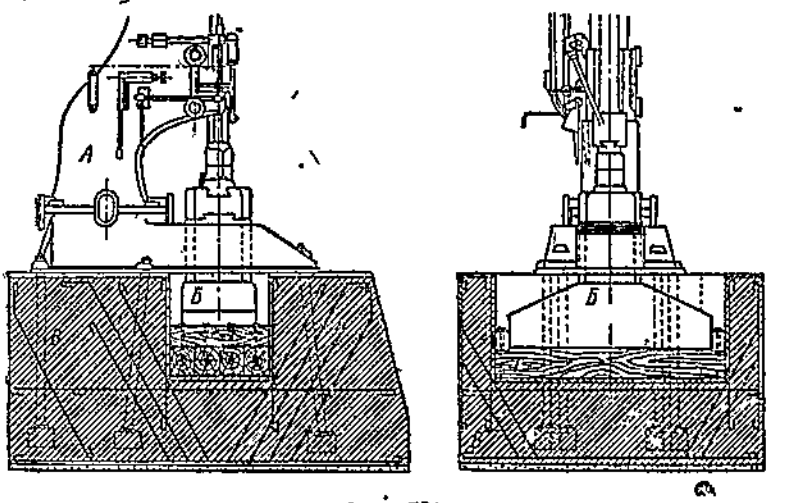
Таблица 50

Наименование грунта	C_z [кг/см³]
Песок	2,0—3,0
Глины и суглинки пластичные	1,0—2,0
Глины и суглинки твёрдые	2,0—4,0
Лёссы и лёссовидные суглинки	3,0—4,0

Суммарное давление на грунт от статической и динамической нагрузок не должно превосходить

$$\sigma \leqslant k\,\sigma_д,$$

где σ — расчётное давление в *кг/см²*;
k — коэфициент уменьшения основного допускаемого давления ($k = 0{,}5 \div 0{,}8$);
$\sigma_д$ — допускаемое давление на грунт в *кг/см²*.



Фиг. 581

При действии на фундамент динамических нагрузок, вызывающих в нём вращательные колебания относительно горизонтальной оси, допускаемое давление от эксцентричного сжатия грунта может быть увеличено на 25% по сравнению с допускаемым давлением от равномерного сжатия.

При устройстве фундаментов на сваях трения коэфициенты упругого сжатия и сдвига принимаются увеличенными в 2—3 раза по сравнению со значениями этих коэфициентов для естественного основания.

§ 14. РАСЧЁТ ФУНДАМЕНТОВ ПОД МОЛОТЫ

Паровой молот (фиг. 581) состоит из ударной части весом от 0,25 до 15 *т*, соединённой с поршнем, который двигается в цилиндре, соединённом со станиной.

Станина *А* прикрепляется болтами к фундаменту *В*. Удар при работе молота передаётся стальной отливке — шаботу *Б* — через наковальню. Между шаботом и фундаментом располагается упругая прокладка *Г*.

Паровые молоты бывают прямого и двойного действия.

Фундамент парового молота должен удовлетворять следующим требованиям: при работе молота фундамент не должен отрываться от основания; должна быть обеспечена прочность материала фундамента под шаботом; основание должно обеспечить правильную работу фундамента; колебания фундамента при работе молота не должны вредно отражаться на находящихся поблизости сооружениях.

Молот с фундаментом представляет сложную систему, состоящую из ударной части, наковальни, шабота, упругой прокладки, фундамента и грунта основания, обладающего упругими свойствами.

В качестве материала для сооружения фундамента применяется только бетон или железобетон марки не ниже $R_{28} = 90$ *кг/см*². Для подшаботной части необходимо применение бетона или железобетона марки не ниже $R_{28} = 140$ *кг/см*².

Прокладка под шабот делается из деревянных брусьев твёрдых пород. Брусья укладываются плашмя, собираются в щит и сболчиваются через каждые 0,5—1,5 *м*.

Подошва фундамента под шабот делается квадратной или прямоугольной с соотношением сторон не менее 2 : 3.

Отношение меньшей стороны подошвы фундамента a к высоте его H принимается в пределах

$$1 < \frac{a}{H} < 2.$$

Армирование элементов фундамента производится в соответствии с расчётными напряжениями, а также по конструктивным соображениям.

При динамическом расчёте фундамента определяют:

1) наименьший вес фундамента и площадь его подошвы, при которых амплитуда колебаний фундамента и давление на грунт не превосходили бы допускаемых величин;

2) напряжения, возникающие в теле фундамента и в прокладке под шаботом во время колебаний, вызванных ударом бабы молота.

Минимальный вес фундамента определяется формулой

$$Q = Q_1 v_1 \cdot (1+\varepsilon) \cdot \sqrt{\frac{(1+m)\,C_z}{m^2 \sigma g}},$$

где Q — для ковочных молотов вес фундаментного массива, противовесов, шабота или станины молота, а для штамповочных молотов вес фундамента, шабота и станины молота в m;

Q_1 — вес падающих частей молота в m;

ε — коэфициент восстановления удара (ε=0,7);

m — коэфициент динамичности;

C_z — коэфициент упругого равномерного сжатия основания в $m/м^3$;

σ — принятое давление в основании фундамента в $т/м^2$;
g — ускорение силы тяжести в $м/сек^2$;
v_1 — скорость движения падающих частей в начале удара в $м/сек$, определяемая по следующим формулам:

1) для молота со свободным падением

$$v_1 = k \cdot \sqrt{2gh},$$

где $k = 0{,}8 \div 0{,}9$ — коэфициент, учитывающий несовершенность свободного падения;
h — высота падения молота в $м$;

2) для молотов двойного действия

$$v_1 = k \cdot \sqrt{2g \frac{p\omega + Q_1}{Q_1} h},$$

где ω — площадь поршня в цилиндре в $м^2$;
p — давление пара или сжатого воздуха в $т/м^2$.

Коэфициент динамичности m определяется в соответствии с расчётной амплитудой колебаний фундамента по формуле

$$m = \frac{z_\partial C_z}{\sigma - z_\partial C_z},$$

где z_∂ — расчётная величина амплитуды колебаний в $м$.

Расчётная величина амплитуды колебаний не должна быть больше 1,5—2 $мм$.

Величина коэфициента m не должна превышать единицы для фундаментов штамповочных молотов и 0,7 — для фундаментов ковочных молотов.

Наименьшая площадь подошвы фундамента определяется формулой

$$F = \frac{Q_1 (1 + m)}{\sigma} [м^2].$$

Давления в основании определяются формулами:

1) статические

$$\sigma_c = \frac{\sigma}{1 + m} [т/м^2];$$

2) динамические

$$\sigma_\partial = \frac{\sigma m}{1 + m} [т/м^2].$$

Упругие осадки фундамента определяются следующими формулами:

1) от статической нагрузки

$$z_c = \frac{\sigma}{C_z \cdot (1 + m)} [м];$$

2) от динамической нагрузки (амплитуда свободных колебаний)

$$z_\partial = \frac{\sigma m}{C_z \cdot (1 + m)} [м].$$

Напряжения в прокладке под шаботом определяются следующими формулами:

1) для фундаментов под ковочные молоты

$$\sigma_{пр}=\frac{Q_2}{F_2}+v_2\sqrt{\frac{Q_2 E}{F_2 g d}}\ [т/м^2];$$

2) для фундаментов под штамповочные молоты

$$\sigma_{пр}=\frac{Q_2+Q_4}{F_2}+v_2\sqrt{\frac{Q_2+Q_4}{F_2 g d}E}\ [т/м^2].$$

В этих формулах приняты следующие обозначения:

Q_2 — вес шабота в $т$;
Q_4 — вес станины в $т$;
F_2 — опорная площадь шабота в $м^2$;
E — модуль упругости прокладки в $т/м^2$;
d — толщина прокладки в $м$;
v_2 — начальная скорость движения шабота вследствие удара в $м/сек$, определяемая формулами:

1) для шабота ковочных молотов

$$v_2=v_1\cdot(1+\varepsilon)\frac{Q_1}{Q_1+Q_2};$$

2) для шабота штамповочных молотов

$$v_2=v_1\cdot(1+\varepsilon)\frac{Q_1}{Q_1+Q_2+Q_4}.$$

Напряжение материала фундамента непосредственно под прокладкой шабота определяется по формуле

$$\sigma'=\frac{\sigma_{пр}F_2}{F_{пр}}\ [т/м^2],$$

где $F_{пр}$ — площадь прокладки в $м^2$;
$\sigma_{пр}$ — напряжение в прокладке под шабот в $т/м^2$.

Напряжения в теле фундамента рассчитываются по формулам:

1) нормальные напряжения по горизонтальной площадке в теле фундамента

$$\sigma_1=\frac{\sigma_д}{\alpha-\frac{\pi}{2}+\operatorname{ctg}\alpha}\left(-\operatorname{arctg} z-\frac{z}{1+z^2}+\alpha-\frac{\pi}{2}\right)\ [кг/см^2],$$

где $\sigma_д$ — динамическое давление на грунт в $кг/см^2$;
α — угол в радианах, составленный плоскостью подошвы фундамента с нормалью к плоскости, соединяющей контур подошвы шабота с контуром подошвы фундамента (фиг. 582);

2) нормальные напряжения по вертикальной площадке в теле фундамента

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_\partial}{\alpha - \frac{\pi}{2} + \operatorname{ctg}\alpha}\left(-\operatorname{arctg} z + \frac{z}{1+z^2} + \alpha - \frac{\pi}{2} + \operatorname{ctg}\alpha\right) \left[кг/см^2\right];$$

3) максимальные скалывающие напряжения

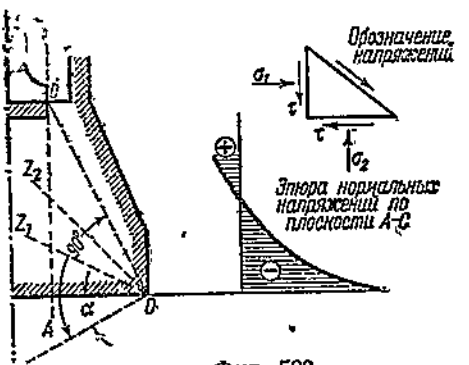
$$\tau_{max} = \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_2 - \sigma_1)^2 + 4\tau^2}\ \left[кг/см^2\right],$$

где τ — тангенциальные напряжения в горизонтальных и вертикальных плоскостях, определяемые по формуле

$$\tau = \frac{\sigma_\partial}{\alpha - \frac{\pi}{2} + \operatorname{ctg}\alpha} \cdot \frac{z^2}{1+z^2}\ \left[кг/см^2\right].$$

§ 15. ФУНДАМЕНТЫ ПОД ПОРШНЕВЫЕ МАШИНЫ

К поршневым машинам относятся компрессоры, двигатели внутреннего сгорания, паровые машины и т. п., причём они могут быть двух видов, а именно: с вертикальным и горизонтальным движением поршней.



Фиг. 582

Машины этого типа могут иметь один или несколько цилиндров. Поступательное движение поршней через крейцкопф, шатун и кривошип преобразуется во вращательное движение вала, равномерность которого регулируется специальным маховиком. Все элементы машины, имеющие поступательное и вращательное движения, развивают силы инерции, возбуждающие вынужденные колебания фундамента.

Для фундаментов машин мощностью до 20 *ЛС* применяется бутовая кладка, для машин большей мощности — железобетон и бетон.

Фундаменты под поршневые машины сравнительно небольшой мощности не рассчитываются, так как практическим опытом выработаны приближённые нормы объёма кладки фундамента на 1 *ЛС* двигателя. Для одноцилиндровых горизонтальных двигателей мощностью до 50 *ЛС* на 1 *ЛС* принимается 0,6 $м^3$ кладки, а при большей мощности двигателя 0,5—0,6 $м^3$.

Вертикальные поршневые машины являются тем более уравновешенными, чем больше они имеют цилиндров. Для таких машин объём кладки на 1 *ЛС* можно определять по табл. 51.

Таблица 51

Число цилиндров	1	2	3	4
Кладка в $м^3$	0,5	0,4	0,3	0,25

Для ориентировки при назначении объёма кладки фундаментов и глубины их заложения можно пользоваться данными, приведёнными в табл. 52, которая даёт возможность достаточно правильно задаваться этими данными в зависимости от мощности машин и их типа.

Таблица 52

Наименование фундамента	Вес фундамента в $т$ на 1 $ЛС$
Фундаменты дизелей:	
Вертикальных и горизонтальных малой мощности — менее 100 $ЛС$	1,5 —2,0
То же средней мощности — от 100 до 500 $ЛС$	1,2 —1,5
То же большой мощности — 500 $ЛС$ и более	0,75—1,0
Фундаменты под паровые машины:	
Вертикальные	0,25—0,50
Горизонтальные	0,4—1,2
Фундаменты компрессоров	0,3—1,0
Фундаменты лесопильных рам	2,0—4,0

При определении основных габаритов фундамента следует руководствоваться размерами опорной плиты машины, характером возмущающих сил, необходимой высотой надземной части фундамента и глубиной заложения его подошвы.

Фундаменты под поршневые машины проверяются на резонанс. Если возмущающие нагрузки машины приводятся к центральной вертикальной силе, то проверка на резонанс производится только для вертикальных колебаний по формуле

$$n_z = 9{,}55 \sqrt{\frac{C_z F}{M}} \text{ кол/мин.},$$

где C_z — коэфициент равномерного сжатия грунта в $т/м^3$;
F — площадь подошвы фундамента в $м^2$;
M — масса фундамента и машины в $т \cdot сек^2/м$.

Если возмущающие нагрузки приводятся к горизонтальной силе или паре сил, лежащих в одной из главных вертикальных плоскостей-то проверка на резонанс, т. е. число собственных колебаний в минуту, определяется при колебаниях, сопровождающихся одновременно вращением и сдвигом, по формулам

$$n_1 = 9{,}55\,\lambda_1 \text{ и } n_2 = 9{,}55\,\lambda_2,$$

причём главные частоты колебаний фундамента определяются по формуле

$$\lambda_{1,2}=\sqrt{\left[\lambda_\varphi^2+\lambda_x^2\pm\sqrt{(\lambda_\varphi^2+\lambda_x^2)^2-4\gamma\lambda_\varphi^2\lambda_x^2}\right]\frac{1}{2\gamma}}\ \text{в}\ 1/\text{сек.},$$

где $\lambda_\varphi^2=\frac{C_\varphi I}{\theta}$ — квадрат частоты вращательных колебаний фундамента, при которых ось вращения проходит через центр тяжести подошвы, в $1/\text{сек}^2$.;

C_φ — коэфициент упругого неравномерного сжатия грунта в $т/м^3$;

I — момент инерции площади подошвы фундамента относительно её главной оси, перпендикулярной плоскости колебаний, в $м^4$;

θ — момент инерции массы всей установки (фундамент плюс машина) относительно той же оси в $тм\cdot сек^2$;

$\gamma=\frac{\theta_c}{\theta}$ — отношение моментов инерции массы;

θ_c — момент инерции массы фундамента машин относительно оси, проходящей через центр тяжести установки и перпендикулярной плоскости колебаний, в $тм\cdot сек^2$;

$\lambda_x^2=\frac{C_xF}{M}$ — квадрат частоты частых горизонтальных колебаний фундамента в $1/\text{сек}^2$;

C_x — коэфициент упругого сдвига грунта в $т/м^3$.

Если возмущающие нагрузки приводятся к центральной вертикальной силе и паре сил, лежащих в одной из главных вертикальных плоскостей, то проверка делается одновременно по обеим приведённым выше формулам.

Для высоких фундаментов, у которых отношение высоты к поперечным размерам подошвы не менее единицы, при наличии у машины горизонтальной возмущающей силы или возмущающей пары сил, расположенных в вертикальной плоскости симметрии фундамента, проверка на резонанс делается путём определения числа свободных вращательных колебаний фундамента в минуту без учёта сдвига его подошвы, по формуле

$$n_\varphi=9{,}55\sqrt{\frac{C_\varphi I}{\theta}}\ \text{кол/мин.}$$

Если у машины силы инерции не уравновешены, то кроме проверки на резонанс производится определение амплитуд вынужденных колебаний фундамента.

1. Амплитуды вертикальных колебаний вычисляются по формуле

$$A_z=\frac{P_z}{M(\lambda_z^2-\omega^2)}\ [м],$$

где P_z — максимальная величина вертикальных возмущающих сил в m;

$\lambda_z^2 = \frac{C_z F}{M}$ — квадрат частоты собственных в ертикальных колебаний в 1/сек^2.;

$\omega = \frac{\pi N}{30}$ — угловая скорость вращения машины в 1/сек. (N—число оборотов машины в минуту).

2. Амплитуда вращательных колебаний фундамента для случая, когда сдвигом его подошвы пренебрегают, вычисляется по формуле

$$A_\varphi = \frac{L_1}{\theta\left(\lambda_\varphi^2 - \omega^2\right)} \text{ (в радианах)},$$

где L_1 — момент пары сил или момент вертикальной или горизонтальной силы относительно оси подошвы в *тм*.

3. Амплитуда горизонтальных колебаний верхней грани фундамента определяется по формуле

$$A = A_\varphi H \text{ [м]},$$

где H — расстояние от подошвы до верхней грани фундамента в *м*.

Расчётные значения амплитуд колебаний подошвы фундамента не должны превышать 0,2 *мм*. Если проектируемый фундамент не подлежит засыпке, расчётные значения амплитуды колебаний не должны превышать 0,1 *мм*.

§ 16. ФУНДАМЕНТЫ ПОД ТУРБОМАШИНЫ

К турбомашинам относятся турбогенераторы и турбокомпрессоры (иногда называемые турбовоздуходувками), имеющие от 1 500 до 5 000 об/мин. и достигающие мощности от 1 500 до 50 000 *квт* и больше. Такие машины относятся к уравновешенным.

Основной деталью турбины является вал с насаженными на него лопатками. Вал приводится во вращение вместе с ротором генератора паром, поступающим к лопаткам. Отклонение центра тяжести вращающихся масс от центра вращения создаёт вынужденные колебания фундамента турбины. Наличие эксцентричности вызывает появление центробежной силы

$$I = Mr \cdot \left(\frac{2\pi n}{60}\right)^2.$$

Центробежную силу можно разложить на составляющие:

$$I_x = Mr \cdot \left(\frac{2\pi n}{60}\right)^2 \cos\frac{2\pi t}{T};$$

$$I_y = Mr \cdot \left(\frac{2\pi n}{60}\right)^2 \sin\frac{2\pi t}{T},$$

где M — масса неуравновешенной части;

r — её эксцентричность;

n — число оборотов в минуту;

T — период одного оборота турбины.

Фундамент турбогенератора подвергается одновременному действию периодических сил в вертикальном и горизонтальном направлениях, причём горизонтальная сила отстаёт от вертикальной по фазе на 180°.

Указанные периодические силы вызывают вынужденное колебание фундамента с периодом, соответствующим одному обороту турбины.

Устанавливаемые на фундаментах приборы — турбогенераторы — регистрируют колебательные движения фундаментов в двух направлениях. Фундаменты для турбогенераторов делаются из железобетона и состоят из мощной плиты с отверстиями для пропуска отдельных деталей. Плита покоится на системе поперечных и продольных балок, опирающихся на колонны, которые образуют жёсткие рамы в продольном и поперечном направлениях (фиг. 583). Колонны снизу заделываются в мощную плиту, которая при слабых грунтах располагается на свайном основании.

При расчёте фундамента под турбомашины делается проверка на резонанс, заключающаяся в определении величины собственных его колебаний с целью сравнения её с числом оборотов машины. Число собственных колебаний фундамента должно отличаться от рабочего числа оборотов машины по крайней мере на 20 или 30%. Числа собственных колебаний фундамента рамного типа, зависящие от упругих свойств конструкции фундамента, вычисляются для вертикальных и горизонтальных колебаний (поперечных).

При расчёте вертикальных колебаний, каждая поперечная рама рассматривается изолированной от соседних, причём сопротивление продольных балок на кручение не принимается во внимание.

Когда рассчитывают горизонтальные колебания, то считают верхнюю плиту, образованную продольными и поперечными балками и станиной машины, абсолютно жёсткой.

Расчётные высоты и пролёты рамы принимаются равными (фиг. 584):

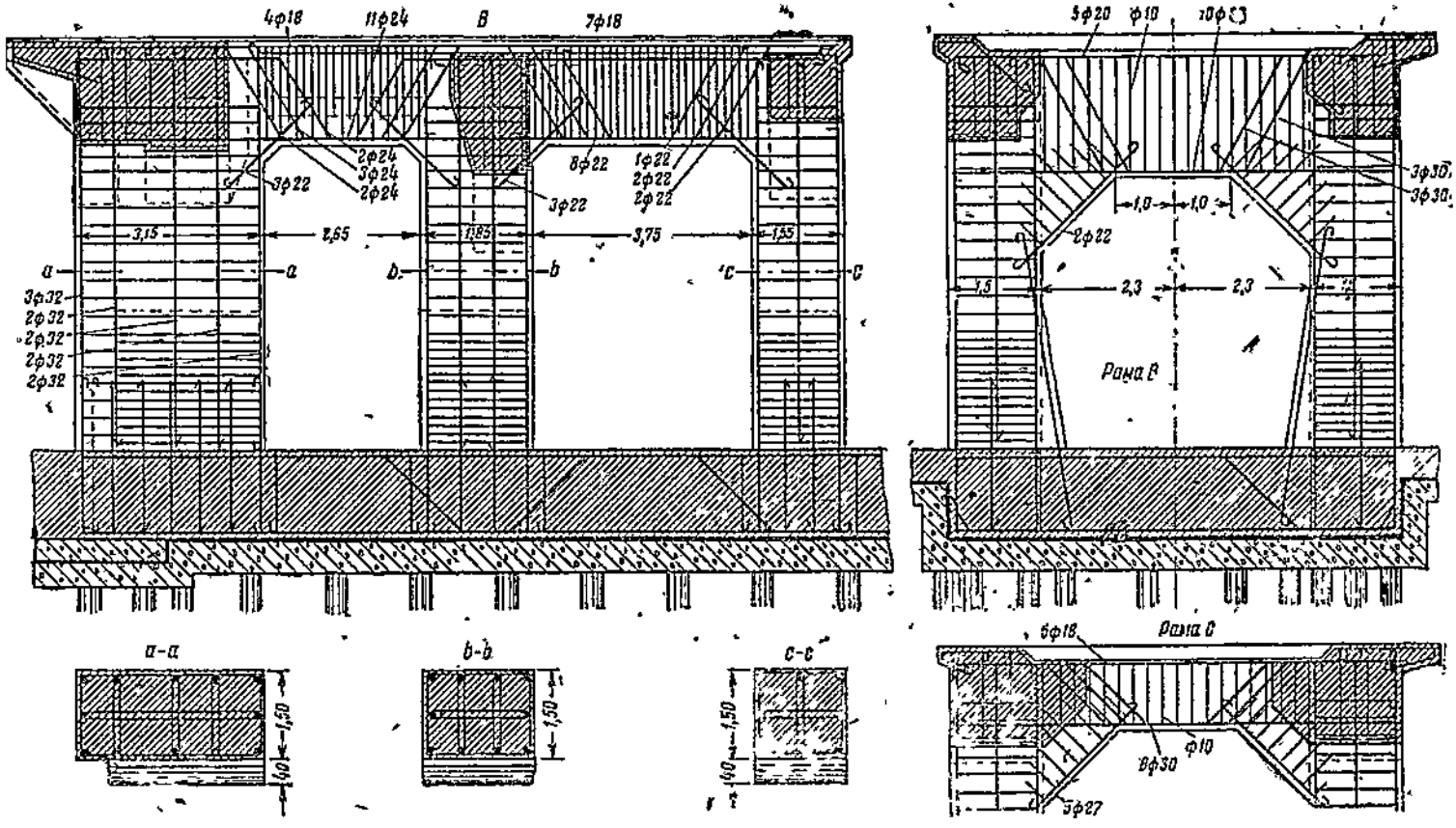
$$h = h_0 - \alpha \frac{d_2}{2};$$

$$l = l_0 - \alpha_0 d_1,$$

где h_0 — высота стойки от места заделки до оси ригеля;
l_0 — пролёт рамы в осях;
d_1 и d_2 — высота поперечного сечения стойки и ригеля;
α_0 — коэфициент, определяемый по графику Элерса (фиг. 585).

Число собственных вертикальных колебаний отдельных плоских рам определяется по формулам Рэлея в соответствии с указаниями Технических условий на проектирование и возведение фундаментов под машины с динамическими нагрузками (1939). Число собственных вертикальных колебаний двухэтажной рамы можно определить по приближённой формуле

$$n = \frac{30}{\sqrt{f}},$$

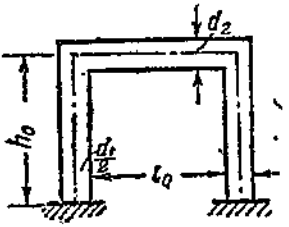

4ф18
11ф24
В
7ф18
2ф24
3ф24
2ф24
3ф22
3ф22
8ф22
1ф22
2ф22
2ф22
3,15
2,65
1,85
3,75
1,55
а
а
б
б
в
в
3ф32
2ф32
2ф32
2ф32
2ф32
а-а
б-б
в-в
1,50
1,50
1,50
0,40
0,40
5ф20
ф10
10ф8
3ф30
3ф30
1,0
1,0
2ф22
1,5
2,3
2,3
Рама В
Рама С
6ф18
ф10
8ф30
3ф27

Фиг. 583

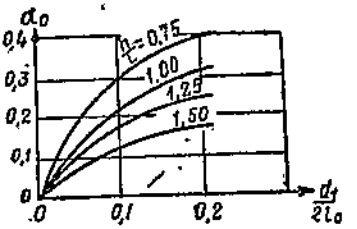
где n — число собственных колебаний в 1 мин.;
f — прогиб, выраженный в $м$, под грузом от сосредоточенной нагрузки

$$P_0 = P + 0{,}45\,Q;$$

здесь P — вес машинных частей;
Q — вес верхнего ригеля.



Фиг. 584



Фиг. 585

Для приближённого определения числа собственных горизонтальных колебаний можно пользоваться формулой

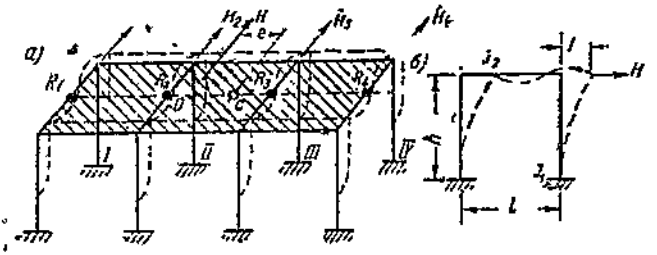
$$n = \frac{30}{\sqrt{0{,}8\,R f_y}},$$

где R — суммарная эквивалентная нагрузка, приложенная в упругом центре O (фиг. 586);

$$R = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 \ [т];$$

f_y — величина поступательного перемещения верхней плиты от горизонтальной силы, равной единице и приложенной в упругом центре O;

$$f_y = \frac{1}{H_1 + H_2 + H_3 + H_4} \ [м/т];$$



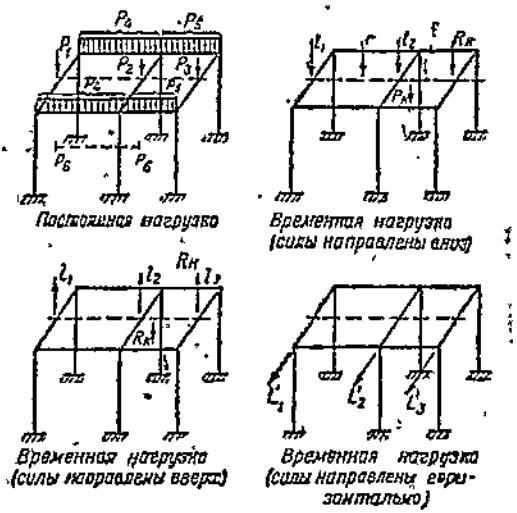
Фиг. 586

здесь H_1, H_2, H_3 и H_4 — горизонтальные силы, вызывающие перемещение верхнего узла соответствующей рамы на величину, равную единице.

При статическом расчёте фундамента учитываются следующие нагрузки:

1) статические нагрузки: вес турбомашины, считая и вес вращающихся частей; вес конденсатора, наполненного водой; вес вспомогательной аппаратуры и трубопроводов; вес элементов фундамента; нагрузка, обусловленная вакуумом в конденсаторе;

2) динамические нагрузки: нагрузка при коротком замыкании в сети или в генераторе; нагрузки, эквивалентные центробежной силе вращающихся масс.



Фиг. 587

Расчётная схема распределения нагрузок для шестистоечного фундамента показана на фиг. 587.

Здесь P_1, P_2, P_3 — нагрузка, передаваемая от подшипников турбины и генератора или компрессора, воздуходувного цилиндра и пр.;

P_4 — нагрузка от кожухов турбины и аппарата управления;

P_5 — нагрузка от статора генератора или компрессора воздуходувного цилиндра и пр.;

P_6 — нагрузка на нижнюю плиту от конденсатора, наполненного водой;

L — нагрузка, эквивалентная центробежной силе вращающихся масс;

V — нагрузка, обусловленная вакуумом в конденсаторе и передаваемая на верхнюю плиту;

$P_к$ — нагрузка на продольные балки, возникающая при коротком замыкании;

$$P_к = \frac{M_к}{l},$$

где $M_к$ — крутящий момент от короткого замыкания;

l — расстояние между осями продольных балок.

Величина нагрузки, эквивалентная центробежной силе вращающихся масс L, принимается равной:

1) двадцатикратному весу вращающихся частей, если число собственных колебаний фундамента отличается от числа оборотов машины менее чем на 30%;

2) десятикратному весу вращающихся частей, если число собственных колебаний фундамента отличается от числа оборотов машины на 30% и более;

3) пятикратному весу вращающихся частей, если число собственных колебаний менее половины числа оборотов машины.

При определении давления на грунт принимается нагрузка от собственного веса фундамента, веса машины и веса оборудования без учёта динамики.

Допускаемое давление на грунт принимается равным 0,5—0,6 от допускаемого давления для соответствующего грунта при статической нагрузке.

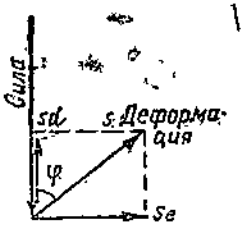
§ 17. ВИБРОПРОКЛАДКИ

Для уменьшения вредных колебаний применяются вибропрокладки, изготовленные из различных материалов.

Вибропрокладки уменьшают амплитуду вынужденных колебаний в фундаментах под машинами, а также создают изоляцию фундамента от вредного влияния вибраций на близлежащие сооружения.

Прокладки различаются по свойствам упругости, гасимости и поглощаемости.

Вибропрокладки бывают: вполне упругие (дерево, сталь и др.), у которых движение машины или сжатие прокладки совпадает по фазе с периодической силой; не вполне упругие прокладки, обладающие вязкостью, вследствие чего имеют место отставание деформации и смещение фазы деформации на некоторый угол φ по отношению к вызвавшей эту деформацию силе (фиг. 588)



Фиг. 588

Если S — полная амплитуда колебания машины или системы, S_e — упругая часть деформации, а S_d — остающаяся часть деформации, то:

упругость

$$e = \frac{S_e}{h\,\sigma_{np}};$$

гасимость

$$d = \frac{S_d}{h\,\sigma_{np}};$$

поглощаемость

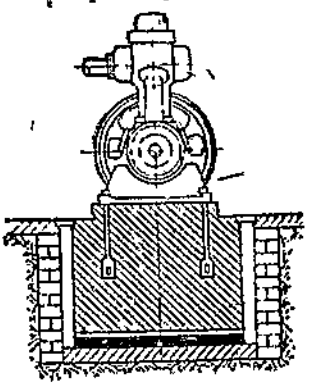
$$A = \frac{S_d}{S} = \sin\varphi.$$

Обычно $d < e$ для всех вибропрокладок.

О пригодности вибропрокладок судят главным образом по их упругости. Чем больше материал сохраняет свои упругие свойства

под влиянием периодически действующих сил, тем больше он соответствует гашению колебаний.

Вибропрокладки должны обладать достаточной прочностью и способностью восстанавливать свой объём и форму при изменении направления работы машины.



Фиг. 589

В зависимости от допускаемых напряжений на вибропрокладки последние бывают: слабые — $\sigma_д < 1$ *кг/см²*; средние — $\sigma_д = 1 \div 3$ *кг/см²*; сильные — $\sigma_д > 3$ *кг/см²*.

В основание чаще укладываются средние и сильные вибропрокладки, со стороны боковых усилий — слабые, а при отсутствии боковых сил устраиваются воздушные прослойки шириной 10—15 *см* (фиг. 589).

В табл. 53 указаны допускаемые напряжения на различные типы вибропрокладок.

Таблица 53

Наименование прокладки	Допускаемые напряжения в *кг/см²*	Поглощаемость в %	Примечания
Плиты из прессованных пробковых крошек толщиной 10 *мм*	1	10—13	Поглощаемость характеризуется фактором поглощения и выражается в процентах
Ребристые плиты из искусственной резины толщиной 16 *мм* с металлическими прокладками	0,5	36	
Гладкие плиты из искусственной резины толщиной 8 *мм*, с обеих сторон обложенные пробкой в 4 *мм*	2	20	Для распределения нагрузки устраиваются прокладки из тонких металлических листов
Натуральная пробка	2	8	
Плиты «Антивибрит», состоящие из прессованного трепья под высоким давлением с пропиткой битумом . .	10	14	Толщина от 5 до 20 *см*
Плиты из отборной натуральной пробки с металлической рамой	15	—	
Жёсткий войлок, спрессованный и пропитанный	24	—	

Плиты из прессованной крошки применяются главным образом для боковой изоляции, как и резиновые ребристые прокладки.

Натуральная пробка в виде плиток и гладкие резиновые плитки устраиваются в несколько слоёв. Увеличение количества слоёв увеличивает изолирующую способность вибропрокладки.

Плиты «Антивибрит» делаются толщиной 5; 10; 15 и 20 *мм* и применяются для изоляции машин, а также и в качестве прокладки между фундаментом и шаботом молотов.

Жёсткий войлок изготовляется из спрессованного под давлением 500 *ат* шерстяного войлока, пропитанного парафином, и применяется так же для молотов, как и плиты из натуральной отборной пробки размерами 4 × 2 × 10 и 6 × 3 × 15 *см*, которые монтируются в металлическую раму.

Вместо вибропрокладок с большим успехом применяются пружинные гасители колебаний, состоящие из стальных конических пружин, закладываемых между молотом и наковальней.

Применение прокладок даёт в некоторых случаях отрицательный эффект, а именно когда с введением вибропрокладок вся система приобретает собственную частоту колебаний. Поэтому применять вибропрокладки следует осторожно, тщательно изучая все местные условия, связанные с работой машины.

С целью уменьшения воздействия колеблющегося фундамента на грунт в отношении распространения в его среде явления вибрации рекомендуется вокруг фундамента забивать шпунт с устройством между ним и гранями фундамента шлаковой засыпки.

Следует отметить, что вибрация фундаментов вызывает уплотнение песков и разжижение глинистых грунтов.

Ввиду большой трудности правильно определить заранее собственную частоту колебаний фундамента необходимо предусмотреть возможность последующего изменения собственных частот путём: изменения веса фундамента и площади его подошвы; жёсткого соединения двух и более фундаментов; введения свай с жёстким присоединением к фундаменту.

При возведении фундамента следует уделять серьёзное внимание расположению анкерных болтов и производить заделку их только по заводскому чертежу.

Глава III

УСИЛЕНИЕ И ПЕРЕУСТРОЙСТВО ФУНДАМЕНТОВ

§ 18. ПРИЧИНЫ, ВЫЗЫВАЮЩИЕ НЕОБХОДИМОСТЬ УСИЛЕНИЯ И ПЕРЕУСТРОЙСТВА ФУНДАМЕНТОВ

Основными причинами, вызывающими необходимость усиления основания или переустройства фундамента, являются: увеличение нагрузки на основание; уменьшение сопротивления основания; разрушение тела фундамента.

Увеличение нагрузки на основание в условиях железнодорожного строительства может явиться результатом введения более мощных паровозов и вагонов на той или иной железнодорожной линии.

Более мощные паровозы и вагоны оказываются и более тяжёлыми, вследствие чего приходится усиливать пролётные строения мостов. В результате увеличивается давление на опоры и основания опор.

Более мощные паровозы позволяют проходить более значительные расстояния без набора воды. Зато в новых пунктах набора воды спрос

на воду возрастает в несколько раз, вследствие чего иногда требуются коренное переустройство водоснабжения, усиление источника водоснабжения, усиление насосной станции, водоёмного здания и т. д.

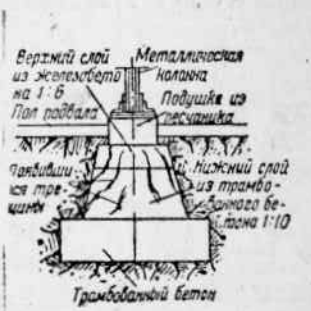
В результате установки более мощных насосов, двигателей, водоёмных баков и т. д. увеличивается нагрузка на фундамент и основание.

В гражданском строительстве причиной увеличения нагрузки является надстройка зданий, а в промышленном — установка более мощного оборудования.

В некоторых случаях увеличение нагрузки на основание происходит вследствие изменения давления от собственного веса грунта за счёт изменения уровня грунтовой воды. Так, например, если в песчаном грунте уровень грунтовой воды понизился, то освободившийся от грунтовой воды грунт будет оказывать большее давление на нижележащие слои, так как он из взвешенного состояния перешёл в нормальное.



Фиг. 590



Фиг. 591

Если в основании грунт малопроницаемый, то подъём уровня грунтовой или поверхностной воды увеличивает давление на грунт, и т. д.

Уменьшение сопротивления основания может быть вызвано целым рядом обстоятельств.

Главнейшим из них является закладка рядом более глубокого фундамента соседнего здания, канализационного коллектора или, наконец, метрополитена.

Уменьшение несущей способности основания может быть вызвано общим увлажнением грунта, уменьшением глубины заложения фундамента, что может произойти вследствие размыва грунта вокруг фундамента, и т. д.

Разрушение тела фундамента может быть вызвано разрушающим действием агрессивных грунтовых вод и действием отработанных, насыщенных вредными примесями сточных вод, что имеет место на фабриках и заводах химической промышленности.

На фиг. 590 показан деформированный фундамент одного здания завода, перерабатывающего сульфатные щелочи. В этом фундаменте были обнаружены большие трещины (фиг. 591). Жидкие отходы производства отводились здесь по желобам пола. Сквозь образовавшиеся

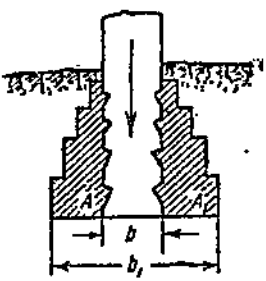
в асфальтовой подготовке плиточного пола небольшие щели едкие растворы проникали к кладке фундамента и производили там разрушающее действие.

Разрушение может произойти вследствие неправильного производства работ, что выражается в большом перерыве между окончанием земляных работ и началом бучения фундамента, а это в свою очередь ведёт к переувлажнению грунта основания, несвоевременной засыпке пазух вокруг фундамента (что также влечёт за собой переувлажнение грунта), недоброкачественной кладке фундамента и пр.

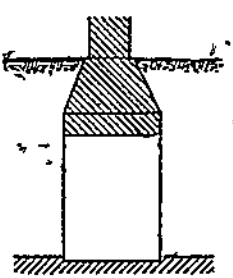
Таким образом, причины, вызывающие необходимость усиления и переустройства, бывают самые разнообразные.

§ 19. ПЕРЕЧЕНЬ МЕР, ПРИМЕНЯЕМЫХ ДЛЯ УСИЛЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ

В большинстве случаев практики никакого усиления фундаментов не требуется, а оказывается возможным увеличить допускаемые давления на грунт. Под существующим зданием грунт обжат давлением от сооружения и может выдержать некоторую дополнительную нагрузку, и лишь в некоторых случаях требуется усиление.



Фиг. 592


Фиг. 593

Усиление фундамента может быть сделано различно в зависимости от местных условий. Основными мерами являются следующие:

1) укрепление тела фундамента путём цементации или путём обхвата фундамента железобетонной оболочкой; эта мера применяется тогда, когда тело фундамента разрушено;

2) уширение существующего фундамента (фиг. 592), состоящее в том, что к существующему фундаменту пристраивают новые части фундамента, вследствие чего площадь подошвы увеличивается и, следовательно, давление уменьшается;

3) углубление существующего фундамента с одновременным его уширением (фиг. 593); сущность этой меры состоит в передаче давления на большую глубину, на более плотные слои грунта;

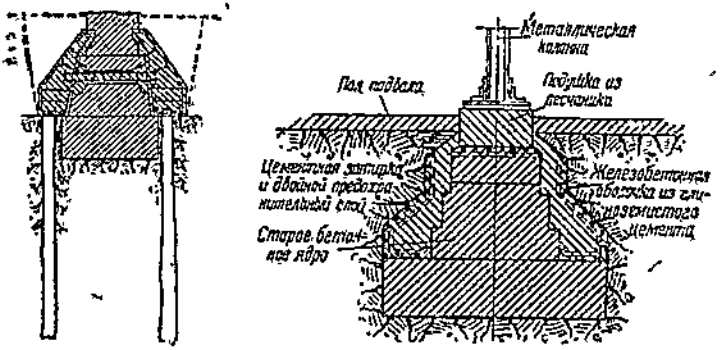
4) постановка существующего фундамента на сваи (фиг. 594), состоящая также в передаче давления на более глубокие и плотные слои грунта, но при помощи свай;

5) постановка под существующий фундамент столбов; эта мера по идее сходна со сваями, но как производство работ, так и конструктивное оформление резко отличны; она применяется в насыщенных водой грунтах при значительной глубине заложения столбов;

6) искусственное укрепление грунта при помощи цементации или химического укрепления грунта;

7) прочие меры: устройство стенок, контрфорсов, подпорок и т. д.

Выбор той или иной меры всецело зависит от местных факторов, из которых основную роль играют гидрогеологические условия.



Фиг. 594

§ 20. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К ПРИМЕНЯЕМЫМ КОНСТРУКЦИЯМ И ПРОИЗВОДСТВУ РАБОТ

При выборе той или иной меры усиления нужно иметь в виду следующие основные требования, предъявляемые как к применяемым конструкциям, так и к производству работ.

При разработке шахт, траншей и пр. не следует допускать выпуска грунта в разрабатываемые котлованы, шахты или штольни, так как в противном случае утечка его неизбежно вызовет деформацию соседних зданий.

Прежде чем включить новую часть фундамента в работу, надо предварительно её обжать, причём величина удельного давления при обжатии должна не меньше чем в 1,5 раза превосходить то давление, которое будет возникать по подошве фундамента при нормальной работе сооружения.

Если это требование не будет соблюдено, то неизбежна деформация сооружения, так как вновь пристраиваемые (фиг. 592) части вступят в работу не сразу, а после того, как всё сооружение осядет на некоторую величину, поскольку под этими частями грунт не уплотнен и должен сжиматься. Чтобы не допустить осадки, необходимо предупредить её, обжав грунт. Способы обжатия будут изложены далее.

Следует предотвращать всякую возможность боковых движений здания путём надлежащего устройства вспомогательных опор (подкосов, расстрелов и т. д.).

Если подобного рода меры не будут приняты, то сооружение претерпит деформацию. Временные опоры перед включением в работу должны быть подвергнуты предварительному обжатию. Сила обжатия должна в 2 — 3 раза превосходить ту силу, которая возникнет в данном элементе при его нормальной работе.

§ 21. ОСНОВНЫЕ МЕТОДЫ УСИЛЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ И ОСНОВАНИЙ

(Конструкция и производство работ)

Изложенные требования заставляют разделить основные методы усиления на две группы: группу, применяемую при отсутствии или при глубоком залегании грунтовых вод, и группу, применяемую при наличии грунтовых вод. В последнем случае дело осложняется тем обстоятельством, что нельзя применять обычный водоотлив, так как при откачке воды неизбежен вынос твёрдых частиц, чем нарушается первый пункт изложенных требований. Чтобы избежать водоотлива, приходится прибегать к одному из следующих средств: грунтовому водоотливу (метод понижения), промораживанию грунта, битумизации (при помощи эмульсии), применению шунтовых стен или свайных или кессонных оснований. При отсутствии воды не требуется применять такие дорогостоящие приёмы и дело ограничивается более простыми операциями.

а) Укрепление тела фундамента

Если тело фундамента разрушено, то, смотря по степени разрушения, применяются следующие меры.

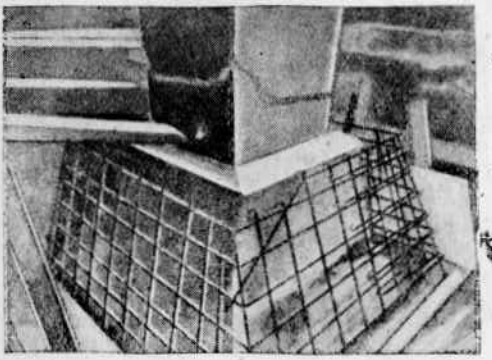
1. Нагнетание в трещины цементного раствора с предварительным уничтожением причин, вызывающих разрушение фундамента. Нагнетание цементного раствора может быть произведено цемент-пушкой или английским прибором «монолит». Ниже даны некоторые указания применительно к производству работ цемент-пушкой.

Сначала необходимо выяснить степень распространения и характер трещин; с этой целью трещины расчищаются и расширяются при помощи зубил и пневматических молотков и прощупываются проволочным щупом. Затем пробивают шлямбуром или пробуривают перфоратором вдоль трещин отверстия диаметром 30 *мм* и глубиной не более 1 *м*.

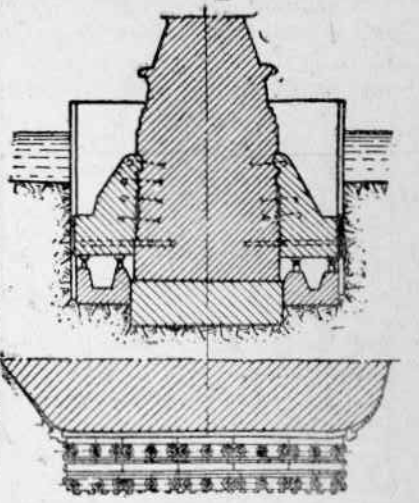
В пробитые отверстия, начиная с верхних, нагнетают чистую воду с целью промывки их. Затем все трещины замазываются цементным раствором состава 1 : 3, чтобы при нагнетании не вытекало цементное молоко, а пробитые отверстия закрываются деревянными пробками, обвёрнутыми паклей. Через 2—3 дня после затвердевания замазки в отверстия поочерёдно, начиная с нижних, нагнетают при помощи цемент-пушки цементное молоко или цементный жидкий раствор состава 1 : 1. Давление при нагнетании раствора поддерживается в 2—4 *ат*, а самое нагнетание производится до тех пор, пока в соседних отверстиях не покажется раствор или сопло пушки не будет с силой выталкиваться из отверстия. Окончив нагнетание, отверстие закрывают пробкой и переносят сопло к следующему, где вновь производят нагнетание раствора. Иногда делаются в теле кладки перпендикулярные направлениям трещин бороздки и в эти бороздки закладывается арматура, а затем заливается раствором.

2. Устройство специальной железобетонной оболочки, обхватывающей фундамент

со всех боковых сторон. На фиг. 594 приводится пример переустройства упомянутых ранее (фиг. 590 и 591) фундаментов под колонны. Разрушенная часть бетона удалена, а на очищенном бетоне для лучшей связи с новым бетоном была сделана насечка, обильно смоченная водой. По наружным трапецоидальным сторонам фундамента установлена арматура (фиг. 595), а затем нанесён новый бетон. Марка бетона определяется требуемой прочностью, причём в такого рода слу-



Фиг. 595



Фиг. 596

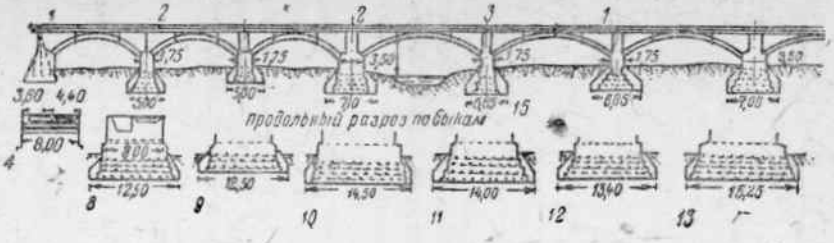
чаях рекомендуется применять шлаковый цемент как более устойчивый по отношению к агрессивным водам.

3. Удаление разрушенного фундамента и подведение нового. Этот приём устройства изложен ниже.

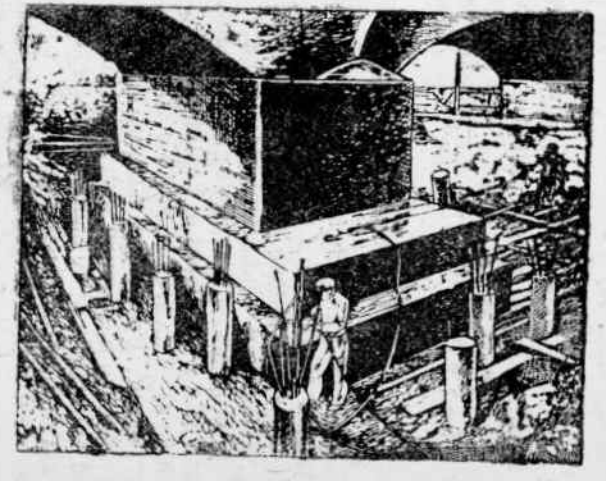
б) Уширение фундамента

Уширение, как уже сказано ранее, состоит в пристройке к существующему фундаменту новой части, вследствие чего опорная площадь увеличивается. Вновь пристраиваемые фундаменты могут быть как на естественном основании, так и на свайном.

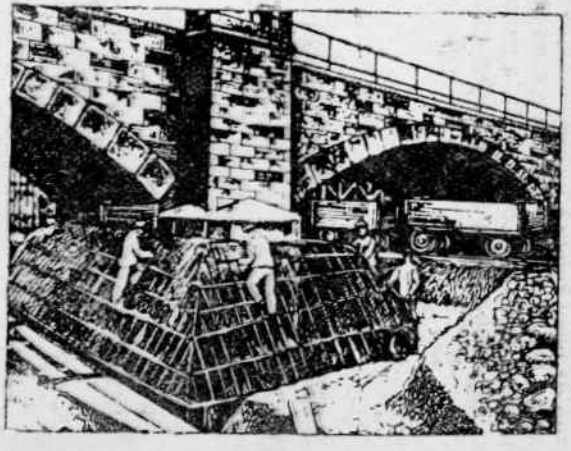
Для пояснения приведены примеры из практики. На фиг. 596 изображён бык моста через р. Рейн в Майнце, усиленный при помощи уширения фундамента. Для этого с двух сторон быка были забиты металлические шпунтовые ограждения, под защитой которых были откопаны котлованы до проектной отметки. На обнажённый грунт сбоку фундамента впритык к нему была уложена железобетонная плита, состоящая из пяти секций (в плане), разделённых между собой швами. Затем выше уложенной железобетонной плиты к быку сбоку была пристроена бетонная кладка, причём для лучшего соединения новой кладки со старой в теле старой кладки были выдолблены штрабы и отверстия, в которые были заложены металлические прутья.



Фиг. 597



Фиг. 598



Фиг. 599

По отвердении кладки между ней и ранее уложенной железобетонной плитой на каждой секции плиты были установлены домкраты, которыми производилось предварительное обжатие грунта под железобетонной плитой. По окончании обжатия между бетонной кладкой и плитой устанавливались клинья из клинкерного кирпича, домкраты удалялись, а просвет между плитой и кладкой заполнялся бетоном.

На фиг. 597 — 599 изображён второй пример усиления фундаментов опор моста при помощи уширения, но в отличие от предыдущего примера здесь уширенные части опираются на предварительно изготовленные пневмонабивные сваи.

На фиг. 597 показана общая схема моста с вновь пристроенными фундаментами.

На фиг. 598 видны сваи, которые были погружены в грунт после вскрытия котлованов, а на фиг. 599 показан монтаж арматуры, которой были армированы новые фундаменты.

в) Углубление существующего фундамента с одновременным его уширением

Уширение фундамента, как известно, возможно до некоторых пределов; поэтому этот способ применим не для всех случаев практики.

Кроме того, в ряде случаев единственно целесообразным решением является углубление фундамента. Простейшим способом углубления длинных фундаментов под стены является подведение столбов методом форшахт. Способ состоит в следующем: фундамент под стену разбивают по длине на ряд участков длиной 1,0—1,5 *м* (фиг. 600), и под каждый участок подводят фундамент в виде столбов. Сделав один столб, переходят к следующему. Так, последовательно, один за другим, подводят столбы под всю стену; в итоге столбы сливаются и образуют сплошной фундамент.

На фиг. 601 показаны последовательные стадии производства работ методом форшахт. Видно, что сперва сбоку фундамента выкапывается вспомогательная шахта (форшахта); далее выкапывается штольня под фундамент; наконец, непосредственно под фундаментом штольня углубляется, образуя основную шахту.

Глубина основной шахты определяется глубиной залегания несущего слоя грунта.

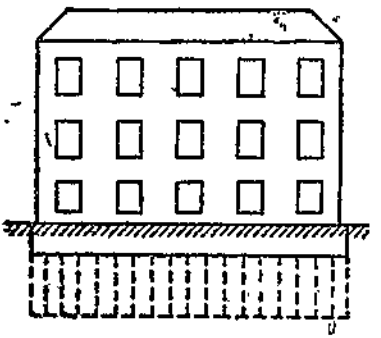
Ответственным моментом в этом способе является укрепление стен шахты досками. Как только шахта будет отрыта до нужной глубины, сейчас же снизу устанавливаются доски, служащие креплением её стенок. Образующиеся за стенкой пустоты (пазухи) заполняются грунтом.

До приступа к выемке грунта под фундаментом необходимо забить на всю ширину обнажаемого фундамента марчеваны с запуском их на 0,5 *м* за внутреннюю грань фундамента. Наружные концы марчеван поддерживаются длинным брусом (бревном), концы которого запускаются в грунт за предел венцового ограждения форшахты.

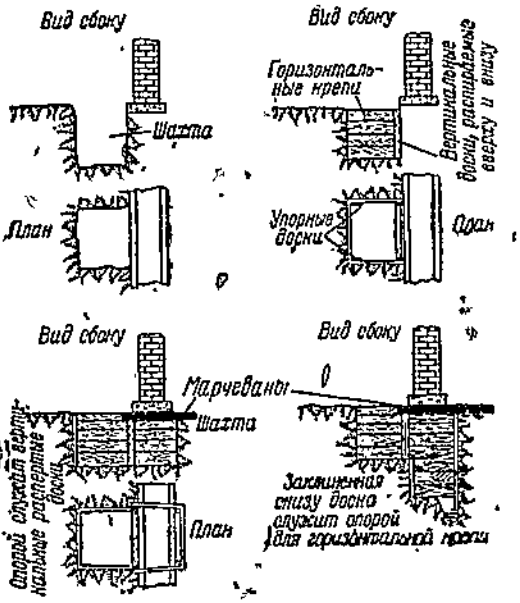
Далее приступают к откопке штольни под фундаментом, причём крепи устанавливаются сверху по мере углубления штольни, а самая штольня постепенно превращается в основную шахту.

Доски для крепления укладываются так, как указано на фиг. 602, причём в углах они скрепляются гвоздями, образуя раму, а затем нашиваются вертикальные планки, скрепляющие несколько досок. Следующая рама из досок укладывается снизу, так, чтобы стыки были перевязаны причём для того, чтобы, рама плотно прилегала к верхней она подкашивается снизу.

При опускании шахт на сравнительно небольшую глубину (например, 3—4 *м*) выброс грунта производится

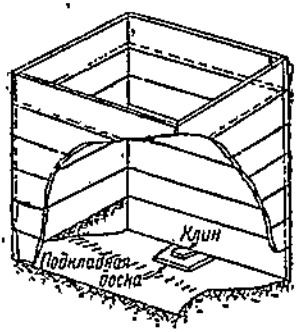


Фиг. 600

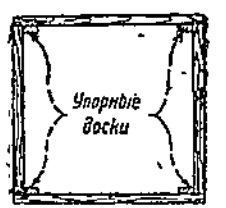


Фиг. 601

вручную лопатками с перекидкой. При больших глубинах применяют лебёдки и бадьи. Иногда основная шахта уширяется внизу и достигает значительных размеров; тогда устанавливаются дополнительные крепи в виде стоек и распорок.



способ расположения крепежных досок



Следующая горизонтальная рама устанавливается так, чтобы стыки получались в перевязку.

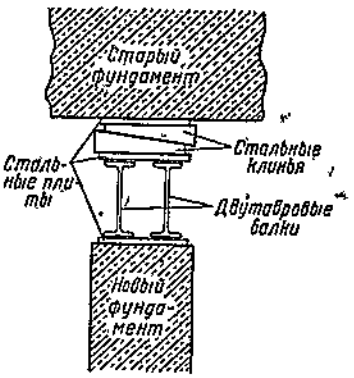
Фиг. 602

Когда шахта вырыта на требуемую глубину, она заполняется бетоном, но с таким расчётом, чтобы между верхом нового фундамента и подошвой старого осталось около 60 *см*. Затем бетону дают возможность отвердеть, а после отвердения приступают к обжатию нового фундамента.

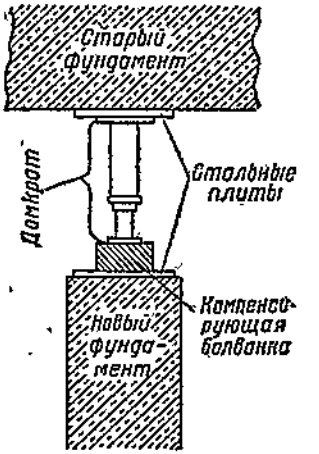
Обжатие производится при помощи клиньев или домкратов (фиг. 603 и 603а), смотря по тому, с какой силой должен быть обжат фундамент. Клиньями можно создать усилие, равное примерно 7 *т*, домкра-

тами же—усилие в 20—110 *т* и более в зависимости от типа применённого домкрата. Когда новый фундамент хорошо обжат, заполняют пространство между старым и новым фундаментом столбиками из кирпича, стойками из железобетона или металла, клинья и домкраты убирают, а просветы между столбиками или стойками заполняют бетоном.

Если не требуется производить обжатие, то применяют заполнение просвета трамбованием или торкретбетоном. В этом случае оставляют просвет в 7—10 *см*; затем его заполняют торкретбетоном при помощи цемент-пушки или трамбованным бетоном (причём трамбование производят ударами кувалды по деревянному бруску размерами 5 × 10 *см*); далее приступают к подведению соседнего столба и т. д. Описанный



Фиг. 603



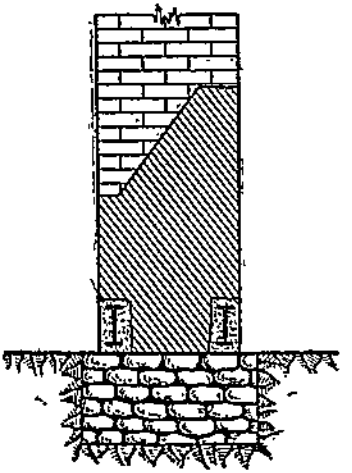
Фиг. 603а

способ подводки фундамента очень прост и не требует устройства временных опор, так как вскрытие происходит на сравнительно небольшом фронте.

Конечно, если здание длинное, то приходится делать сразу несколько столбов на некотором расстоянии друг от друга, но при этом нужно помнить, что длина одновременно отрываемых шахт не должна превосходить 15% от общей длины. Если эта норма соблюдена, то никакие временные опоры не нужны, если же превышает, то для ускорения производства работ приходится устраивать временные опоры, к которым следует прибегать также тогда, когда в стенах много окон, а самые стены ветхие и могут при подкапывании разрушиться. В этих случаях, прежде чем копать основную шахту под фундамент, усиливают стену, заделывая в неё сбоку по её длине железные или железобетонные балки так, как показано на фиг. 604 и 605. По отвердении бетона приступают к устройству временных опор.

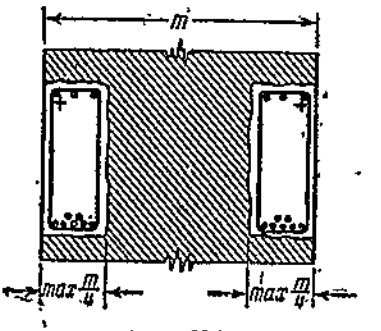
Конструкция временных опор может быть самой разнообразной и зависит от местных условий, например от возможности производить работы с обеих сторон и т. д. Простейшие типы временных опор изображены на фиг. 606 и 607.

Конструкция, изображённая на фиг. 606, применяется при небольших нагрузках и малой податливости грунта. Она состоит из бревенчатых подкосов, упирающихся верхним концом в брус, заложенный на цементном растворе в борозде кладки, а нижним концом — в небольшой деревянный ростверк. Между ростверком и подкосом расположены клинья для распора всей конструкции.



Фиг. 604

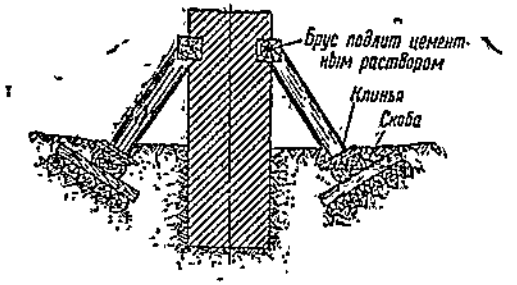
Та же цель может быть достигнута при помощи металличе-



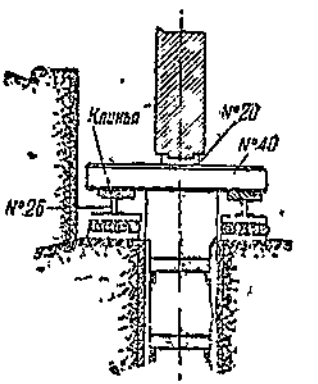
Фиг. 605

ских балок (фиг. 607), проходящих сквозь пробитые в кладке отверстия и опирающихся на специальные опоры.

При тяжёлых нагрузках на сооружения применяется конструкция, изображённая на фиг. 608 и состоящая из бетонной подушки, ростверка и стойки, на которую опирается одним концом металлическая балка.



Фиг. 606



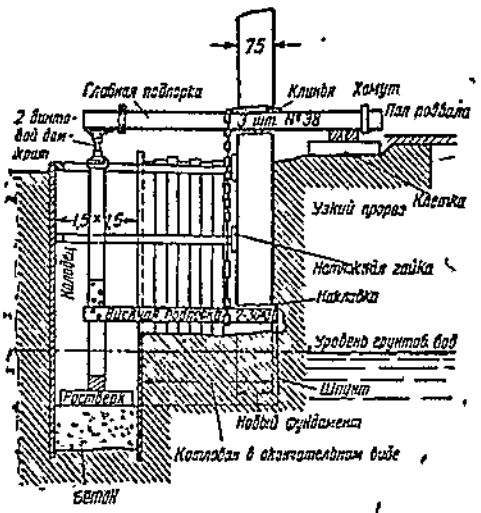
Фиг. 607

Балка проходит сквозь стену и опирается вторым концом с другой стороны стены на клетку из брусьев. К металлической балке подвешен фундамент при помощи висящей подпорки, опирающейся одним концом на стойку, а другим — на цепь с натяжной муфтой.

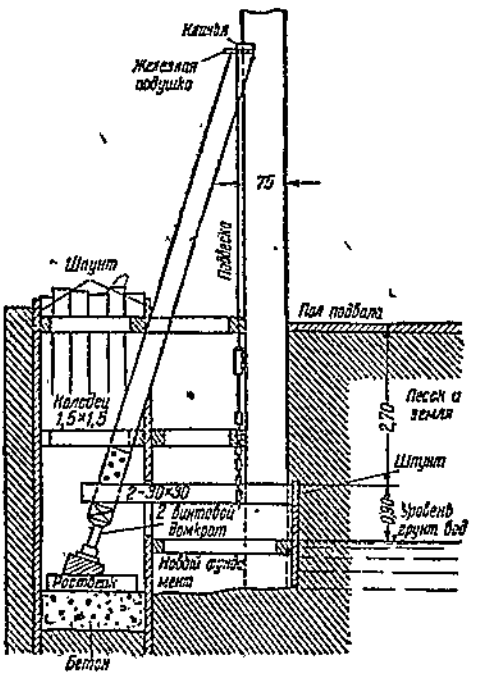
Конструкция, изображённая на фиг. 609, применяется при невозможности работать с обеих сторон. Из фиг. 609 видно, что всё устрой-

ство временной опоры расположено с одной стороны. В случае применения временных опор длина вскрываемого участка стены может быть доведена до 6 м.

Что касается подводки фундаментов под опоры мостов и труб, то такие работы встречаются редко и обычно обусловлены подмывом.

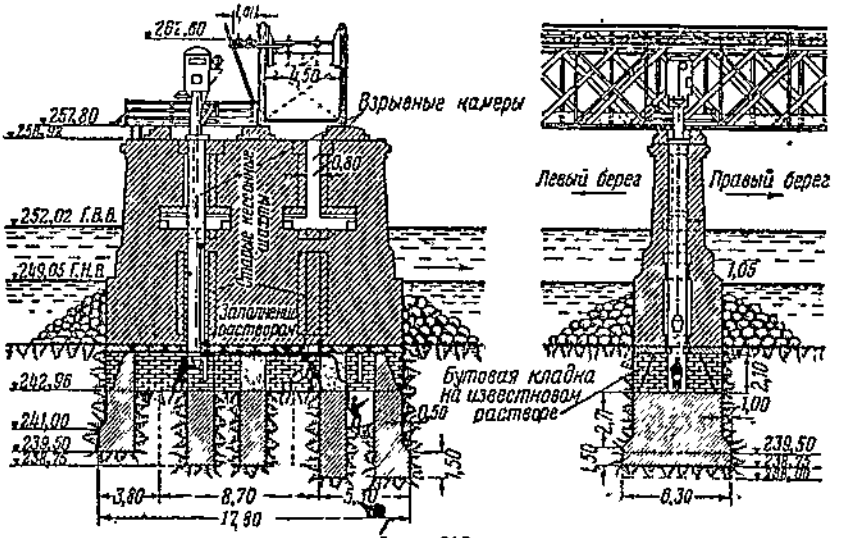


Фиг. 608



Фиг. 609

Оригинальный метод производства работ по подведению фундамента под одну из опор был применён на мосту через р. Рейн вблизи Базеля



Фиг. 610

(фиг. 610). Фундамент был устроен кессонным способом за 50 лет до его усиления и впоследствии был повреждён подмывом. Требовалось углубить и уширить его без перерыва движения.

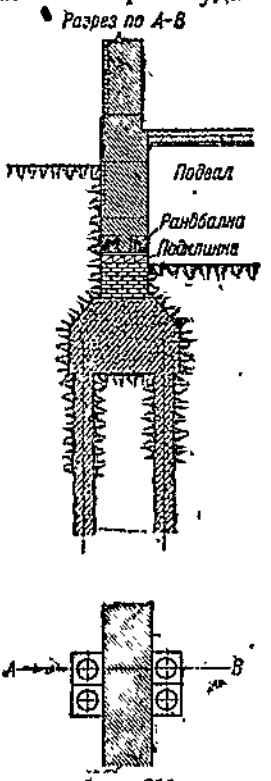
Бык был устроен под два пути, но перекрытие пролётов было сделано лишь под один путь; кессон же был двухшахтным. Строители воспользовались второй шахтой, вскрыли её, установили на ней шлюзовой аппарат и пробили в рабочей камере вдоль быка ход; пользуясь этим ходом, строители сделали поперечные траншеи в грунте под подошвой фундамента. Грунт основания состоял из твёрдой водонепроницаемой песчанистой голубой глины и допускал разработку траншей без крепления стен.

После разработки траншей они заполнялись кладкой, и таким образом, получались стенки, которые впоследствии слились в один общий массив.

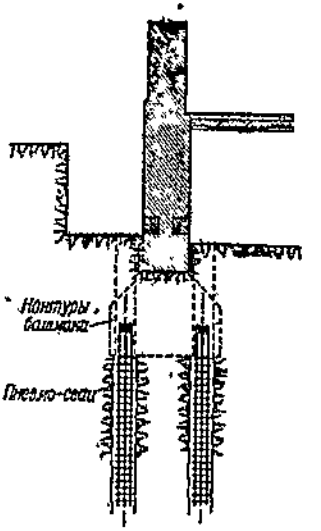
Из фиг. 610 видно, что таким способом удалось углубить фундамент от 3,46 до 4,96 *м*.

г) Постановка существующего фундамента на сваи

В водоносных грунтах работы по усилению фундамента требуют специальных мер по удалению воды, так как простая откачка здесь



Фиг. 611



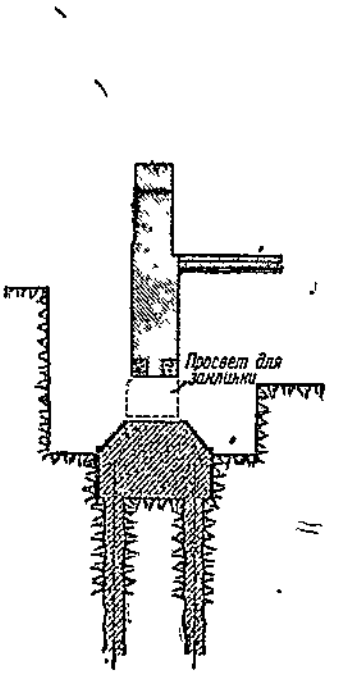
Фиг. 612

недопустима из-за возможной утечки грунта. Кроме того, может оказаться, что пласт грунта, на который надлежало бы передать нагрузку,

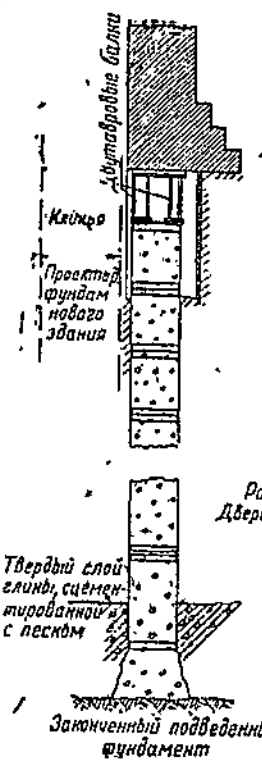
залегает на значительной глубине или требуемое заглубление фундамента получается очень большим (порядка 10—15 *м*). В этих случаях лучшим выходом из положения являются набивные сваи, так как забивные вызывают сотрясение грунта и при забивке возможны деформации здания.

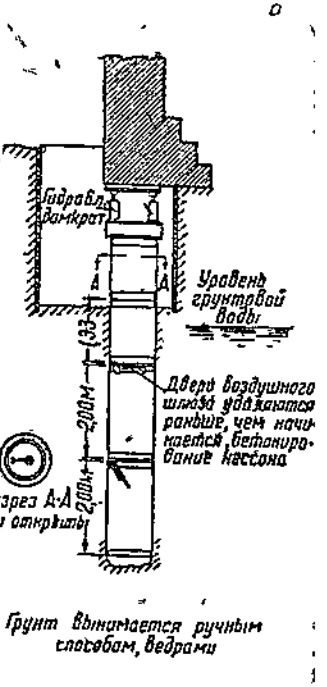
Приёмы постановки существующего фундамента на сваи могут быть самыми разнообразными в зависимости от местных условий.

Метропроект рекомендует следующее типовое решение. Фундамент стены здания устанавливается на ряд кустов свай, как на столбы (фиг. 611).



Фиг. 613





Фиг. 614

Для этого сначала стены здания укрепляются рандбалками, а сбоку фундамента с обеих сторон изготовляются пневмосваи (фиг. 612), приёмы устройства которых описаны ранее и здесь не повторяются.

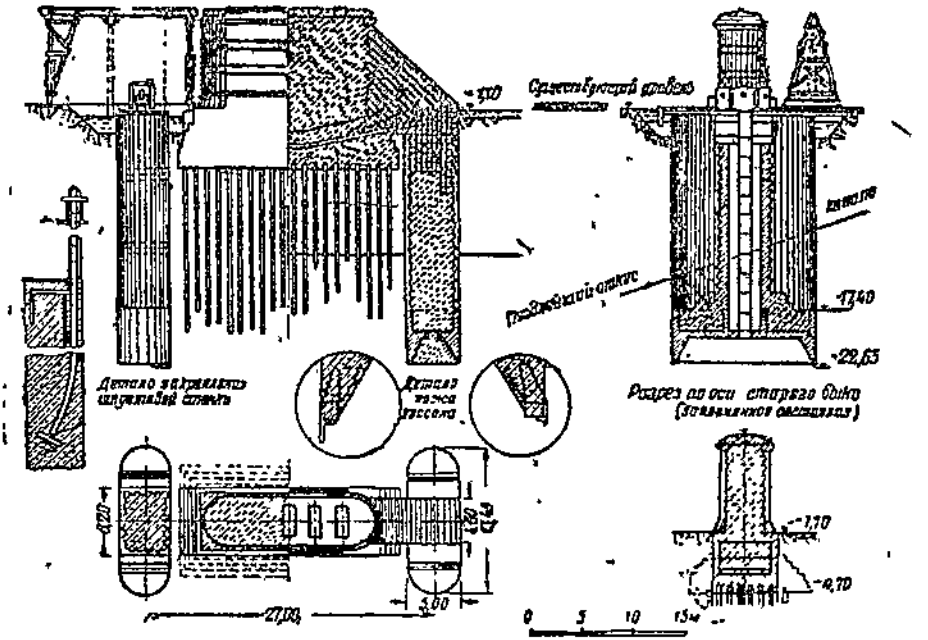
После изготовления пневмосвай по их головам устраивается башмак (фиг. 613), а по отвердении его домкратами производятся обжатие свайного куста и заклинка оставленного просвета кирпичом или стойками, подобно тому как это делается при подводке фундаментов. На фиг. 611 изображены план и разрез фундамента стены, под который уже подведены кусты свай.

д) Постановка существующего фундамента на столбы, образуемые кессонным способом

В водоносных грунтах при большой глубине заложения нового фундамента применяется подводка под сооружение столбов с применением сжатого воздуха.

На фиг. 614 изображена схема подводки. Металлический цилиндр задавливается в грунт гидравлическими домкратами. По мере погружения в грунт цилиндр наращивается секциями высотой 1,33 *м*. Внизу у забоя имеется камера с потолком высотой 2 *м*, куда подаётся сжатый воздух для удаления воды.

Выше, над потолком, имеется вторая камера для шлюзования. Рабочие через лазы проникают в рабочую камеру к забою, где и производится разработка грунта. Выдача грунта производится через лазы наверх. По окончании опускания цилиндра он заполняется бетоном, образуя столб.



Фиг. 615

При усилении фундаментов мостовых опор кессонный способ также нашёл применение. На фиг. 615 изображён пример усиления фундамента одной из опор моста под железную дорогу. Рядом с существующей опорой были опущены два кессонных фундамента, на которые и было передано давление от опоры при помощи мощных железобетонных консолей, пристроенных сбоку опор. Все работы выполнены без перерыва движения поездов.

Усиление оснований и фундаментов производится также при помощи цементации, силикатизации и т. д., что было рассмотрено достаточно полно в разделе «Укрепление грунтов» первой части и здесь не повторяется.

РАЗДЕЛ ДВЕНАДЦАТЫЙ

ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ОБОСНОВАНИЯ ВЫБОРА СИСТЕМЫ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

§ 1. ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

В общей стоимости сооружений стоимость фундамента занимает значительный удельный вес. В строительстве искусственных сооружений (мостов, труб, подпорных стенок) средняя стоимость фундаментов колеблется от 15 до 40% стоимости всего сооружения. В гражданском строительстве средняя стоимость фундамента колеблется от 7 до 10%, а в промышленном — от 8 до 12%; стоимость отдельных видов сложных и ответственных фундаментов составляет ещё более высокий процент стоимости всего сооружения. Отсюда очевидно, что выбор рационального типа фундамента зависит в первую очередь от экономических соображений.

На стоимость фундаментов влияют различные факторы (тип сооружения, его конструктивные особенности, нагрузки, свойства грунта основания, глубина заложения фундамента, материалы, из которых изготовляется фундамент, и т. п.). Цены на материалы на месте работ с учётом транспортных расходов имеют также решающее значение при выборе рационального типа фундамента.

Основная задача проектирования — правильный выбор типа фундамента и основания сооружения в зависимости от местных условий и обеспечение прочности и устойчивости конструкции фундамента и основания при наименьших материальных затратах.

Выполнение этих условий требует сбора ряда исходных данных, без которых нельзя составить хороший проект сооружения и его фундаментов.

В практике проектирования обычно используют типовые проекты, привязывая их к местным условиям.

Привязка выбранного типового проекта к местным условиям заключается в основном в проверке возможности для данного частного случая осуществления типовых фундаментов, разработанных в типовом проекте. Проектирование же фундаментов индивидуальных проектов не всегда является подчинённым основному решению; часто, наоборот, исходя из местных геологических условий и намечая для них наиболее целесообразный тип фундаментов и оснований, решают вопрос о выборе конструкции и статической схемы сооружения.

Из практики проектирования и строительства известно, что наиболее выгодной разбивкой на пролёты большого мостового перехода будет

такая, при которой стоимость промежуточной опоры примерно равняется стоимости пролётного строения между смежными опорами.

Таким образом, при скалистом основании и закладке фундаментов опор в открытых котлованах стоимость их будет небольшой, т. е. такие условия будут соответствовать разбивке моста на небольшие пролёты в целях нахождения наиболее экономного решения. Наоборот, при слабых грунтах основания и необходимости глубокого заложения фундаментов стоимость опор получается значительной, что вызывает при рациональном проектировании необходимость увеличения пролётов.

Кроме того, наличие слабых грунтов в месте постройки вызывает необходимость осуществления статически определимых конструктивных схем, а грунты хорошего качества требуют применения более экономичных статически неопределимых схем.

Отсюда очевидно, что при осуществлении типового проекта сооружения фундаменты являются как бы соподчинёнными применяемому проекту. При индивидуальном же проектировании сооружений в целом ряде случаев прежде разрешается вопрос об основных типах фундаментов, а затем в зависимости от разрешения этого вопроса принимается расчётная схема сооружения.

Для составления проектов фундаментов необходимо иметь следующие данные:

1) топографический план места постройки;

2) геологические разрезы с описанием характеристик грунтов и приведением данных об их физико-механических свойствах, а также данные о прочности грунтов;

3) материалы по гидрогеологии и гидрологии с указанием уровней колебания горизонтов грунтовых и речных вод, а также материалы по метеорологии;

4) сведения о ближайших к месту постройки каменных, гравийных и песчаных карьерах;

5) сведения о подъездных путях и транспорте для перевозки материалов;

6) проектное задание, в котором даются основные установки по составлению проекта сооружения;

7) технические условия и нормы проектирования сооружений данного назначения;

8) справочники укрупнённых сметных норм;

9) эскизный проект надземной или надводной части сооружения (для составления различных вариантов фундамента с целью выбора наиболее рационального типа его);

10) технический проект надземной или подводной части сооружения (для составления технического проекта фундамента);

11) технический проект всего сооружения (для составления рабочих чертежей фундаментов).

Пункты 9, 10 и 11 представляют последовательные этапы проектирования, а именно:

1) выбор рационального типа фундамента при данных местных условиях;

2) составление технического проекта фундаментов и оснований;

3) разработку рабочих чертежей фундаментов и оснований и составление проекта их разбивки.

При составлении проекта фундаментов особое внимание уделяется экономии дефицитных строительных материалов, как, например, цемента, древесины и металла.

Средний расход цемента на 1 $м^3$ кладки фундамента мостов равен: при бетонной кладке 270—300 $кг/м^3$; при бутобетонной кладке 210—230 $кг/м^3$; при бутовой кладке 130—140 $кг/м^3$.

Средний расход лесоматериалов на 1 $м^3$ кладки фундаментов мостов по данным Мостотреста НКПС равен в среднем 1 $м^3$ древесины, что значительно превышает расход леса при постройке фундаментов мостов в ряде зарубежных стран. Рациональное использование древесины даёт возможность снизить расход лесоматериалов до 0,2 $м^3$ на 1 $км^3$ кладки.

Широкое внедрение в гражданском строительстве вместо сплошных массивных фундаментов под стены сборных пустотелых фундаментов столбов круглой формы с бетонной и железобетонной подушкой даёт экономическую эффективность порядка 40%.

§ 2. ВЫБОР ТИПА ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТА

Технико-экономическое обоснование выбора фундамента является основным вопросом его рационального проектирования. Выбор типа фундамента основывается на сравнении некоторых из них, применяемых при данных местных условиях.

Составление вариантов при эскизном проектировании даёт возможность произвести оценку их и выбор наилучшей схемы с точки зрения её технических достоинств и экономических факторов, а также возможность применения наибольшей механизации.

Применение различных типов фундаментов зависит главным образом от двух факторов: глубины расположения несущего слоя грунта и наличия грунтовых и поверхностных вод.

Ниже приводится табл. 54 преимущественного применения различных типов фундаментов в зависимости от этих двух факторов.

На выбор типа фундамента кроме указанных факторов могут оказать влияние и некоторые производственные возможности, а именно: наличие материалов; транспортные условия (внепостроечный и внутрипостроечный транспорт); механовооруженность; наличие квалифицированной рабочей силы.

Очевидно, что близкое расстояние от места работ каменного карьера, подвоз продукции которого обеспечен наличием железной или автомобильной дороги, при затруднениях со снабжением песком окажет существенное влияние на выбор каменной кладки фундамента.

Наличие речной гальки, песка и гравия около постройки моста при дальней возке камня даёт преимущество выбору бетона в качестве материала для фундамента.

Механизация работ по постройке фундаментов и основания является ведущим звеном производства работ, снижающим их стоимость и ускоряющим производственные строительные процессы.

Основные работы, требующие механизации, следующие: выемка

Таблица 54

Несущий слой / Вода	Несущий слой выступает на дневную поверхность или залегает неглубоко	Несущий слой залегает на практически достижимой глубине	Несущий слой практически недостижим
	А	*Б*	*В*
Поверхностные и грунтовые воды отсутствуют	Обычный массивный фундамент или фундаменты под отдельные опоры, расположенные подошвой на несущем слое ниже отметки его промерзания	1. Массивные фундаменты под отдельные опоры, закладываемые на несущем слое 2. Ленточные фундаменты, фундаменты - плиты, закладываемые в котлованах до несущего слоя 3. Бетонные и железобетонные сваи 4. Опускные колодцы	1. Бетонные и железобетонные сваи 2. Опускные колодцы
а) Имеется грунтовая вода б) Поверхность грунта покрыта водой небольшой глубины. Вода может быть удалена водоотливом	Каменный или бетонный фундамент за перемычкой или шпунтовым ограждением	1. Деревянные сваи 2. Пневмонабивные бетонные и железобетонные сваи 3. Опускные колодцы 4. Бетонная подушка с металлическим шпунтом	1. Деревянные сваи 2. Пневмонабивные сваи 3. Железобетонные сваи 4. Опускные колодцы
Место работ покрыто водой значительной глубины. Водоотлив невозможен	1. Фундаменты, сооружаемые при помощи бетонных ящиков, понтонов, опускных колодцев 2. Ряжи при незначительном течении или временных сооружениях 3. Съёмные кессоны	1. Железобетонные свайные основания с понтонами 2. Опускные колодцы 3. Кессоны	1. Опускные колодцы 2. Кессоны

Примечания. 1. При отсутствии поверхностных и грунтовых вод для фундаментов построенных сооружений деревянные элементы конструкций (например, сваи) не допускаются вовсе.

2. При наличии грунтовых и поверхностных вод деревянные сваи допускаются только ниже уровня грунтовых вод.

грунта, водоотлив, внутрипостроечный транспорт, бойка шпунта и свай, заготовка материалов (камнедробильный и бетонный заводы), опускание кессонов, устройство пневмосвай.

Обеспечение механическим оборудованием при наличии проработанной и уточнённой организации работ является важнейшей задачей экономически рационального строительства фундаментов и искусственных оснований.

При составлении вариантов различных типов фундаментов в применении к данному частному случаю и местным условиям обычно начинают проектирование с простых типов, переходя к более сложным.

Так, если несущий слой грунта залегает на достаточной глубине и поверхность грунта покрыта водой, то составление вариантов фундаментов опор моста идёт в такой последовательности: деревянные сваи с бетонным ростверком (работы производятся за перемычкой с водоотливом;) железобетонные забивные сваи с бетонной подушкой; пневмонабивные сваи с бетонной подушкой; фундамент с опускным колодцем; фундамент с кессоном; открытый глубокий котлован за металлическим шпунтом.

Производство работ по каждому варианту усложняется в порядке приведённой последовательности.

Обыкновенные фундаменты, возводимые в открытых котлованах, являются наиболее простыми с точки зрения выполнения работ. При незначительном водоотливе и надёжном креплении откосов котлована возможна глубина их заложения до 10—15 *м*, особенно в лёссовых грунтах и плотных глинах.

При постройке обыкновенных фундаментов при песчаных, гравелистых и галечных грунтах наличие притока воды создаёт значительные затруднения с водоотливом.

Свайные основания. Наиболее часто встречаются типы искусственного основания в слабых грунтах.

Деревянные сваи являются наиболее экономичными, но они могут применяться лишь при расположении их ниже горизонта грунтовых вод. Низкий горизонт грунтовых вод требует глубокого заложения бетонной подушки, что удорожает стоимость фундамента и вызывает применение железобетонных забивных свай.

При больших нагрузках на слабое основание целесообразен переход на пневмосваи.

Набивные бетонные сваи вообще являются несколько менее экономичными, чем железобетонные, но более удобными в производстве.

В отношении удешевления свайных оснований имеются огромные резервы. На большинстве строек вследствие неиспользования механизмов одним снарядом в смену забивается 5—8 свай. Отдельные стахановцы Мостотреста НКПС на постройке моста через р. Ула забивали в смену до 35 свай, а на мосту через р. Енисей — до 20 свай в результате хорошей организации работ.

В США свайные основания чрезвычайно распространены, и только прекрасной организацией работ получены результаты забивки 200 свай в смену на один мощный агрегат (при постройке моста в Бостоне в 1932 г.).

Применение длинных железобетонных свай имеет также большую будущность.

Значительную экономию по сравнению с обыкновенными свайными основаниями дают шпунтово-свайные основания, когда ограждающие

котлован шпунты используются наравне со сваями. Здесь можно применять как деревянные, так и железобетонные шпунты.

Современное развитие техники в ряде случаев даёт возможность вместо кессонных фундаментов устраивать фундаменты в открытых котлованах глубиной до 14 *м* за металлическим шпунтом.

В тех случаях, когда свайные основания или глубокие открытые котлованы не могут быть применены, допускаются для заложения глубоких оснований опускные колодцы или кессоны.

Фундаменты с опускными колодцами могут иметь большую глубину заложения, чем все другие типы фундаментов (практически достигнутая глубина погружения — до 73 *м*); они применяются при глубине свыше 5 *м*.

Опускные колодцы неприменимы в грунтах с большими валунами и остатками погребённой древесины. В опускных колодцах следует предусматривать возможность перехода на кессон путём устройства в стенах соответствующих пазов для потолка камеры.

Стоимость фундамента с опускным колодцем слагается из стоимости самих колодцев, их опускания, выемки грунта и заполнения кладкой. Наиболее экономичными являются бетонные и железобетонные опускные колодцы, так как их оболочка входит в состав кладки.

Опускные колодцы при надлежащей механизации работ имеют значительное преимущество перед кессонами в экономическом отношении. Применение опускных колодцев в США широко распространено, а кессоны встречаются редко.

Кессоны применяются при глубине заложения фундамента от 8 до 40 *м*, считая от горизонта воды, в тех случаях когда затруднительно погружение опускных колодцев.

Стоимость фундамента с кессоном складывается из стоимости механизации, подмостей, самого кессона, выемки грунта и кладки.

Кессонные основания являются наиболее дорогими и сложными по устройству по сравнению с другими видами фундаментов.

Однако в СССР наблюдаются в целом ряде случаев неправильные решения с точки зрения экономии, когда проектировщики и строители отдают предпочтение кессонным основаниям вместо опускных колодцев или свайных оснований. Так, в НКПС за 10 лет построено на 61 большом и среднем мостах 413 опор, из них: на кессонных основаниях 73%; свайных основаниях 18,6%; естественных основаниях мелкого заложения 7,2%; основаниях на опускных колодцах 1,2%.

Применение укрепления грунтов специальными способами (как, например, инъекция, химизация, битумизация) производится сравнительно редко, главным образом при усилении оснований и для защиты котлованов от доступа воды.

§ 3. ЭКОНОМИКА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

При определении стоимости фундамента сооружения нужно знать стоимость единицы его объёма и объём кладки. Произведение этих двух величин даст стоимость фундаментов.

Стоимость 1 $м^3$ кладки фундамента зависит от типа фундамента, глубины заложения его и геологических и гидрогеологических усло-

вий, способа производства работ, механизации строительства, условий транспорта, стоимости рабочей силы и стоимости материалов.

Ввиду столь большого количества факторов, влияющих на единичные цены, последние колеблются в довольно широких пределах. Знание таких средних укрупнённых измерителей стоимости единицы работ даёт возможность определять стоимость фундаментов и сравнивать стоимость их при составлении различных вариантов.

Стоимость единицы работ по укрупнённым измерителям дана в табл. 55.

В табл. 55 даны укрупнённые измерители по отдельным видам работ для искусственных сооружений на железнодорожном транспорте по данным Союзтранспроекта. Пользование ими значительно облегчает работу по определению стоимости работ (накладные расходы можно принимать в среднем 24% от стоимости).

В условиях вечной мерзлоты стоимость 1 $м^3$ фундаментов будет выше; эта стоимость приводится в табл. 56.

Как видно из табл. 55 и 56, стоимость единицы работ возрастает с усложнением способов производства работ.

Значительные колебания в стоимости на один и тот же вид работ объясняются влиянием местных условий, главным образом стоимостью транспорта и условиями заброски и размещения рабочей силы.

При постройке Байкало-Амурской магистрали укрупнённые измерители на один и тот же вид работ колеблются в пределах до 40%.

Вследствие отсутствия экономических подсчётов иногда проектируют и выполняют совершенно невыгодные типы фундаментов (применение кессонов для некоторых фундаментов опор моста через р. Обь при глубине заложения их 4—6 *м*, для моста через р. Пахра и др.). Пренебрежение экономикой вызывает излишнюю трату больших средств, причём эта трата никакими соображениями технического характера не оправдывается.

Вследствие массового применения кессонов при сооружении фундаментов вместо свайных оснований неэкономно построены следующие железнодорожные мосты: через Волгу у Горького, через Волгу у Саратова, через Днепр у Канева, через Оку у Каширы, и ряд других мостов.

При проектировании в 1930 г. моста через Волгу были составлены два варианта моста. По первому варианту предусматривалось большое стеснение живого сечения реки с допуском значительного размыва и глубоким заложением кессонов (фиг. 616). По второму варианту предполагалось заложение всех опор на свайных основаниях с допущением два раза меньшего размыва (фиг. 617).

Ниже приводится сравнительная табл. 57, характеризующая преимущество второго варианта перед первым.

Несмотря на увеличение количества опор с 13 до 18, стоимость второго варианта на 28% меньше стоимости первого варианта и даёт экономию в кладке на 4 000 $м^3$, т. е. на 25%.

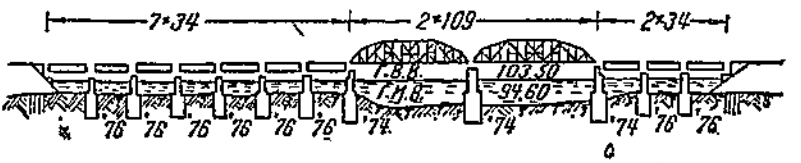
При постройке одного из мостов через Волгу была осуществлена схема моста с применением для сооружения фундаментов кессонов. Был составлен проверочный вариант с устройством фундаментов опор, расположенных на поймах на свайных основаниях, и оставлением од-

Таблица 55

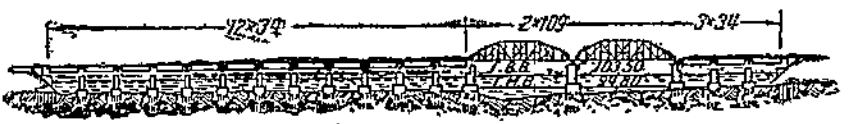
Наименование работ	Измеритель	Стоимость в рублях		
		от	до	средняя
Фундаменты бутовой кладки на растворе 1:4—1:3, сооружаемые в открытых котлованах без водоотлива с элементарным креплением стенок	$м^3$	110	150	130
Фундаменты бетонной кладки, сооружаемые в открытых котлованах без водоотлива с элементарным креплением стенок	»	130	170	150
Фундаменты бутовой кладки, сооружаемые в открытых котлованах с шпунтовым креплением и водоотливом	»	170	200	185
Фундаменты бетонной кладки, сооружаемые в открытых котлованах с шпунтовым креплением и водоотливом	»	190	230	210
Фундаменты бутовой и бетонной кладки, сооружаемые в открытых котлованах за двойной шпунтовой перемычкой с водоотливом	»	240	300	270
Фундаменты-плиты и ленточные фундаменты под отдельные опоры железобетона, включая земляные работы	»	400	600	500
Бетонные фундаменты, устраиваемые подводным бетонированием за шпунтовыми ограждениями	»	190	290	205
Деревянные сваи в деле d=26÷30 *см* при длине:				
l= 6,5 *м*	шт.	110	150	130
l= 8,5 »	»	130	200	165
l=10,5 »	»	170	220	195
l=12,0 »	»	200	240	220
Железобетонные забивные сваи в деле	$м^3$	450	550	500
Пневмонабивные бетонные сваи в деле	»	800	1 100	950
Ряжи русской рубки	»	50	70	60
Фундаменты с опускными колодцами	»	240	380	310
Фундаменты с кессонами	»	300	460	380
Шпунтовые стенки при длине шпунта:				
l= 6,5 *м*	*пог. м*	430	550	490
l= 8,5 »	»	480	660	580
l=10,5 »	»	550	700	625
Двухрядная перемычка с грунтовым заполнением при длине шпунта:				
l= 6,5 *м*	»	950	1 150	1 050
l= 8,5 »	»	1 100	1 300	1 200
l=10,5 »	»	1 250	1 450	1 350
Металлический шпунт в деле	»	800	1 200	1 000
Искусственное промораживание грунта	$м^3$	90	130	110
Химическое укрепление грунта	»	50	110	80
Цементация грунта и пород	»	130	240	185
Битумизация грунта и породы	»	120	220	170

Таблица 56

Наименование работ	Измеритель	Стоимость в рублях от	до	средняя
Для малых мостов, сооружение фундаментов которых происходит летом без водоотлива	$м^3$	160	250	205
Для малых мостов, сооружение фундаментов которых происходит летом с водоотливом	»	180	290	235
Для малых мостов, сооружение фундаментов которых происходит зимой способом вымораживания грунта	»	220	360	290
Для средних мостов, сооружение фундаментов которых происходит летом без водоотлива	»	170	280	225
Для средних мостов, сооружение фундаментов которых происходит летом с водоотливом	»	190	310	250
Для средних мостов, сооружение фундаментов которых происходит способом вымораживания грунта	»	240	380	310
Фундаменты с опускными колодцами, сооружаемые летом	»	250	420	340
Фундаменты с опускными колодцами, сооружаемые зимой	»	310	500	405
Фундаменты с кессонами, сооружаемые летом	»	300	500	400
Фундаменты с кессонами, сооружаемые зимой	»	330	570	450



Фиг. 616



Фиг. 617

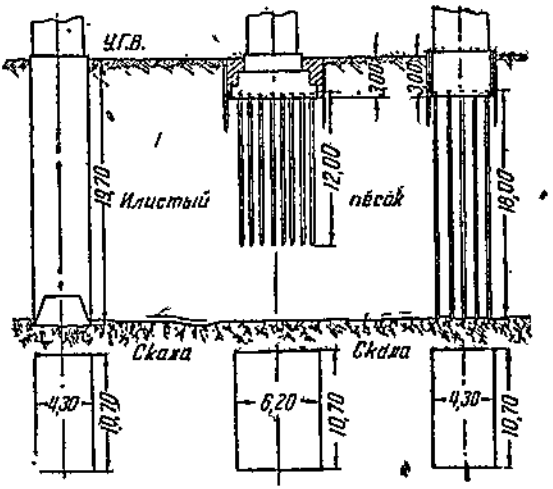
Таблица 57

Показатели	Единица измерения	Стоимость первый вариант	второй вариант
Длина моста	м	517,9	746,96
Размыв наибольший	»	6,4	3,2
Полная стоимость моста	руб.	2 362 000	1 688 000
В том числе стоимость:			
пролётных строений	»	635 000	753 000
опор (считая фундаменты)	»	1 703 000	934 900
фундаментов	»	1 423 500	556 900

одной опоры на фундаменте с кессоном. Мост был закончен постройкой в 1932 г. при расходе на фундаменты 14 опор 1 804 000 руб.

Свайный вариант с устройством двойных шпунтовых перемычек и химическим укреплением грунта межсвайного пространства показал стоимость основания для 14 опор 918 200 руб. с экономией 65% кладки.

В качестве примера рассмотрим варианты устройства фундаментов быка одного из мостов, показанных на фиг. 618.



Фиг. 618

Ниже рассмотрены следующие варианты устройства фундаментов с расчётом стоимости по укрупнённым измерителям.

а) Фундамент с кессоном

Объём фундамента опоры при глубине заложения $h=19.70$ м

$$V_1 = 19{,}7 \cdot 10{,}7 \cdot 4{,}30 = 908 \text{ м}^3.$$

При цене кессонной кладки $k_1 = 380$ руб. за 1 м³ стоимость фундамента выражается суммой

$$p_1 = k_1 V_1 = 380 \cdot 908 = 345\,040 \text{ руб.}$$

б) Фундамент с опускным колодцем

Объём фундамента опоры

$$V_2 = 908 \text{ м}^3.$$

При цене кладки фундамента с опускным колодцем $k_2=310$ руб. за 1 м³ стоимость фундамента выражается суммой

$$p_2 = k_2 V_2 = 310 \cdot 908 = 281\,480 \text{ руб.}$$

в) Бетонная подушка со свайным основанием (деревянные сваи трения)

Объём бетонной кладки подушки

$$V_3 = 200 \text{ м}^3.$$

При цене бетонной кладки с учётом земляных работ и водоотлива $k'_3 = 210$ руб. за 1 $м^3$ стоимость бетонной подушки выражается суммой

$$p_3 = k_3 V_3 = 210 \cdot 200 = 42\,000 \text{ руб.}$$

Длина двухрядной перемычки с внутренним заполнением при длине шпунтин $l = 6{,}5$ $м$

$$L_3 = [(10{,}7 + 2{,}3) + (6{,}2 + 2{,}3)] \cdot 2 = 43 \text{ } пог.\ м.$$

Стоимость 1 $пог.\ м$ двухрядной перемычки

$$k_3 = 1\,050 \text{ руб.}$$

Стоимость всей перемычки

$$p'_3 = k_3 L_3 = 1\,050 \cdot 43 = 45\,150 \text{ руб.}$$

Деревянные сваи длиной 12 $м$, $d = 26$ $см$ в количестве $n = 120$.
Стоимость сваи длиной 12 $м$ в деле

$$k'''_3 = 220 \text{ руб.}$$

Стоимость всех свай

$$p''_3 = k_3 n = 220 \cdot 120 = 26\,400 \text{ руб.}$$

Полная стоимость свайного ростверка

$$p = p_3 + p'_3 + p''_3 = 42\,000 + 45\,150 + 26\,400 = 113\,550 \text{ руб.}$$

г) Бетонная подушка на железобетонных сваях, опирающихся на скалу

Объём бетонной кладки подушки

$$V_4 = 140 \text{ } м^3.$$

Стоимость бетонной подушки при стоимости её $k'_3 = 210$ руб. за 1 $м^3$

$$p'_3 = k'_3 V_4 = 210 \cdot 140 = 29\,400 \text{ руб.}$$

Длина двухрядной перемычки с внутренним заполнением при длине шпунтин $l = 6{,}5$ $м$

$$L_4 = [(10{,}7 + 2{,}3) + (4{,}3 + 2{,}3)] \cdot 2 = 39{,}2 \text{ } м.$$

Стоимость 1 $пог.\ м$ двухрядной перемычки

$$k''_4 = 950 \text{ руб.}$$

Стоимость всей перемычки

$$p''_4 = k''_3 L = 1\,050 \cdot 39{,}2 = 41\,160 \text{ руб.}$$

Железобетонные сваи длиной 18 $м$, сечением $0{,}35 \times 0{,}35$ $м^2$ в количестве $n = 50$.

$$V'_4 = 0{,}40 \cdot 0{,}40 \cdot 18 = 134 \text{ } м^3.$$

Стоимость 1 $м^3$ железобетонных свай в деле

$$k'''_4 = 500 \text{ руб.}$$

Стоимость свай с погружением в грунт

$$p'''_4 = k'''_4 V'_4 = 500 \cdot 134 = 67\,000 \text{ руб.}$$

Полная стоимость свайного ростверка

$$p_4 = p'_4 + p''_4 + p'''_4 = 29\,400 + 4\,160 + 67\,000 = 137\,560 \text{ руб.}$$

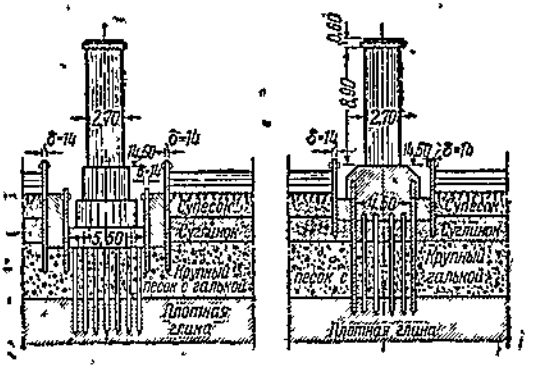
Расход основных строительных материалов также даёт значительное их преувеличение для варианта фундамента с кессоном.

Из рассмотренных типов фундаментов очевидно преимущество третьего варианта со свайным основанием (табл. 58).

Таблица 58

Вариант	Стоимость в рублях	Стоимость по отношению к первому варианту в %
Фундамент с кессоном	345 040	100
То же с опускным колодцем	281 480	81
Бетонная подушка со свайным деревянным основанием	113 550	33
То же с железобетонными сваями	137 560	40

Огромные резервы в экономии материалов имеют место в практике строительства. На фиг. 619 изображены два варианта решения вопроса о конструкции фундамента быка моста под железную дорогу.



Фиг. 619

В первом варианте опора для моста запроектирована на деревянном свайном основании с двойным шпунтовым ограждением. Во втором варианте опора имеет шпунтово-свайное основание, причём внутренний шпунт принят толщиной 16 *см* и забит до коренных грунтов.

Основные данные сравнения обоих вариантов приведены в табл. 59.

Таблица 59

Наименование данных	Единица измерения	Варианты	
		первый	второй
Число расчётных свай диаметром 26 *см*	шт.	115	188
Наибольшее давление на сваю	*т*	25,2	11,8
Стоимость опоры	руб.	177 000	144 000

Приведённые примеры достаточно показательны в отношении значения составления вариантов и сравнения их стоимости с целью выявления экономического решения.

§ 4. ЗАДАЧИ В ОБЛАСТИ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

В области фундаментостроения в СССР наиболее существенными задачами в настоящее время являются: широкое применение опускных колодцев, имеющих значительные технико-экономические преиму-

щества перед кессонами; использование металлического шпунта для устройства перемычек с целью заложения глубоких фундаментов в открытых котлованах; широкое применение высоких и низких свайных ростверков как наиболее экономного способа устройства глубоких оснований; изыскание методов окаменения глинистых грунтов в производственном масштабе; удешевление химических методов укрепления грунта; насыщение строительства по возведению фундаментов и оснований механизмами; дальнейшая разработка рациональных типов фундаментов и оснований; выработка рациональных методов быстрого возведения фундаментов в особых условиях (при разрушении сооружений в военное время и при стихийных бедствиях); выработка рациональных методов лечения дефектных фундаментов в условиях эксплуатации без перерыва движения; постановка в широком масштабе наблюдений за осадкой и деформацией сооружений и обработка материалов; разработка рациональных типов сборных конструкций фундаментов; устройство свайно-шпунтовых оснований.

В отношении изучения строительных свойств грунтов для целей фундирования основными задачами являются: развитие и разработка научно обоснованных методов определения возможных осадок сооружений; разработка более совершенной методики определения допускаемых давлений на грунт; разработка более простых и совершенных методов полевого и лабораторного исследования строительных свойств грунтов как оснований сооружений и их унификация.