Цена 4 р. 50 к.
Пер. 75 к.
С-27-5-2
624.1
587

Л. БРЕННЕКЕ и Э. ЛОМЕЙЕР

ОСНОВАНИЯ
и
ФУНДАМЕНТЫ

Том II

КОМИТЕТОМ ПО ВЫСШЕМУ ТЕХНИЧЕСКОМУ ОБРАЗОВАНИЮ ПРИ ЦИК СССР ДОПУЩЕНО К ИЗДАНИЮ В 1933 ГОДУ КАК УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ ВТУЗОВ

1933
ГОССТРОЙИЗДАТ

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Л. БРЕННЕКЕ и Э. ЛОМЕЙЕР

ОСНОВАНИЯ и ФУНДАМЕНТЫ

ПЕРЕВОД С НЕМЕЦКОГО
инж. К. Л. КЛЕЙН

ПОД РЕДАКЦИЕЙ
проф. П. П. СМИРЕНКИНА

НКТИ СССР
ГОСУДАРСТВЕННОЕ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
СТРОИТЕЛЬНОЙ ИНДУСТРИИ И СУДОСТРОЕНИЯ
Г О С С Т Р О Й И З Д А Т
МОСКВА 1933 ЛЕНИНГРАД

НБ УИНТ (ДИИТ)

Л. БРЕННЕКЕ и Э. ЛОМЕЙЕР

ОСНОВАНИЯ и ФУНДАМЕНТЫ

ТОМ II
СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

ВЕРНО 1967

БИБЛИОТЕКА
№ 11185

НКТП СССР
ГОСУДАРСТВЕННОЕ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
СТРОИТЕЛЬНОЙ ИНДУСТРИИ И СУДОСТРОЕНИЯ
ГОССТРОЙИЗДАТ
МОСКВА 1933 ЛЕНИНГРАД

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие

Первая часть. БЕРЕГОВЫЕ ПРИЧАЛЬНЫЕ ОГРАЖДЕНИЯ (БОЛЬВЕРКИ) 5

1. Деревянный больверк 7
а) Деревянные ограждения в основании берегового откоса. —
б) Высокий деревянный больверк. 13
2. Железный больверк . . 26
3. Больверк из железобетона . . . 41
4. Сравнение и детали конструкций . 51
а) Стенки больверка 53
б) Анкера больверка 55
в) Анкерные щиты, стенки и козлы больверка 59
5. Расчет ограждений 62
а) Общие замечания по теории давления земли . —
б) Влияние трения стенки о грунт 63
в) Влияние грунтовой воды 65
1) Угол естественного откоса грунта под водой —
2) Расчеты давлений земли и воды . —
3) Расчетная высота напора воды 67
г) Числовые значения объемного веса и трения . . —
д) Стенка без анкеров с сосредоточенной нагрузкой. —
е) Стенка без анкеров с земляной засыпкой 74
ж) Стенка с анкерами 76
1) Расчет стенки с учетом заделки в грунт 80
α) Расчет стенки методом упругой линии . . . —
β) Расчет стенки как балки на двух опорах 83
2) Расчет стенки при условии незаделанного нижнего конца . 85
з) Укрепление больверка анкерами 88
1) Положение и размеры анкерных плит —
2) Высота расположения анкеров 90

Вторая часть. СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ (НИЗКИЙ СВАЙНЫЙ РОСТВЕРК)

1. Предварительные замечания к устройству свайных фундаментов. 91
2. Высота свайного ростверка 92
3. Расположение свай . . 93
4. Конструкция ростверка . . . —
а) Ростверк на деревянных сваях . . —
б) Ростверк с железобетонными сваями 97
5. Примеры свайных фундаментов 98
а) Жилые дома, помещения предприятий и учреждений —
б) Склады . 101
в) Башни . . . 103
г) Мостовые опоры 106
д) Набережные 110
е) Камерные и бескамерные шлюзы —

Третья часть. ВЫСОКИЙ СВАЙНЫЙ РОСТВЕРК (ОТКРЫТО СТОЯЩИЕ СВАИ)

А. Набережные 117
1. Деревянный свайный ростверк —
а) Сваи, работающие на сжатие . . . . —
1) Наклонные сваи оснований набережных 118
2) Сваи одинакового направления, работающие на сжатие 122
3) Широкий ростверк с отдельными наклонными сваями 128
4) Широкий раздельный ростверк 130
5) Ростверк незначительной ширины. 136

НБ УДУНТ (ДИТ)

Стр.
б) Сваи, работающие на растяжение 142
1) Тип, принятый в Бремергафене —
2) Тип, принятый в Эмдене и Везермюнде 147
3) Штеттинский способ 154
4) Кильский способ (вертикальные сваи, работающие на растяжение) 158
5) Конструкция набережной без деревянного ростверка 160
в) Набережные на свайных козлах 164
2. Набережные из железобетона 172
а) Переход от дерева к железобетону и простейшее устройство железобетонных набережных . . . . . —
б) Железобетонные набережные по типу деревянного свайного ростверка 176
в) Железобетонные конструкции набережных 185
1) Шпунтовая стенка впереди набережной . . . —
2) Расположение шпунтовой стенки сзади набережной 194
3) Набережные без шпунтовой стенки 195
3. Детали конструкции набережных 196
а) Сваи . . . . —
1) Материал свай . —
2) Направление сваи. 198
3) Расстояние между сваями 200
б) Шпунтовые стенки 201
в) Ростверк 203
1) Деревянный ростверк на деревянных сваях —
2) Бетонный ростверк на деревянных сваях . . . 206
3) Железобетонный ростверк на железобетонных сваях 208
г) Стенка набережной 209
1) Очертание стенки —
2) Шарнир в ростверке. 210
3) Свес бетонной стены —
4) Вынос бетонной стенки вперед 211
5) Расположение переднего рельса для крана —
6) Облицовка, одежда стены; штукатурка —
д) Отвод воды . . 212
е) Общие выводы . . . . . —
Б. Причальные надстройки на откосах 215
1. Надстройки на высоком свайном ростверке —
2. Особые конструкции надстроек на откосах 220
В. Прочие сооружения и конструкции на высоком свайном ростверке 227

Четвертая часть. РАСЧЕТ СВАЙНОГО РОСТВЕРКА

1. Внешние силы; шпунтовые стенки в связи со свайным ростверком . 235
2. Расчет свай при помощи трапеции напряжений 238
3. Расчет свай с учетом их деформаций 240
а) Общие соображения. . . . . —
б) Шарнирное закрепление свай вверху и внизу 242
в) Заделка свай внизу (в грунте) и шарнир вверху (в ростверке) 243
г) Заделка свай внизу (в грунте) и вверху (в ростверке) 245
4. Определение поперечных размеров свай 246
5. Числовой пример . . . —
а) Определение нагрузок на сваи по трапеции напряжений 247
б) Определение нагрузок на сваи с учетом деформации свай 248
в) Определение поперечных размеров сваи 252

НБ УДУНТ (ДІІТ)

DER GRUNDBAU

VON

DR.-ING. L. BRENNECKE

IN VIERTER AUFLAGE
NEUBEARBEITET UND HERAUSGEGEBEN
von

DR.-ING. ERICH LOHMEYER

ZWEITER BAND
PFAHLROSTGRÜNDUNG (BOLWERKE, TIEFER UND HOHER PFAHLROST)

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ПРЕДИСЛОВИЕ КО ВТОРОМУ ТОМУ.

Первоначально предполагалось закончить «Основания и фундаменты» вторым томом. Однако при обработке материала выяснилась необходимость подвергнуть устройство свайных конструкций, включая береговые ограждения типа больверков, столь подробному рассмотрению, что уже один этот отдел по своему объему достиг размеров первого тома. Только таким путем оказалось возможным дать законченное представление об этом важном и имеющем большое распространение виде конструкций с тем, чтобы как проектирующему инженеру, так и строителю были даны основы для дальнейшего успешного развития этой области техники.

Значительная часть рисунков приводится в этом сочинении впервые. Многие из них заимствованы мною из инвентарных чертежей Прусского управления водных сооружений; другие были мне предоставлены различными учреждениями, главным образом городскими и портовыми управлениями. Многие рисунки получены от разных строительных предприятий.

При разработке отдела «Расчет береговых ограждений» (I, 5), в котором предлагается новый метод для расчета укрепленных анкерами стенок, я воспользовался данными докторской диссертации инж. Г. Блюма, который в дальнейшем оказывал мне содействие путем составления необходимых рисунков и расчетов.

При составлении отдела «Расчет свайного ростверка» (четвертая часть) мне помогал инж. Петерс, особенно в части производства вычислений числового примера.

Всем оказавшим мне содействие приношу сердечную благодарность.

Берлин, 5 января 1930 г.

Эрих Ломейер.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ПЕРВАЯ ЧАСТЬ

БЕРЕГОВЫЕ ПРИЧАЛЬНЫЕ ОГРАЖДЕНИЯ (БОЛЬВЕРКИ).

1. ДЕРЕВЯННЫЙ БОЛЬВЕРК.

а) Деревянные ограждения в основании берегового откоса.

Самый простой способ ограждения берегового откоса в целях создания причальной линии показан на рис. 1 и применен для «зимней пристани» в Глогау: мощение откоса по щебню и гравию опирается на свайную стенку; сваи забиты друг к другу вплотную ниже уровня низких вод и соединены поверху парными схватками; за стеной сделана засыпка из камня; для большей устойчивости сваи забиты с некоторым уклоном.

Подобным же образом в дельте р. Фальдери в Эмденской гавани (рис. 2) мостовая по щебню упирается в сваи, закрепленные при помощи 7-*м* анкеров

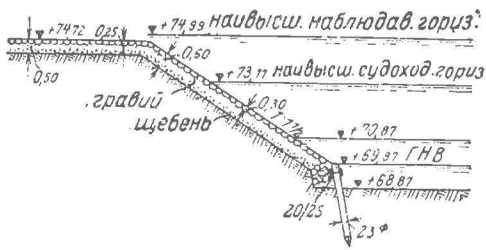


Рис. 1. Мощение откоса, опирающееся на свайную стенку. Постройка гавани в Глогау 1894—1896 гг.

Рис. 2. Укрепленный анкерами свайный ряд в Эмдене. Постройка 1898—1901 гг.

из круглого железа и щитов из толстых досок. Сваи длиной в 7,5 *м* забиты ниже уровня воды на расстоянии 1 *м* друг от друга. Поверху они соединены насадкой, а с задней стороны обшиты до глубины 0,50 *м* досками толщиной в 6 *см*, а ниже до дна гавани помещены тяжелые фашины.

Вместо фашин при обделке берегов у Керсдорфского шлюза на канале Одер-Шпрее (рис. 3) позади свай, расположенных на расстоянии 2 *м* друг от друга, ниже уровня воды забита стенка из 3-*см* досок длиной 2,50 *м* внахлестку. Сваи соединены насадкой, на которую опираются покрывающие откос бетонные плиты толщиной 8 *см*. И в этом случае все деревянные части находятся постоянно под водой.

Труднее в работе укрепления берегов, примененные в гавани Заспиц (рис. 4). Сваи длиной в 7 *м* расположены на расстоянии 3 *м* и каждая из них скреплена анкером из круглого железа с деревянными свайными козлами. Позади свай находится щит из пластин толщиной в 5 *см*, на который опирается каменная засыпка, лежащая на погруженном в воду фашинном тюфяке, который в спрессованном состоянии имеет толщину в 60 *см* и по всей своей ширине в 4 *м* загружен каменной засыпкой толщиной в 30 *см*. Каменная наброска, ограничивающая заполнение с обратной стороны стеной,

НБ УДУВГ (ДІІТ)

сделана с откосом в ту же сторону и покоится только на передней части фашинного тюфяка. Верхний край свайного ряда расположен на 0,30 *м* выше среднего уровня воды, т. е. подвержен гниению. Находящийся выше уровня воды откос заднего заполнения защищен мощением в 30 *см*, уложенным на постели из гравия; мощение опирается на щит из пластин.

Применение шпунтовых рядов значительно упрощает устройство подобных сооружений. Простой пример укрепления откоса шпунтовой

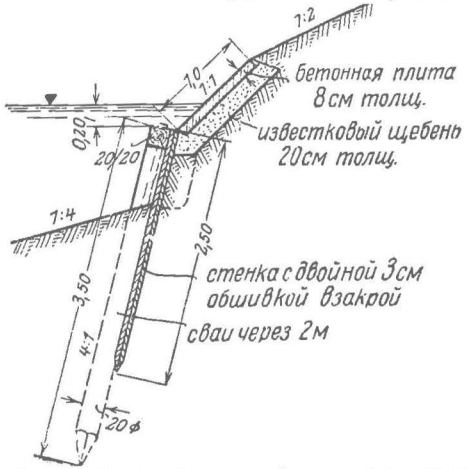


Рис. 3. Свайный ряд и береговое ограждение на канале Одер-Шпрее у Керсдорфа. Постройка 1902—1905 гг.

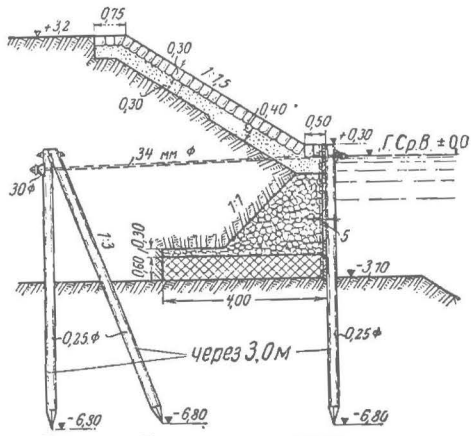


Рис. 4. Мостовая по откосу, опирающаяся на свайную стенку с анкерами в Заснице.

стенкой дает рис. 5, изображающий укрепление берегов р. Шпрее между Гондельбухт и мостом им. Лютера в Берлине. Шпунтовый ряд толщиной 13 *см* и длиной 4,20 *м* имеет некоторый уклон и лежит ниже горизонта низких вод. Со стороны берега он схвачен рамным брусом размерами 15×25 *см* а со сторо-

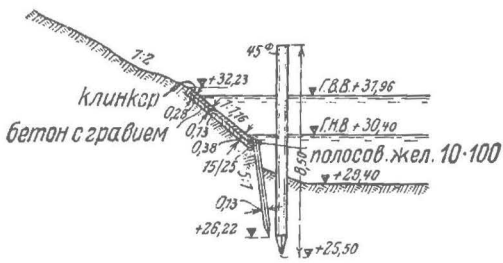


Рис. 5. Мостовая по откосу, опирающаяся на шпунтовую стенку; р. Шпрее в Берлине (мост им. Лютера); сооружение 1896—1898 гг.

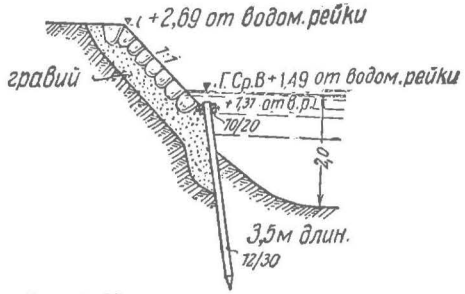


Рис. 6. Мостовая по откосу, опирающаяся на шпунтовую стенку; рыболовная пристань в Кольберге; сооружена в 1895—1896 гг.

ны воды — полосовым железом сечения 10×100 *мм*. Впереди шпунтовой стенки забиты отбойные сваи.

Такую же конструкцию изображает рис. 6, представляющий укрепление берегов рыболовной пристани в устье Персанты у Кольберга. Для обеспечения от вымывания, позади шпунтового ряда и под откосным замощением уложен более толстый слой гравия. В гавани Кайзергафен в Данциге (рис. 7) шпунтовый ряд, на который опирается замощение откоса с задней стороны, укреплен при помощи анкеров со сваями и щитами из толстых досок. Все деревянные части лежат ниже границы гниения.

В условиях более значительной глубины воды находится укрепление внутреннего края западного бассейна в вольном районе Штеттинской гавани

НВ КУБГУНТ (ДИТ)

(рис. 8). В остальных частях бассейн огражден каменной набережной; здесь же в расчете на будущее удлинение устроено легкое сооружение, едва возвышающееся над горизонтом меженних вод, откуда начинается береговой откос, подверженный действию высоких вод. Шпунтовый ряд длиной в 11 *м* и толщиной в 22 *см* схвачен поверху парными схватками размером 20×30 и 25×30 *см*. Шпунтовый ряд и схватки перекрыты толстыми 8-*см* досками таким образом, что непосредственно над уровнем меженних вод образованы мостки для прохода. Закрепление анкерами будет рассмотрено ниже (стр. 59 и далее).

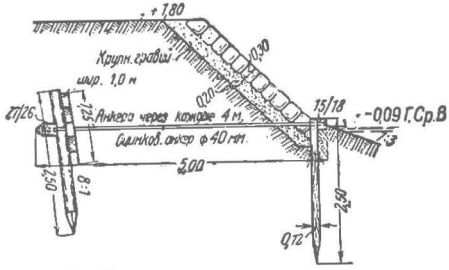
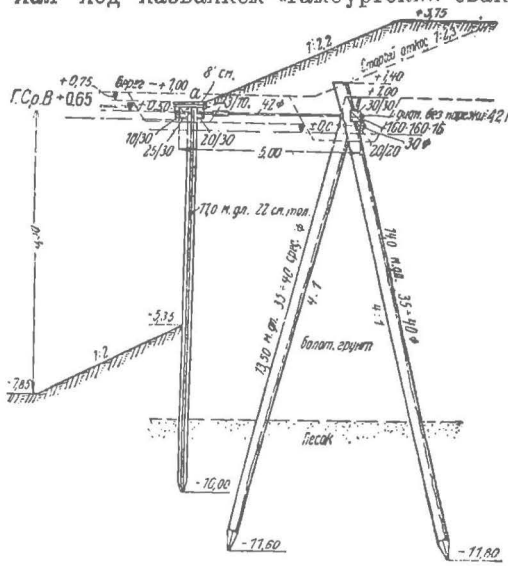


Рис. 7. Мостовая по откосу, опирающаяся на укрепленную анкерами шпунтовую стенку; гавань Кейзергафен в Данциге.

При осуществлении изображенной на рис. 9 обделки берегов в Куксгафене [1] применена в качестве свайных козел для укрепления анкерами подлежащая еще рассмотрению в отделе каменных набережных свайная конструкция, известная под названием «гамбургских свайных козел». Козлы с анкерами расположены на расстоянии 1,50 *м* друг от друга и соединены с задней стороны непрерывным рамным брусом 30×30 *см*.



Рациональная конструкция козел, удерживающих анкерами шпунтовую стенку 3-го бассейна внутренней гавани в Эмдене, представлена на рис. 10.

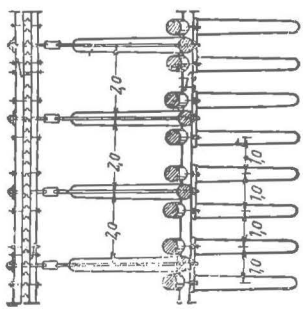


Рис. 8. Укрепленная анкерами шпунтовая стенка перед головной частью западного бассейна в Штеттине; сооружена в 1926 г.

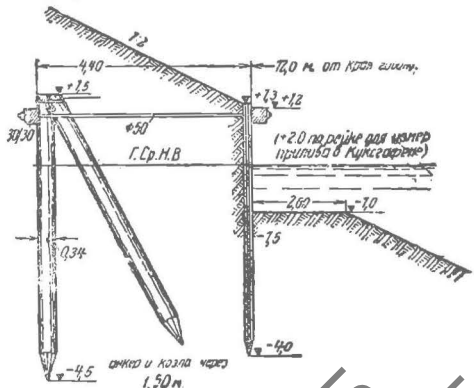


Рис. 9. Укрепленная анкерами шпунтовая стенка в Куксгафене.

Шпунтовая стенка схвачена поверху парными схватками, которые и захватываются анкерами. Свайные козлы, находящиеся на расстоянии 4 *м* друг

[1] F. W. Schulze, Seehafenbau, т. II. стр. 165 рис. 203, Берлин 1913.

УДУНТ (ДІІТ) НБ

от друга, состоят из двух свай, из коих одна работает на сжатие, другая — на растяжение; обе сваи лежат в одной плоскости и жестко соединены друг с другом дубовой подушкой, см. стр. 60. Между последней и сваями в местах передачи давления забиты двойные дубовые клинья, обеспечивающие прочность взаимной связи свай. Ограждение защищено с передней стороны вертикальными отбой-

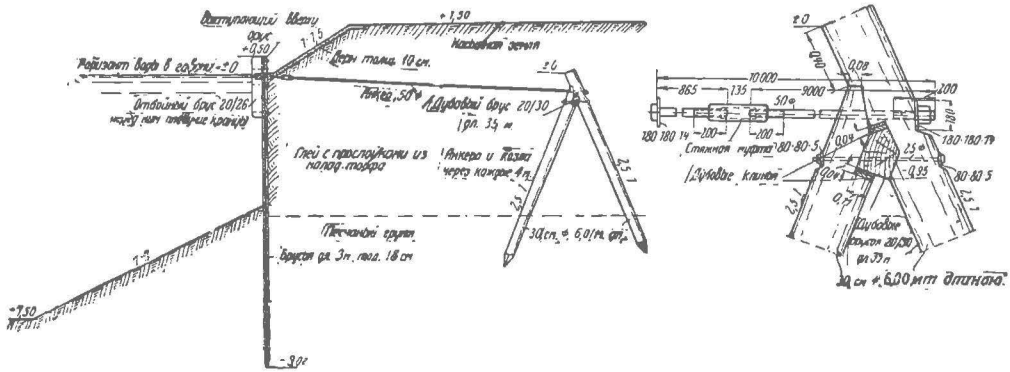


Рис. 10. Укрепленная анкерами шпунтовая стенка третьего бассейна внутренней гавани в Эмдене: построена в 1916 г.

ными брусьями, прикрепленными болтами к отдельным выступающим шпунтинам. Когда это место служило стоянкой подводных лодок, перед отбойными брусьями были расположены пловучие кранцы.

При устройстве береговых укреплений, не предназначенных для причала судов, вместо анкеров применяются предпочтительнее распорные на-

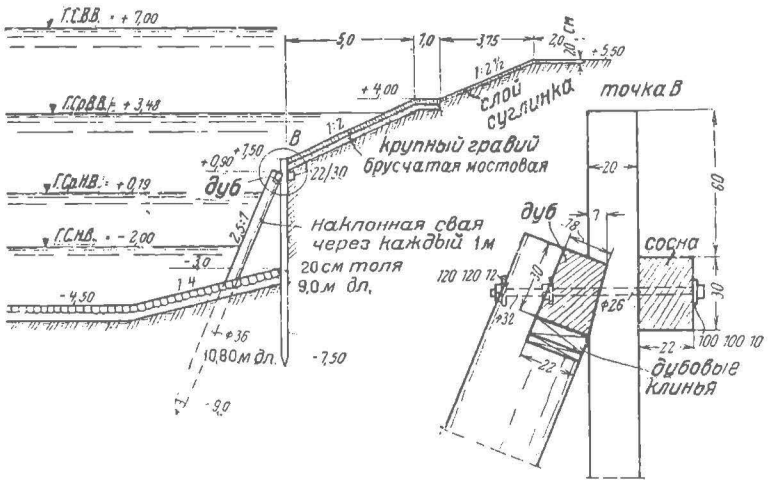


Рис. 11. Береговая подпорная стенка западной стороны гавани перед шлюзом в Везермюнде; сооружена в 1923 г.

клонные сваи с наружной стороны стенки. В случае же причала наклонные сваи могут применяться только при условии предохранения их от толчков со стороны подходящих судов особыми отбойными сваями или палами. У берегового ограждения западной стороны гавани перед шлюзом в Везермюнде (рис. 11) верхние рамные брусья стенки, состоящие из парных схваток, подперты наклонным свайным рядом. Наружная схватка расположена наклонно и соединяется со стенкой посредством врубки замком, причем необходимый распор достигается помощью дубовых клиньев.

НБ УДИНГ (ДПТ)

В доках Бременской гавани[1] (рис. 12) шпунтовая стенка скреплена поверху парными схватками, составленными из швеллера № 24 снаружи и деревянного обрезного бруса 25×25 *см*, установленного с внутренней стороны шпунтовой стенки. Наклонные сваи из обрезных брусьев размером 30×30 *см* забиты на расстоянии 2 *м* друг от друга. Шпунтовые доски в местах примыкания наклонных свай обрезаны наверху, так что головы свай проходят между парными схватками. Наклонные сваи расклинены с нижней стороной наружной схватки и упираются своими концами как во внутреннюю схватку, так и в лежащую над схватками железную пластину. Эта пластина болтами соединена со схватками с оставлением зазора; при подтягивании болтов пластина прижимается к наклонной свае. Внутренняя схватка усилена под пластиной V-образным железом № 28 длиной в 0,80 *м*.

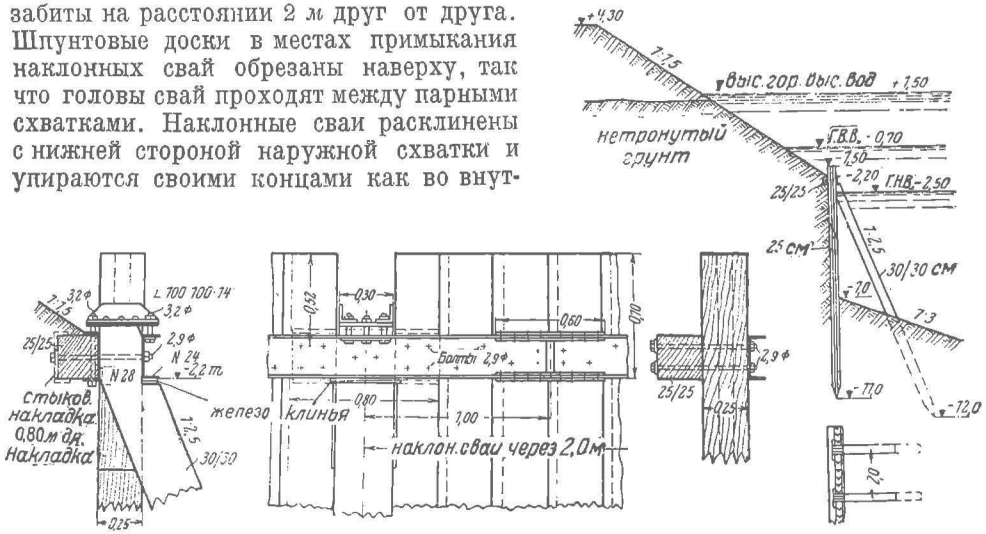


Рис. 12. Береговая подпорная стенка доков в Бремене; сооружена в 1902 г.

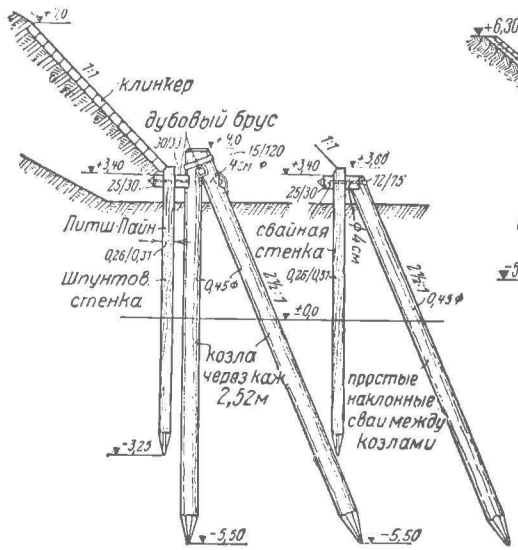


Рис. 13. Береговая подпорная стенка в пристани Штейнвердского шлюза в Гамбурге.

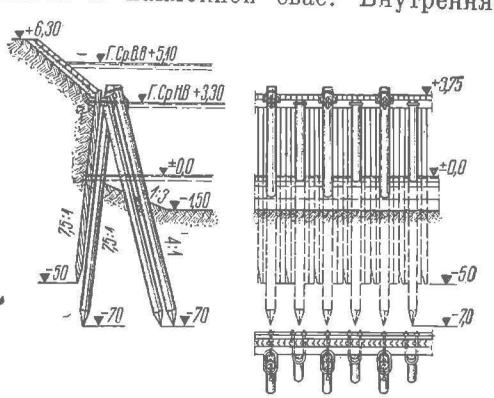


Рис. 14. Береговая подпорная стенка на Нордерэльбе (Средний канал) в Гамбурге.

При производстве работ по устройству пристани перед шлюзом в Штейнвердере[2] в Гамбургской гавани опора стенки образована чередующимися по-

[1] Как выше, рис. 207 и 208, а также «Jahrbuch d. Hafenbautechn. Gesellschaft», т. IX, 1926, стр. 102.

[2] F. W. Schulze. Seehafenbau, т. II, стр. 168, рис. 209.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

переменно наклонными сваями и свайными козлами (рис. 13). Козлы расположены на расстоянии 2,52 *м* друг от друга. В каждом промежутке между ними забита наклонная свая. Свайная стенка имеет толщину в 26 *см* и состоит из нешпунтованных обрезных брусьев американской сосны: поверху она схвачена деревянными парными схватками. Наружная схватка сделана из дуба Свайные козлы сконструированы по так называемому «гамбургскому» способу

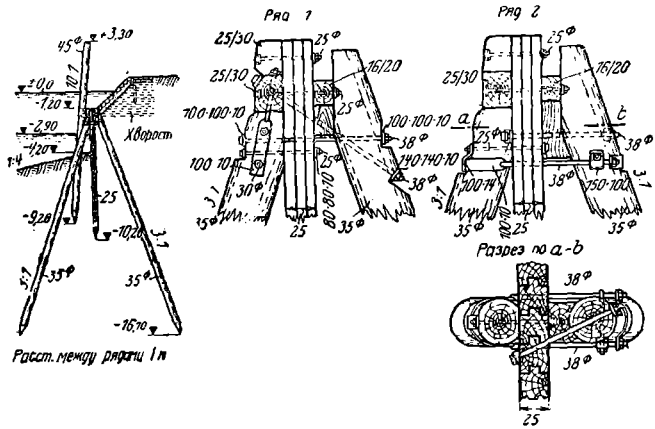


Рис. 15. Береговая подпорная стенка (с анкерами) на западной стороне Эмденской гавани; построена в 1900 г.

с употреблением дубовых вкладышей и стяжных колец. Наружная схватка свайной стенки предохраняется от выкантовывания врубкой в растянутую сваю козел, что позволяет упереть в нее расположенную между козлами сваю врубкой замком и предохранить последнюю лишь посредством хомута, концы которого охватывают стенку, проходя между схватками. Свайная стенка таким

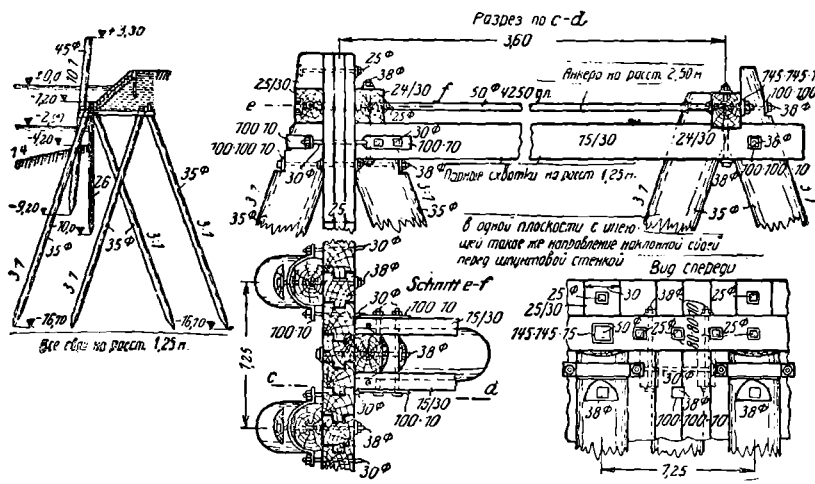


Рис. 16. Береговая подпорная стенка (без анкеров) на западной стороне Эмденской гавани; построена в 1900 г.

образом остается непрерывной, и удается избежать трудно исполнимого соединения ее с наклонными сваями.

В изображенном на рис. 14 береговом укреплении на Нордерэльбе между Гуано-Флит и Средним каналом в Гамбургской гавани[1] шпунтовой стенке придан наклон наружу, благодаря чему оказалось возможным забивать работающую на растяжение сваю в более выгодном наклонном положении.

[1] Как выше показано на рис. 210.

НБ УГУНГ (ДГТ)

В остальном конструкция та же, что и в вышеприведенном примере. И в этом случае свайные козлы и наклонные сваи чередуются между собой. Расстояние между козлами равно 2,50 *м*; наклонные сваи находятся посредине между ними. Возможность причала судов обеспечена устройством пятисвайных пал, забитых непосредственно перед стенкой (на рисунке не показаны).

У берегового укрепления западной стороны Эмденской наружной гавани (рис. 15) свайные козлы помещены не перед шпунтовой стенкой, а иначе, свая, работающая на сжатие, забита спереди, а работающая на растяжение—позади стенки, причем обе скреплены как с нею, так и с ее парными схватками. Открыто спереди стоящая свая, работающая на сжатие, защищена от судовых толчков особыми отбойными брусьями. В более напряженных местах как сжатые, так и растянутые сваи скреплены с расположенными далее в глубь берега свайными козлами согласно рис. 16. При этом не ограничились скреплением стены со свайными козлами при помощи анкеров для передачи растягивающих усилий, но еще жестко уперли ее в задние козлы; это было вызвано тем обстоятельством, что шпунтовая стенка высотой в 9 *м* по всей своей высоте находится в мягком суглинке, и только сваи длиной в 16 *м* достигают прочного песчаного грунта. При наличии описанных условий верхняя часть довольно высокого сооружения обладает сравнительно значительной подвижностью, ввиду чего было признано желательным приобщить к воспринятию толчков от судов также задние свайные козлы. Весьма тщательно выполненные деревянные сопряжения даны на прилагаемых рисунках. Сооружение, возведенное в 1900 г., вполне оправдало себя, однако в настоящее время состояние его начинает ухудшаться, так как железные болты и хомуты, схватывающие свайные козлы, ослаблены ржавчиной.

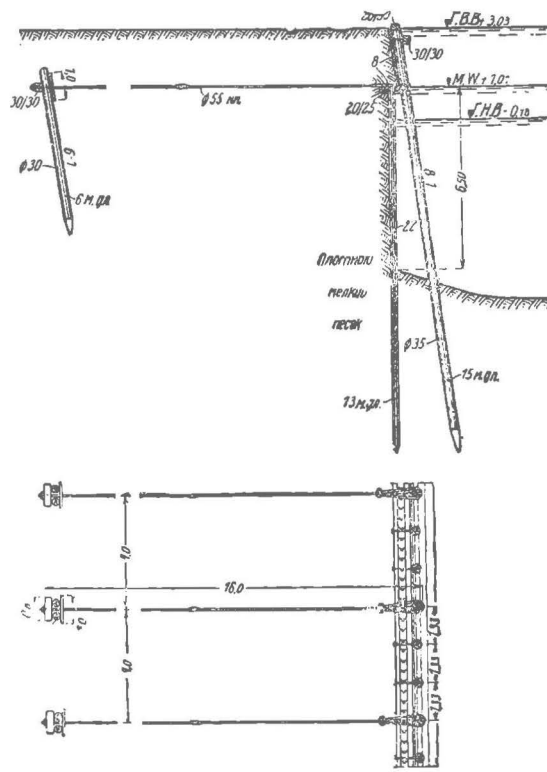


Рис. 17. Береговая подпорная стенка у Эйхштадена в Свинемюнде: построена в 1894—1895 гг.

б) Высокий деревянный больверк.

При устройстве береговых ограждений с вертикальной стенкой, доходящей до верха набережной, ранее неоднократно пользовались самым простым способом, а именно: возводили стенку больверка выше горизонта воды вплоть до верхней береговой бровки. Такая конструкция обладает однако тем недостатком, что стенка в надводной части своей подвержена гниению и очень скоро требует возобновления. Более совершенным является поэтому доведение стенки больверка только до уровня воды, или, вернее, до границы гниения, и устройство далее надстройки из материалов, менее поддающихся влиянию атмосферных условий и колебаний уровня воды.

В изображенном на рис. 17 причальном сооружении у Эйхштадена в Свинемюнде надстройка была выполнена следующим образом. Перед шпунтовой стен-

УЭЛУ (ДПТ)

кой, доходившей до меженних вод, были забиты с уклоном 8 : 1 на расстоянии 1,33 *м* друг от друга круглые сваи, опирающиеся на схватки шпунтового ряда. Сваи поверху в свою очередь снабжены схватками, пространство же между ними, схватками шпунта и сваями заделано толстыми 8-*см* досками, прибитыми в горизонтальном положении к задней стороне свай. Парные схватки уложены на уровне верхнего края шпунтовой стенки. Для того чтобы по возможности обезвредить влияние неплотности стенки, могущей появиться в результате перемещений, схватки и стенка плотно перекрыты толстыми 8-*см* досками. Сваи защищены горизонтальным отбойным брусом, укрепленным у верхнего конца их; каждая третья свая охватывается хомутом из полосового железа, пропущенным выше схваток шпунтовой стенки и являющимся продолжением анкера из круглого железа, удерживаемого парными анкерными сваями, соединенными между собой ригелем. Анкерные сваи забраны спереди обшивкой из толстых досок.

По образцу конструкции Свинемюнде выполнен целый ряд береговых сооружений с известными отступлениями в деталях в зависимости от местных условий и методов работ. Расположенные выше уровня воды бревна и доски в

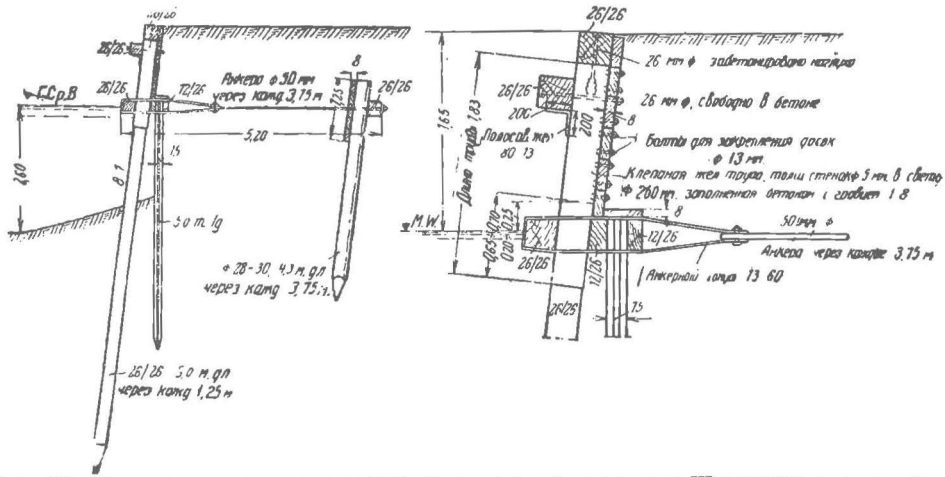


Рис. 18. Береговая подпорная стенка строительной гавани в Штольмюнде с новой надстройкой 1927 г.

случае загнивания легко поддаются замене, отбойные же сваи наращиваются врубкой вполдерева под водой. Длина стыка должна быть взята с расчетом установки двух болтов. Снятием этих болтов достигается возможность неоднократной смены наращенной части по мере прихода ее в ветхое состояние. Нижняя часть отбойной сваи в случае необходимости подрезается на большей глубине водолазами.

В настоящее время мало удовлетворительный способ наращивания свай посредством врубок внакладку уступает свое место наростке при помощи железных труб. Этот метод, обычный ныне на немецком побережьи Балтийского моря, является дешевым и удобным разрешением проблемы сохранения в надлежащем состоянии весьма распространенных в этих местах деревянных ограждений.

Конструкция Штольмюнде отличается от свинемюнденской лишь тем, что перед отбойной сваей укреплен на уровне меженних вод еще второй горизонтально расположенный отбойный брус, который и охватывается анкерным хомутом, вместо прикрепления последнего к отбойной свае. Анкерные хомуты расположены рядом с каждой третьей сваей.

Основные принципы наростки при помощи труб в береговых сооружениях различной конструкции остаются в общих чертах одни и те же. Железная труба берется толщиной стенок от 5 до 6 *мм*; величина ее диаметра должна

НБ УАДИТ (ДИТ)

обеспечить плотную насадку трубы на голову сваи. Труба предварительно красится. Сгнившая верхняя часть сваи срезается до здорового места; поверхность обреза слегка обтесывается; затем сверху наставляется труба, загоняемая на сваю сильными ударами бабы на длину от 0,65 до 0,70 *м*; после этого труба бетонируется. Пластины, схватки и охранные брусья скрепляются трубой так, чтобы без особых затруднений была возможна замена их новыми, поскольку срок службы их менее продолжительности службы трубы. Болт, прикрепляющий охранный брус, сидит в бетоне свободно и следовательно также может быть заменен новым. Трубы могут неоднократно сменяться на одной и той же свае; окраска труб при низких уровнях стояния воды поддерживается в надлежащем виде на возможно большую глубину.

В гавани Пиллау уже в течение нескольких лет круглые деревянные сваи наращиваются путем установки на старые сваи, срезанные ниже уровня воды верхних частей, присоединяя их при помощи железных труб, играющих в данном случае роль двойных муфт. Трубы имеют длину от 1,20 до 1,80 *м* при толщине стенок в 8 *мм*; на нижнем их конце сделано восемь прорезей длиной в 0,40 *м*. Эти трубы предложены инж. Бублицем из Кенигсберга и изготовляются им же. Новый деревянный конец сваи загоняется в верхнюю часть трубы при помощи ручного копра; затем труба вместе с концом сваи насаживается ударами ручного же копра на соответственно обтесанный обрубок старой сваи, после чего крепко затягивается кольцо из обручного железа, охватывающее нижний конец трубы.

Хотя в настоящее время и имеется возможность увеличения пропиткой сопротивляемости дерева внешним воздействиям, все же выгоднее воздерживаться от деревянных надстроек и применять, несмотря на их несколько большую стоимость, более долговечные надстройки из железа, каменной кладки или железобетона. При этом достигается экономия в расходах по поддержанию сооружения в исправном виде и отпадает необходимость в частых, весьма в большинстве случаев неудобных восстановительных работах во время эксплоатации сооружения.

Хороший способ надстройки старого деревянного сооружения при помощи железобетонных плит представлен на рис. 19, дающем схему надстройки, выполненной в 1925 г. в судостроительной гавани Пиллау. Ранее здесь имелась лишь укрепленная с обратной стороны анкерами и несколько возвышающаяся над уровнем меженних вод шпунтовая стенка, к которой спускался замощенный откос. Шпунтовая стенка, вполне сохранившаяся до уровня меженних вод, ограничена Z-образным железом с приклепанными к нему пластинками, имевшими форму ушей и прихваченных болтами к задней стороне шпунтовой стенки. С наружной стороны верхнего края шпунтовой стенки была помещена новая деревянная схватка для анкеров. На Z-образном железе были установлены в качестве стоек на расстоянии 1,50 *м* друг от друга железные двутавровые балочки, между которыми затем были задвинуты железобетонные плиты, заранее бетонированные в лежачем положении. После этого стойки были соединены между собой железной V-образной насадкой, перекрытой деревянным брусом.

Через каждые 3 *м* возведенная надстройка прихвачена анкерами, расположенными в одной плоскости со старыми анкерными тягами к квадратным плитам (1,50 × 1,50 *м*), лежащим за стенкой на расстоянии 8 *м* от лицевой поверхности набережной. Анкера обмотаны джутовыми лентами и обмазаны составом из гудрона и смолы, нарезки же болтов, гайки и подкладные шайбы оцинкованы. Надстройка была снабжена для захвата анкерами двойными схватками из V-образного железа, между которыми вплотную заложены более толстые железобетонные плиты. Описанное устройство предоставляет возможность беспрепятственного наблюдения за состоянием анкеров и замены их по мере надобности новыми. Анкера повсюду пропущены через стенные и анкерные плиты с известным зазором, что достигнуто закладкой в бетон несколько более широких трубочек. Было бы целесообразно снабжать анкера непосредственно за стеной стяжными муфтами. Обоснование этого устройства изложено ниже (см. стр. 56).

ГНТБ УПИТ (ДПТ)

Расположенные перед подпорной стенкой отбойные сваи также нарощены во время перестройки описанным выше способом забетонированными трубами. Позади верхнего края шпунтовой стенки уложен для большей непроницаемости ее бетонный слой, защищающий пазы и гребни шпунта от истирающего действия воды с мелким песком. Для лучшего отвода воды позади железобетонных плит устроена засыпка из крупного гравия.

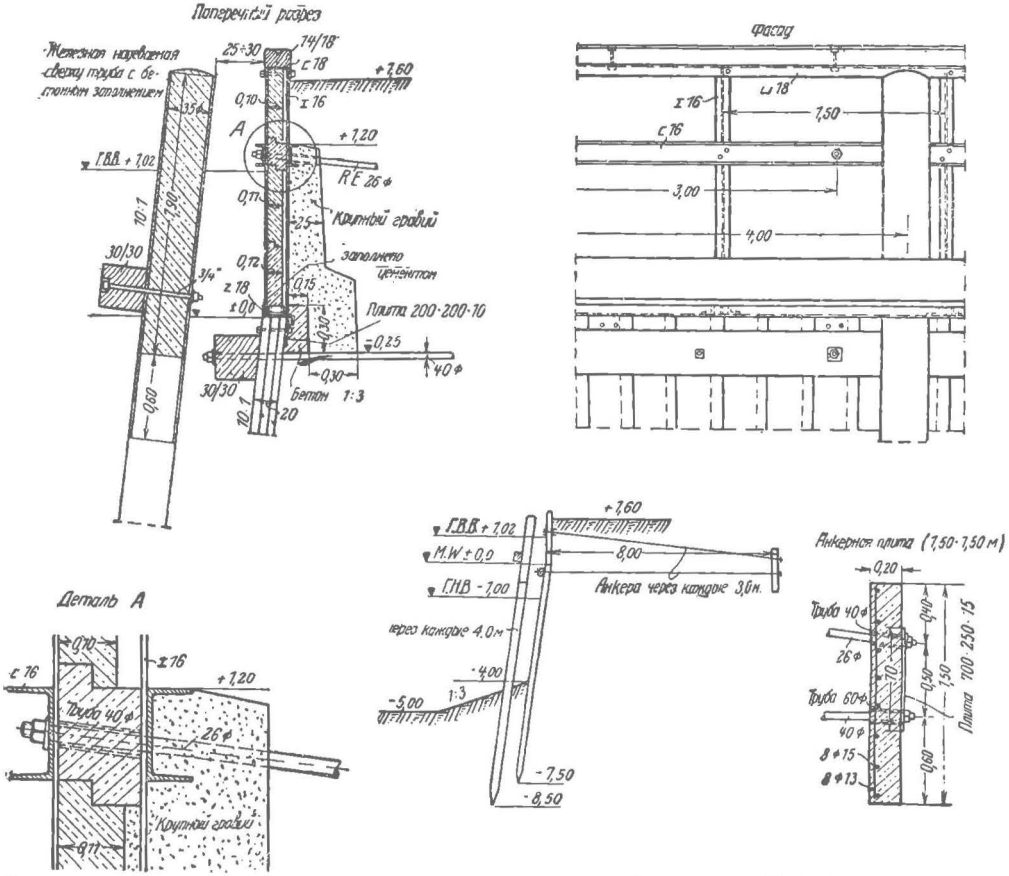


Рис. 19. Береговая подпорная стенка судостроительной гавани в Пиллау с новой надстройкой 1925 г.

Подобные надстройки устраиваются не только над старыми сооружениями, но ими снабжаются с самого начала также и новые сооружения. Таким образом возведена надстройка из клинкерных сводиков между двутавровыми балками (рис. 20) в подпорной стенке угольной площадки Вольтмерсгаузена в Бремене [1]. Шпунтовая стенка толщиной 28 *см* схвачена поверху двумя швеллерами № 30. Между шпунтовыми пластинами, в плоскости последних забиты на расстоянии 3 *м* друг от друга двутавровые балки № 28, разделяющие стенку на отдельные панели и доходящие до верхнего края сооружения. На железных схватках шпунтовой стенки между забитыми двутавровыми балками, скрепляясь с ними помощью уголков, лежит железная плита шириной в 48 *см*. Между каждыми двумя забитыми двутавровыми балками к плите приклепаны при помощи коротких уголков по две стойки из такого же двутаврового железа. Все двутавровые стойки соединены между собой поверху насадкой из уложенного в горизонтальном положении швеллера № 28, перекрытого гранитной плитой. Таким образом надстройка

[1] R. W. O. Schulze, Seehafenbau, т. II, стр. 184, рис. 233, Берлин 1913.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

разделяется на панели высотой в 8 *м* и шириной в 1 *м*. Эти панели замыкаются клинкерными сводиками, упирающимися в стойки из двутавров № 28. Сводики подперты наверху помощью изогнутых уголков, приклепанных к железной плите, перекрывающей схватки шпунтовой стенки. Верхняя часть шпунтовой стенки захвачена анкером, прикрепленным сзади к бетонному массиву, так же как и верх надстройки. Между обоими рядами анкеров лежит еще третий для укрепления п р и ч а л ь н ы х р а м.

Описанное сооружение приведено в качестве примера часто применявшейся ранее конструкции. Это решение вопроса обладает преимуществом в смысле хорошего, прочного даже в отношении изгибающих усилий соединения надстройки с деревянной шпунтовой стенкой. Серьезным недостатком этой конструкции является однако то обстоятельство, что срок службы забитых железных двутавров менее продолжительности срока службы деревянного шпун-

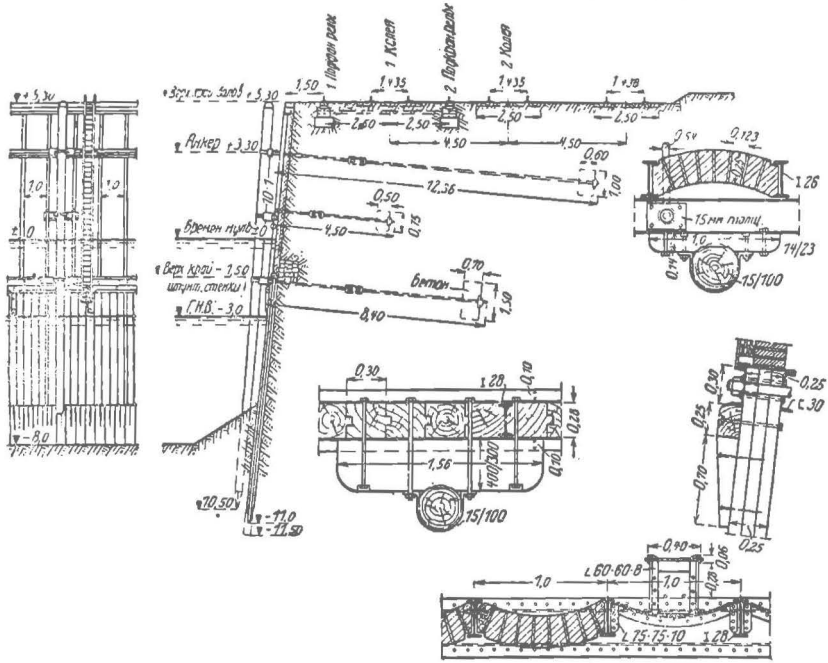


Рис. 20. Береговая подпорная стенка угольной площадки Вольтмерсгаузена в Бремене (недостаток: недолговечность забитых в грунт двутавровых балок).

тового ряда, а также самой надстройки, железные элементы которой легче поддаются предохранению от ржавчины; так как двутавровыми балками нарушается непрерывность шпунтового ряда, то и последний приходится возобновлять в случае износа двутавров. Поэтому двутавровые балки лучше было бы не забивать, а лишь укреплять поверх деревянного шпунтового ряда, т. е. применять для надстройки конструкцию, аналогичную приведенной в следующем примере. Клинкерные сводики, напротив, являются хорошим разрешением вопроса. Они в большей степени сопротивляются влиянию атмосферных воздействий, чем железобетонные плиты, легко поддающиеся разрушению под влиянием метеорологических условий, мороза и химических воздействий при наличии повреждений, могущих быть вызванными толчками со стороны судов, судовых крюков и т. д. Правда, клинкерные сводики более чувствительны к механическим повреждениям, чем железобетонные плиты, но они легко поддаются ремонту.

Представленное на рис. 21 береговое сооружение, возведенное в течение 1896 и 1897 гг. в гавани канала у Нейфарвассера, свободно от вышеуказанных недостатков, связанных с забивкой железных балок в деревянную

стенку. Достигающая уровня меженних вод деревянная шпунтовая стенка толщиной в 20 *см* схвачена поверху двойными схватками, которые через каждые 1,50 *м* охватываются коробчатой формы железными полосами толщиной в 10 *мм* и шириной в 400 *мм*. К этим полосам приклепаны при помощи уголковых накладок тавровые балочки, соединенные поверху между собой железной уголковой схваткой. Внутри образованной таким образом обвязки высотой в 1,83 *м* и шириной в 1,50 *м* расположены одна над другой три железобетонные плиты длиной 1,47 *м* и высотой 0,60 *м*. Нижняя плита имеет толщину 9, средняя 8 и верхняя 7 *см*.

Каждая вторая тавровая стойка притягивается назад анкером, захватывающим за верх стойки. Под каждым из анкеров, т. е. через промежутки в 3 *м*, верх шпунтовой стенки также притягивается специальным анкером. Оба анкера направлены к общей анкерной плите, которую они обхватывают общей чугунной подкладной шайбой. Позади шпунтового ряда, приблизительно на

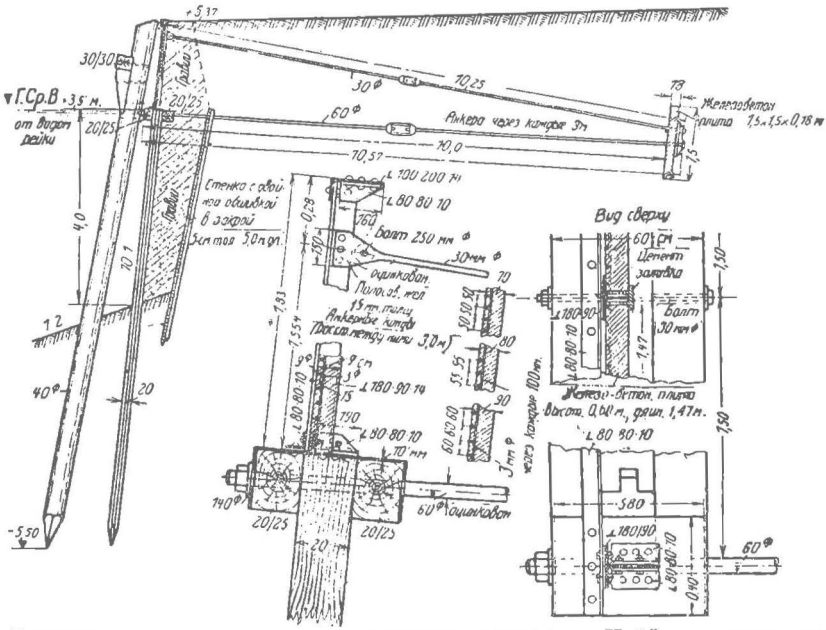


Рис. 21. Береговая подпорная стенка в гавани канала у Нейфарвассера; построена в 1896—1897 гг.

расстоянии 1 *м*, забита стенка из досок вразбежку; между этой стенкой и шпунтом сделана засыпка из крупного гравия во избежание вымывания мелкого песчаного грунта через щели шпунтовой стенки.

Выполненное несколько лет спустя укрепление берега канала реки Шпрее в Берлине [1] послужило образцом для устройства целого ряда главным образом берлинских сооружений (рис. 22). Первые постройки этого рода относятся здесь к 1890 г. [2] Вследствие меньшей глубины воды, сравнительно с глубиной у Нейфарвассера, было признано излишним охватывать верх шпунтовой стенки толщиной в 15 *см* парными схватками, ограничившись перекрытием насадки из швеллера № 16, укрепленного забитыми через каждые 0,50 *м* оцинкованными гвоздями длиной в 25 *см*. Обвязки железобетонных плит образуют двутавры № 24, помещенные на расстоянии 2 *м* друг от друга, связанные поверху угловым железом 80 × 80 × 8 *мм*. Стенки двутавров прикреплены шарнирно к уголковым накладкам, приклепанным к швеллерной насадке № 16 шпун-

[1] «Zeitschr. f. Bauv.», 1904, стр. 610; рис. 22 заимствован из этого источника (рис. 1, стр. 612 и Атлас, лист 67, рис. 1, 8, 9, 14—16).

[2] «Zentralbl. d. Bauv.», 1895, стр. 481 и 492.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

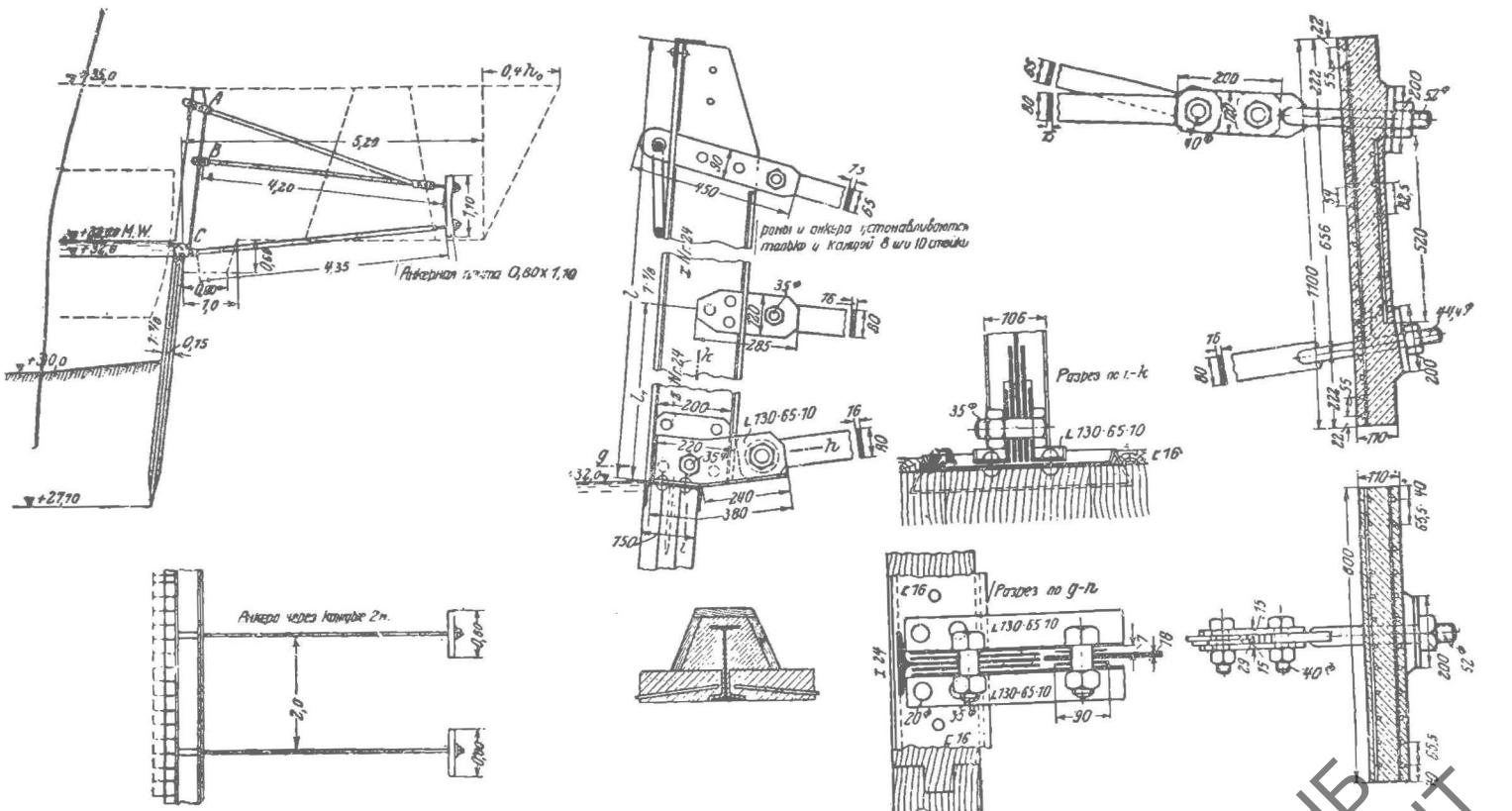


Рис. 22. Береговая подпорная стенка на канале р. Шпрее в Берлине, построена в 1900—1903 гг. (недостатки: анкера из полосового вместо круглого железа; изогнутый угол примыкания нижнего анкера вместо прямого; бетонные выступы в анкерной плите вместо клинообразных железных вкладышей под подкладными шайбами).

Стойка с бетонной плитой A, B, C.

Деталь. Точки A, B, C. Анкерная плита (разрез и план).

НБ УДУНТ (ДІІТ)

тового ряда. Вся надстройка в целом получает таким образом возможность вращательных перемещений относительно верхнего края шпунтовой стенки. Анкера захватывают двутавровые стойки как раз в указанных точках вращания, затем у верхнего края и несколько выше середины. Таким образом каждый три анкера лежат один над другим в одной плоскости; горизонтальные расстояния 2 *м*. Анкера направлены к одной общей анкерной плите, имеющей в высоту 1,10 *м* и в ширину 0,80 *м*. Кроме того через каждые 10—20 *м* установлены анкера для причальных рам. Ввиду того, что анкера направлены не перпендикулярно к плитам, у последних сделаны выступы из бетона, на которые и опираются подкладные шайбы анкерных гаек. Однако целесообразнее отказаться от устройства таких выступов, помещая вместо них между подкладными шайбами и гайками клинообразные железные вкладыши.

Анкера сделаны из полосового железа, обладающего преимуществом в смысле большего сопротивления при осадке засыпки за стенкой. Серьезным недостатком полосового железа является однако его большая по сравнению с круглым сечением поверхность, подверженная ржавчине. Рекомендовать поэтому полосовое железо нельзя, и в новейших сооружениях оно вытесняется круглым. Рекомендуется сверх того вертикальные стенки перекрывающей шпунт V-образной насадки располагать в направлении, совпадающем с направлением нижнего анкера, с тем расчетом, чтобы уголки, при помощи которых осуществляется примыкание анкеров, не подвергались короблению, а заклепки, которыми они прикрепляются к V-образному железу, работали только на срезывание, а не на разрыв.

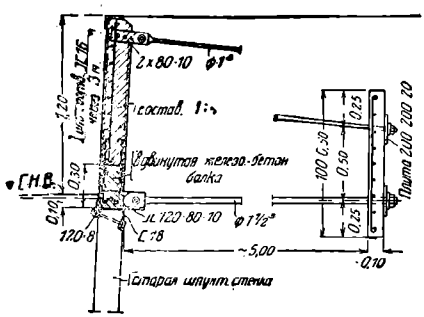


Рис. 23. Береговая подпорная стенка р. Шпрее в Берлине между Яновицбрюкке и Вейзенбрюкке; сооружена в 1925 г.

Заложенные в обвязке надстройки железобетонные плиты длиной в 1,96 *м* имеют высоту 0,49 *м*, а толщину—от 12 до 7 *см*, утончаясь кверху. Они сделаны из 1 части цемента и 4 частей гравия, с оштукатуркой передней стороны, и уложены при помощи крана. Нижний шов, находящийся над насадкой шпунтового ряда, остается открытым, остальные же швы заполнены цементным раствором. Плиты лежат заподлицо со стойками, дабы матросы не захватывали судовыми баграми за стойки и тем самым не причиняли вреда сооружению. После закладки железобетонных плит выступающие с обратной стороны части двутавровых стоек были для предохранения стоек от ржавчины обложены бетоном, как указано на рисунке. Береговое укрепление сооружено с водоотливом под защитой вспомогательного шпунтового ряда толщиной в 10 *см*, забитого впереди шпунтовой стенки на расстоянии 1 *м* от нее причем котлован был разделен при помощи поперечных перегородок на отдельные панели длиной от 20 до 30 *см*.

На рис. 23 представлена надстройка [1] у левого берега р. Шпрее в Берлине между мостами Яновицбрюкке и Вейзенбрюкке, с учетом соображений, изложенных при разборе предыдущего примера. Стойками служат двутавровые балки № 16, установленные на расстоянии 3 *м* друг от друга, причем каждая четвертая стойка составлена из двух швеллеров № 16, установленных спинками друг к другу с прозором в 1 *см* в свету, образуя таким образом температурные швы. Стойки приклепаны, как это имело место и в предыдущем примере, к швеллерному железу, коим перекрыта деревянная шпунтовая стенка. Между стойками заложена заранее приготовленная железобетонная балка высотой в 30 *см*. Выше этой балки забетонирована на месте с применением опалубки железобетонная плита тол-

[1] «Bauingenieur», 1926, стр. 237, рис. 1.

УДИТ (ДИТ)

щиной в 16 *см*, расположенная вровень с наружными краями стоек. Арматура из круглого железа этой части стены была пропущена через стенки стоек. Анкера состоят из круглого железа. Железобетонные анкерные плиты не имеют выступов, углы примыкания нижних анкеров—прямые. Таким образом в этом случае удалось избежать недостатков, отмеченных в предыдущем примере.

В ограждении пристани в Тегеле (рис. 24) надстройка опирается на ряд свай, забитых с уклоном 10 : 1 перед вертикальной шпунтовой стенкой. Сваи толщиной в 30 *см* расположены на расстоянии 2 *м* друг от

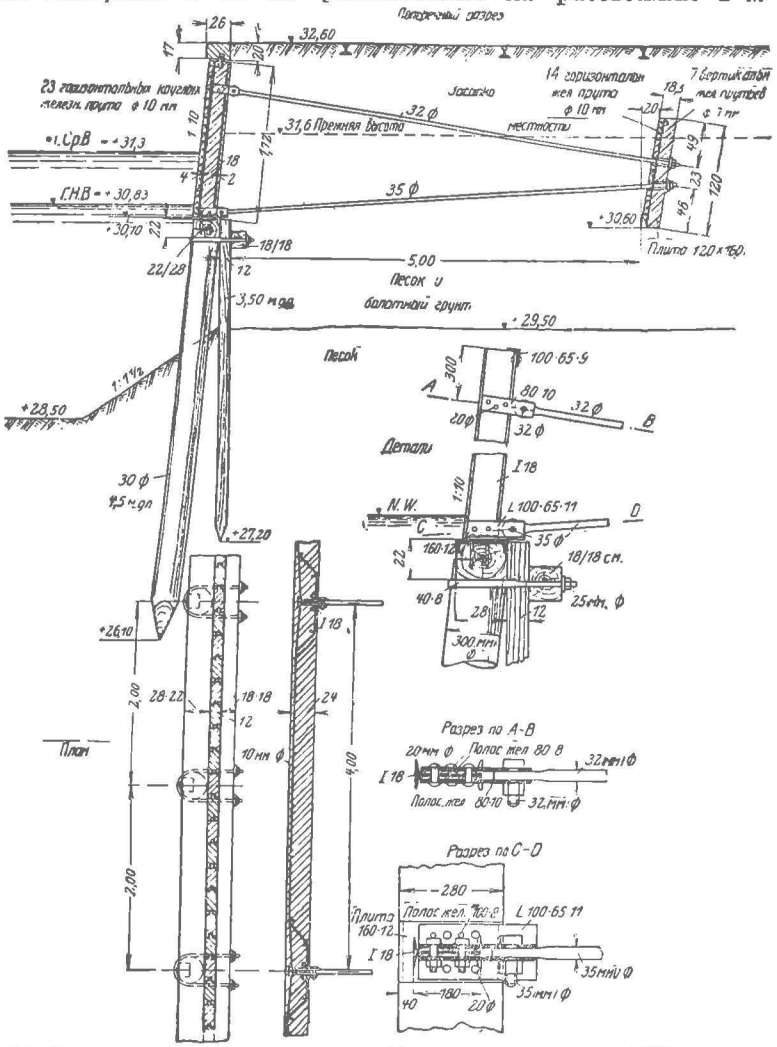


Рис. 24. Подпорная стенка пристани в Тегеле; сооружена в 1908 г.

друга и соединены уложенной плашмя насадкой из бруса 22 × 28 *см*, служащей одновременно и передней схваткой для шпунтового ряда. Задняя схватка лежит несколько ниже и прикреплена при помощи хомутов с болтами, проходящих через шпунтовую стенку и охватывающих сваи. Стойки надстройки (двутавры № 18) установлены на расстоянии 4 *м* друг от друга. Двумя короткими железными уголками, за которые кроме того захватывают анкера, они прикреплены к железной полосе (160 × 12 *мм*), изогнутой в виде швеллера и привинченной к передней схватке шпунтовой

УЭЛУТ (ДИТ)

стенки четырьмя болтами. От устройства шарнирного соединения стоек от
зались. Железобетонная плита забетонирована на месте; она имеет тол
ну 24 *см*, так что полностью охватывает стойки из двутавров № 18.

Эта конструкция вполне оправдала себя для береговых укреплений вн
ренних водных путей и внутренних пристаней и многократно применен
окрестностях Берлина (например на судоходном канале Шпандау). Несомне
более предпочтительным является способ шарнирного соединения надстрой
приведенный в предыдущем примере устройства береговых укреплений на
нале р. Шпрее, для тех случаев, когда ввиду особенности грунта приходи
считаться с осадкой его и возможными перемещениями сооружения. Одна
при благоприятных грунтовых условиях оказывается достаточной и тепе
ская конструкция (рис. 24). При больших глубинах воды следует одна
устраивать более прочное соединение надстройки со шпунтовой стенкой и
свайным рядом, в особенности непосредственно охватывать анкерами верхн
часть шпунта, как это показано в приведенных ранее примерах (рис. 20 и 2

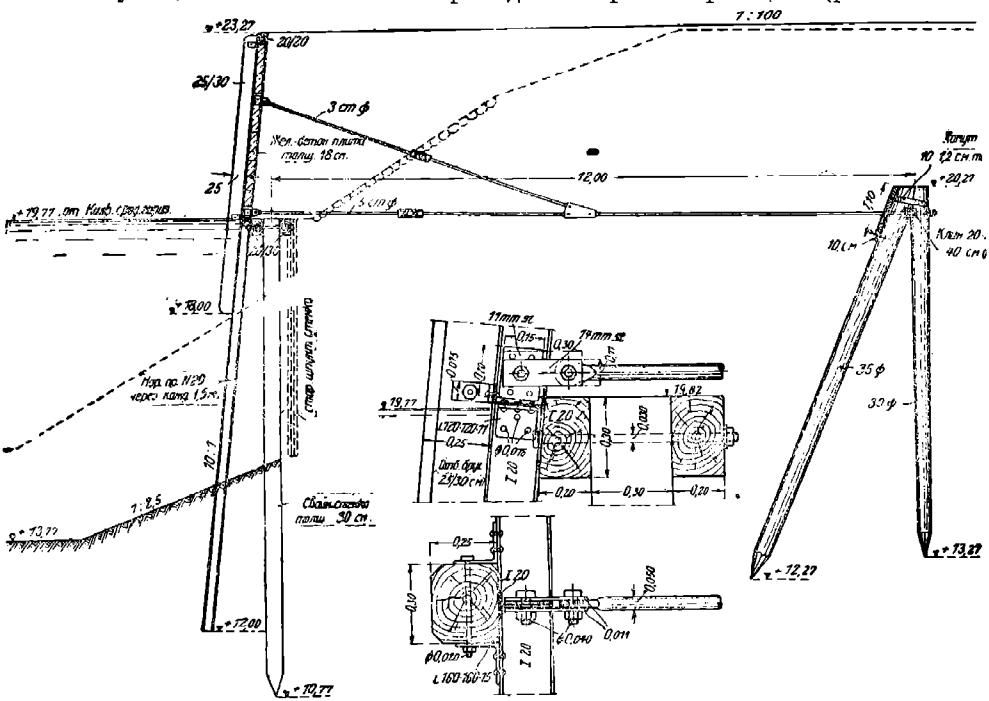


Рис. 25. Береговая подпорная стенка в Киле-Вике, сооружена в 1911 г. (недостатки: неправильное положение узлового фасонного листа анкеров и недолговечность забитых двутавровых балок).

Трудно исполнимую конструкцию представляет собой возведенное в Киле-Вике [1] береговое ограждение, изображенное на рис. 25. Доходящая до уровня меженних вод дощатая стенка состоит в данном случае из свайной стены толщиной в 30 *см*, схваченной поверху парными схватками размерами 20×30 *см*. Перед стенкой забиты с уклоном 10 : 1 двутавровые балки № 20 на расстоянии 1,50 *м* друг от друга. Между указанными двутаврами вдвинуты затем рядом с парными схватками шпунтовой стенки швеллера № 20, уложенные открытой частью кверху и приклепанные посредством уголков. Стойки в свою очередь схвачены поверху швеллером № 20, на который уложена деревянная насадка 20×20 *см*, служащая верхним завершением стенки. Перед укладкой верхней насадки в отдельные панели были задвинуты железобетон-

[1] «Bautechnik», 1923, стр. 385.

НБ УДУХТ (ДІІТ)

ные плиты толщиной в 18 *см*. Расположенные на расстоянии 1,50 *м* друг от друга анкера охватывают забитые двутавры непосредственно над схватками шпунтовой стенки и в верхней части надстройки. Каждая пара анкеров — один верхний и один нижний — сведена вместе к одному узловому фасонному листу, от которого один общий анкер идет к гамбургским свайным козлам с дубовым вкладышем и стяжным обручем. Перед козлами проходит не прерываясь анкерный щит высотой 1,10 *м* из пластин толщиной в 10 *см*. Указанное на рисунке положение узлового фасонного листа, строго говоря, неправильно. Последний должен быть скорее расположен так, чтобы каждый анкер был направлен по равнодействующей двух других анкерных сил. Несмотря на очень неблагоприятный грунт (изобилующий валунами мергель), оказалось все-таки возможным забить двутавры настолько точно, что при изготовлении бетонных плит не пришлось пользоваться специальными шаблонами. Только у расположенного на уровне меженних вод V-образного железа потребовалось местами удлинение по шаблону.

Слабым местом этого сооружения являются забитые двутавровые балки, окраска которых не может быть возобновлена под водой и которые поэтому раньше всего подвергаются действию ржавчины. Если сделать надстройку над уровнем воды целиком из дерева (как на рис. 17 и 18), то укрепление ее на забитых впереди отбойных сваях не может вызвать возражений, поскольку эти сваи обладают такой же долговечностью. Если же надстройка выполняется из материалов, имеющих более продолжительный срок службы (подводная часть деревянной стенки еще более долговечна), то устройство ее на менее долговечных стойках является хозяйственно невыгодным.

В изображенной на рис. 26 стенке Рейервердерской пристани в Штеттине устроено (рис. 22) шарнирное укрепление надстройки, аналогичное укреплению берлинского больверка (рис. 22). Твердый грунт лежит в данном случае примерно на 7 *м* ниже уровня средних вод, полезная глубина воды составляет 8,5 *м*, между тем как высота надстройки равняется всего 1,85 *м*. Шпунтовая стенка толщиной в 22 *см*, достигающая уровня меженних вод, охватывается сверху двумя деревянными схватками и с задней стороны скреплена анкерами со свайными козлами. Способ закрепления анкерами разобран ниже на стр. 59. Наружная большая по размерам схватка оперта сверх того на забитый впереди шпунтовой стенки свайный ряд. Эти сваи, забитые на расстоянии 1,26 *м* друг от друга, служат кроме того для разгрузки шпунтовой стенки, распирая ее по середине свободной длины посредством продольного бруса, помещенного между шпунтовой стенкой и свайным рядом. Этот брус закладывается сверху после забивки свай помощью водолазов. Поскольку сваи не могут быть забиты точно на одинаковом расстоянии от стенки, постольку передача усилий от последней на сваи происходит весьма неравномерно, что подвергает сомнению рациональность этого способа.

Нормально к наружной схватке шпунтовой стенки расположены на ней на расстоянии 2,52 *м* по два железных уголка 100 × 100 × 10 *мм*, приболченных к схватке. Над вертикальной полкой этих уголков надвинуты стойки надстройки, состоящие из двух швеллеров № 14, обращенных друг к другу задними сторонами с зазором в 20 *мм*. В более ранних сооружениях стойки устанавливались на деревянных схватках помощью чугунных опорных башмаков (впоследствии железных) кузнечной работы. В новейших конструкциях, равно как и в сейчас описываемой, башмаки не применяются, стойки же из швеллеров № 14 лишь слегка закруглены внизу для придания им некоторой подвижности. Со схваткой шпунтовой стенки они соединены лишь посредством болта, проходящего через указанные выше железные уголки 100 × 100 × 10 *мм*. Стойки из швеллеров № 14 соединены поверху насадкой из горизонтальных железных уголков размером 60 × 60 × 6 *мм*. Непосредственно под этой насадкой прикреплен анкер, круто направленный к задней схватке шпунтового ряда. Такое расположение анкера весьма неблагоприятно, лучше бы направить его назад со слабым уклоном и закрепить при помощи особой анкерной плиты или, как в следующем примере, соединить его с главным анкером шпунтовой стен-

ки. Кроме того указанное на рисунке верхнее присоединение анкера неудовлетворительно, поскольку заклепочное соединение железных уголков со стенками V-образных железных стоек испытывает напряжение на срезывание.

Железобетонная плита толщиной в 20 *см* с утолщением у верхнего конца до 28 *см* забетонирована на месте в стоячем положении. Спереди она защищена

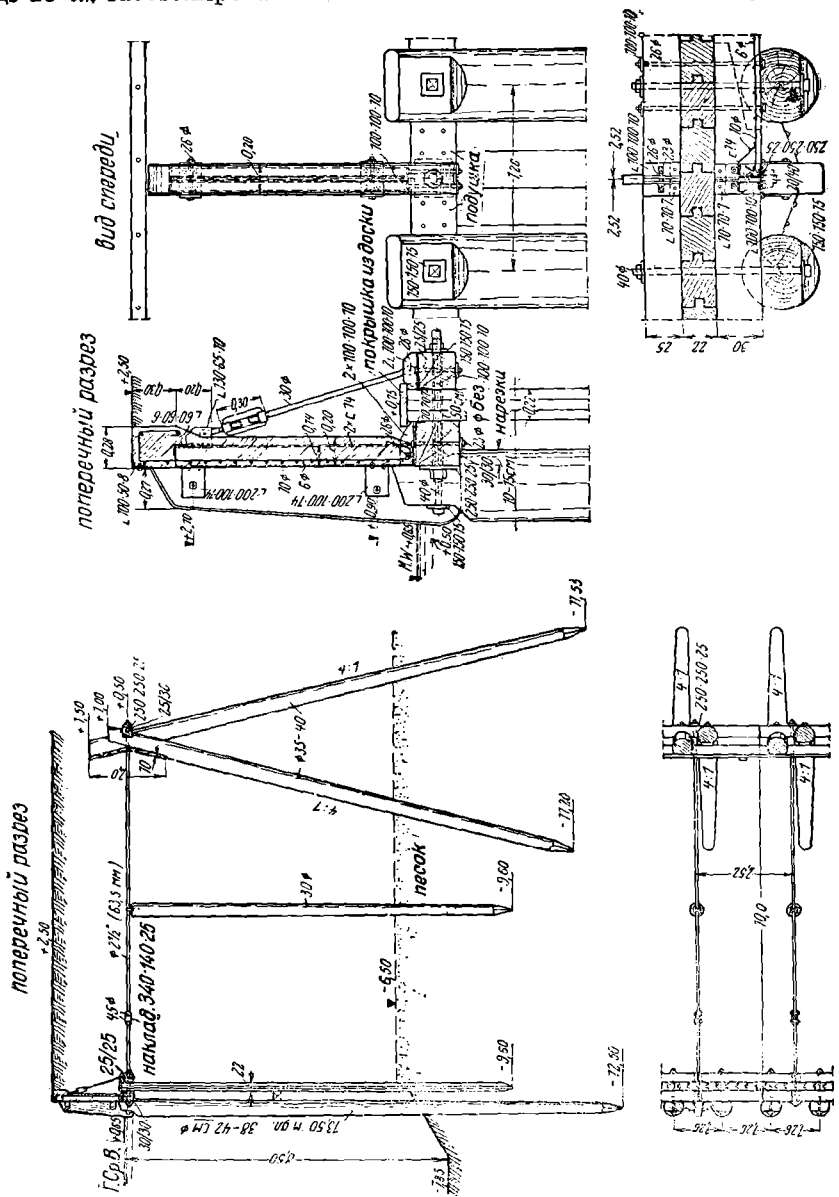


Рис. 26. Береговая подпорная стенка у Рейервердерской пристани в Штеттине; построена в 1918 г. (неудовлетворительная статика: неблагоприятное положение верхнего анкера; заклинка между свайным рядом и шпунтовой стенкой мало эффективна).

вертикальными отбойными брусьями. У нижнего конца она несколько скошена для облегчения вращения стоек около шарнира.

У берегового сооружения, выстроенного несколько лет спустя также в Рейервердерской пристани в Штеттине и представленного на рис. 27, вопрос об укреплении анкерами верхней части стенки получил более целесообразное разрешение. Прочный грунт находится в данном случае на большей глубине, но полезная глубина воды значительно меньше, чем в предыдущем примере. Поэтому от устройства свайного ряда, расположенного перед шпунтовой стенкой, отказались, укрепив только последнюю анкерами таким

же способом, как и в предыдущем примере. Надстройка имеет высоту только 1,15 *м* вместо 1,85 *м*; она возведена без стоек, с отказом от достижения подвижности ее относительно шпунтовой стенки, т. е. без устройства шарниров, в виде проходящей без перерыва железобетонной стены, опирающейся непосредственно на шпунтовую стенку и на ее деревянные схватки. Железобетонная стена надстройки армирована помимо горизонтальных железных стержней еще и расположенными с промежутками в 0,40 *м* железными хомутами, заложенными в стену на расстоянии 10 *см* от передней и задней ее поверхности. Далее, будучи продолжены вниз, они проходят через схватки шпунтовой стенки и заканчиваются болтами на нижней ее стороне.

Положение узлового фасонного листа, помощью которого верхний анкер присоединяется к главному анкеру шпунтового ряда, неправильно и здесь, так же как и в береговом сооружении в Киле-Вике (рис. 25). Однако в данном случае это имеет меньшее значение, поскольку надстройка очень широка внизу по сравнению со своей высотой, вследствие чего она работает как подпорная стенка и едва напрягает анкера. Кроме того поскольку стена надстройки соединена при помощи болтов со схватками шпунтового ряда, верхний анкер сам по себе мог бы совершенно отсутствовать; однако он нужен во время производства работ для того, чтобы перед укладкой бетона привести в надлежащее положение железную арматуру надстройки.

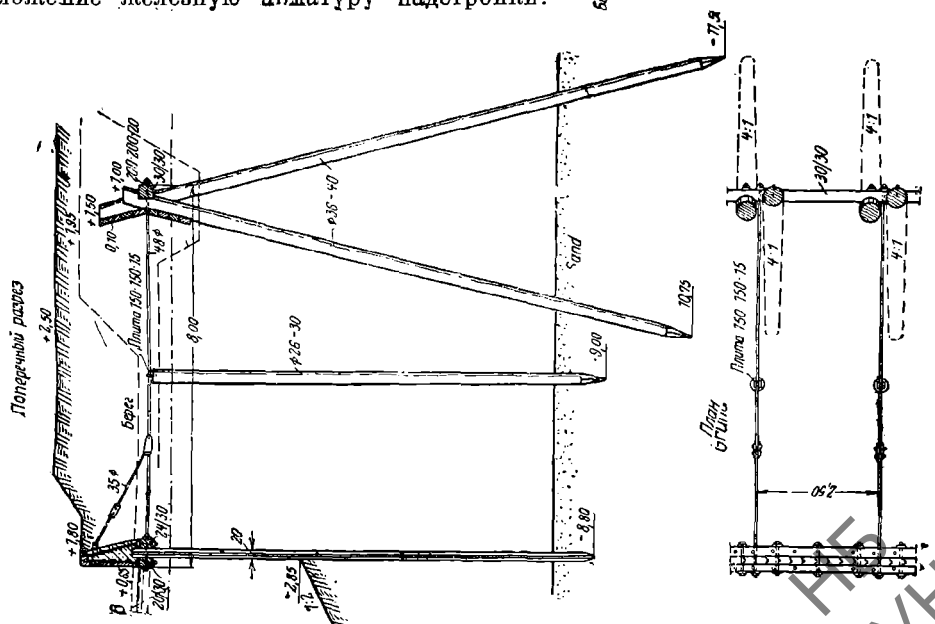


Рис. 27. Береговая подпорная стенка Рейерсдорфской пристани в Штеттине; построена в 1925 г. (относительно положения узловых фасонных листов у анкеров ср. текст).

Хорошо сделанной железобетонной надстройкой является изображенное на рис. 28 береговое подпорное сооружение, выполненное в 1926 г. в Трептове. Такой способ постройки является очень подходящим для внутренних вод-

НБ БНТУ (ДГТ)

ных путей. Шпунтовый ряд толщиной в 12 *см*, схваченный поверху легкими парными схватками, поддерживает уложенную над верхним его краем и схватками тяжелую железобетонную балку, на переднем крае которой возведена железобетонная стена толщиной понизу в 18 и поверху в 11 *см* таким образом что надстройка образуется опорной стеной, имеющей форму угольника

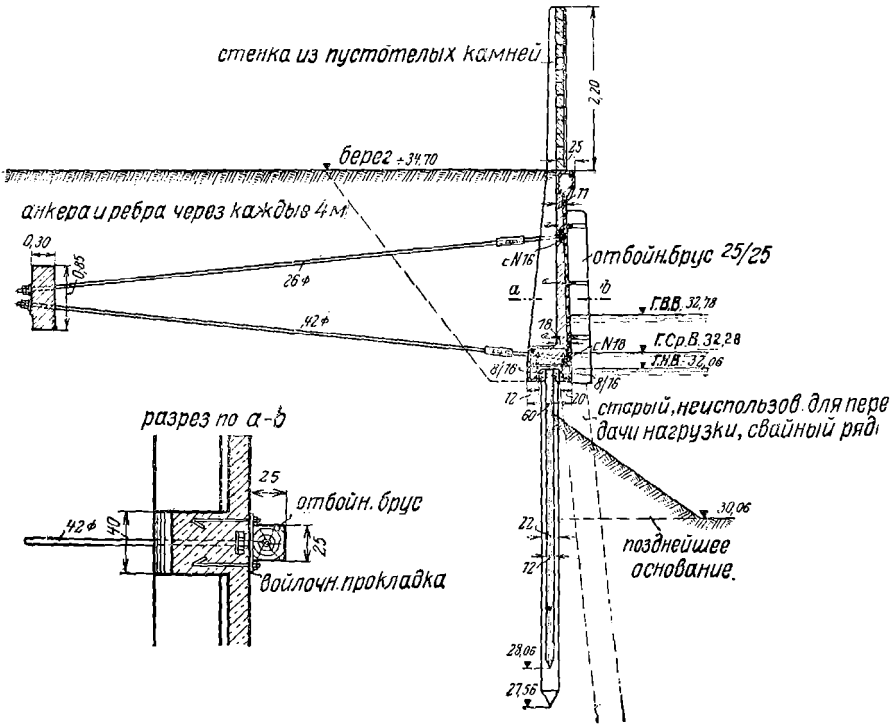


Рис. 28. Береговая подпорная стенка в Трептове; построена в 1926 г.

Железобетонная балка укреплена с задней стороны через каждые 4 *м* анкерами; над этими анкерами стена с задней стороны усилена ребрами жесткости, расположенными между ней и балкой; кроме того она захватывается еще другим анкером. Оба анкера расположены один над другим и направлены к общей непрерывно продолженной плите. Анкера захватывают своими передними концами расположенные в стене и проходящие без перерывов швеллера; непосредственно за стеной находится стяжная муфта, так что головная часть анкера имеет небольшую длину.

2. ЖЕЛЕЗНЫЙ БОЛЬВЕРК.

Железный больверк самой простой конструкции с примыкающим сверху замощенным откосом изображен на рис. 29, представляющем береговое укрепление рыболовной пристани в Кольберге, сооруженное в 1928 г. Пластины — длиной в 5 *м*, размера 1а, системы Ларсена, железные, стандарта № 37 (с добавлением меди). Анкера приложены к верхней насадке; насадка коробчатой формы с совершенно гладкой передней поверхностью составлена из уголка одной У-образной железной балки и перекрывающей их железной полосы. Анкерные гайки помещаются во впадинах стены.

На пристани при руднике «Вильгельмина-Виктория» горнопромышленного общества Гиберния в Гельзенкирхене сооружен в 1926 г. железный боль-

верк из пластин системы Ларсена размера IV, длиной 10,5 *м* (рис. 30). Шпунтовая стенка схвачена поверху двумя железными уголками, над которы-

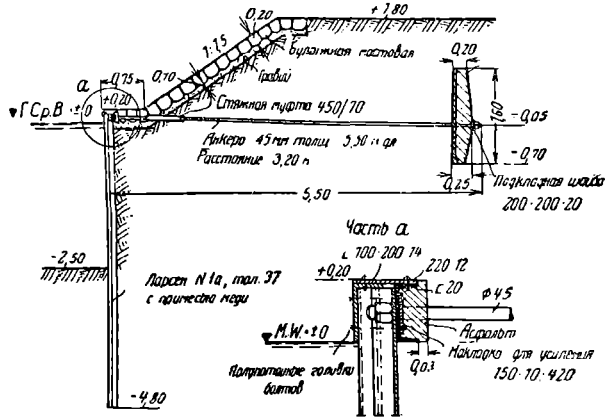


Рис. 29. Железная береговая подпорная стенка пристани рыболовных судов в Кельберге; построена в 928 г.

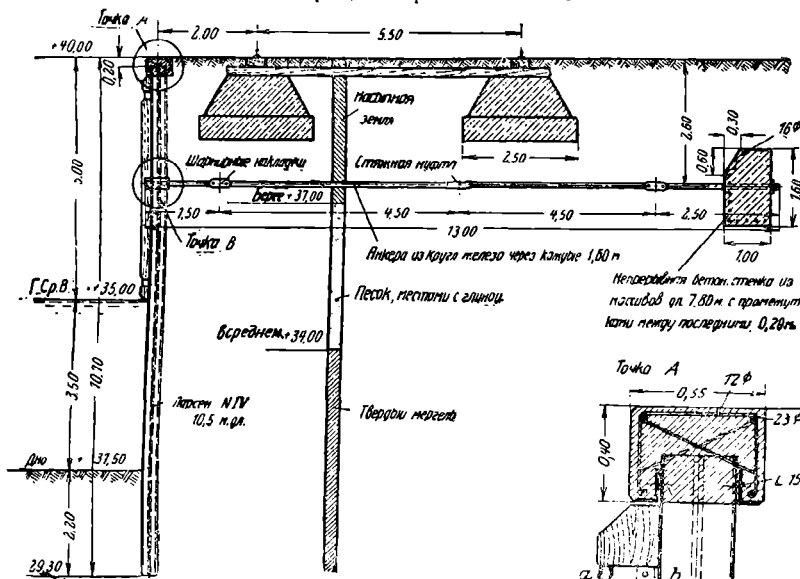


Рис. 30. Железная береговая подпорная стенка пристани при руднике «Вильгельмина-Виктория»; построена в 1926 г.

ми положена прочная насадка из железобетона. Расположенные на расстояниях 1,60 *м* анкера из круглого железа закрепляются армированной анкерной плитой, состоящей из отдельных массивов длиной в 7,80 *м*, установленных с промежутками в 0,20 *м*, так что каждым таким массивом удерживается 5 анкеров. Позади сооружения находится рельсовый путь для крана, уложенный по двум тяжелым, проходящим без перерывов бетонным стенам. Анкера больверка должны были быть пропущены под этими стенами и в целях возможного ограждения их от влияния просадок

НБ ДИИТ

снабжены шарнирными накладками, расположенными непосредственно за стеной и перед анкерной плитой. Устройство проушин для шарниров накладок на концах сравнительно длинных анкерных стержней не может

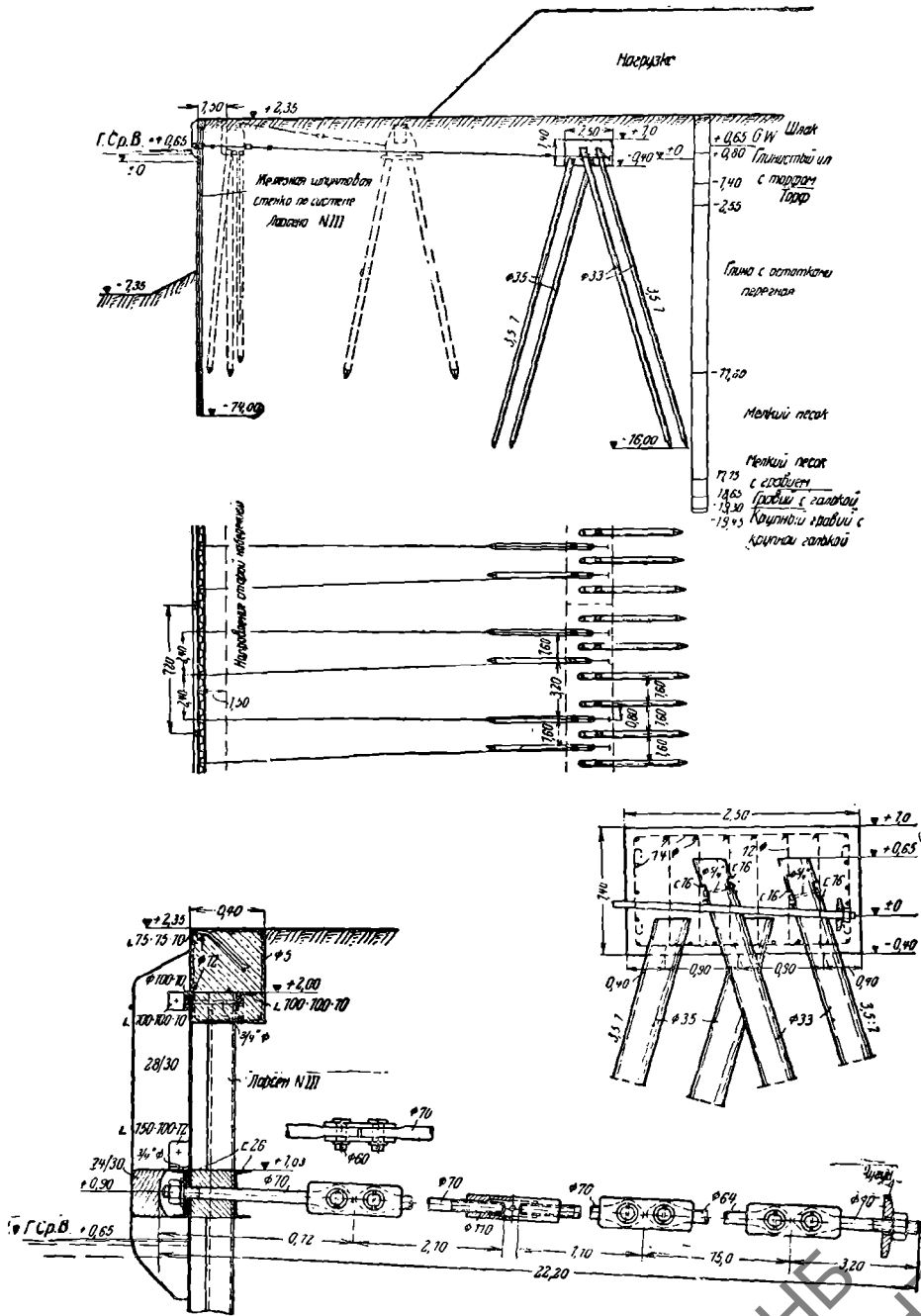


Рис. 31. Железная береговая стенка в Штеттине; построена в 1926 г.

не вызывать известных сомнений (ср. стр. 54 и 55). Шпунтовая стенка защищена с передней стороны вертикальными отбойными брусьями.

НБ УДУНТ (ДНТ)

У возведенного в 1926 г. в Штеттине берегового ограждения (рис. 31) конструкция насадки железной шпунтовой стенки (Ларсен, размер III) напоминает описанную в предыдущем примере. Верхнее ребро железо-

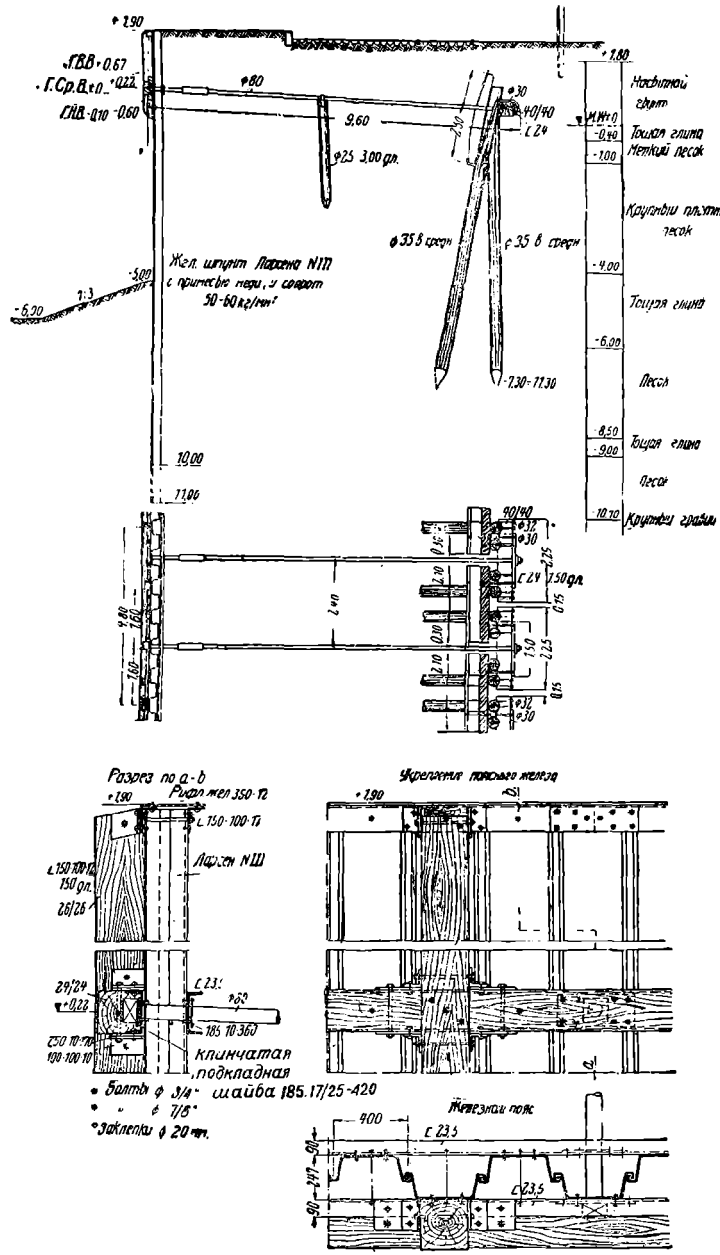


Рис. 32. Железная береговая стенка гавани Кельберг; построена в 1927 г. (недостатки: невыгодное устройство анкеров, ср. текст).

бетонной насадки предохранено здесь посредством бортового железа. Анкера также разделены на части шарнирными накладками и стяжными муфтами (следует сравнить с этим данные, приведенные на стр. 56 и далее). Анкерной заделкой служит проходящая без перерывов бетонная стена, передающая

НБ УЛНТ (ДГТ)

давление глубоко лежащему материку при помощи работающих на сжатие и растяжение деревянных свай. Бетонная стена имеет в высоту 1,40 *м* и в ширину 2,50 *м*; она состоит из отдельных массивов длиной каждый в 9,60 *м*, соединяющихся друг с другом впритык. Сваи, подверженные сжатию, залущены в бетон, а работающие на растяжение удерживаются забетонированными парными схватками из швеллеров № 16. Каждые четыре из расположенных на расстояниях в 2,40 *м* анкеров направлены к одному бетонному массиву, который может рассматриваться как насадка над анкерным свайным кустом, состоящим из 8 сжатых и 12 растянутых свай. Анкера расположены всегда над рядами сжатых свай.

У выстроенного в 1927 г. железного подпорного сооружения в Кольберге (рис. 32) верхняя насадка образована только двумя железными уголками, перекрытыми сверху рифленым железом. Насадка расположена на передней стороне вровень со стеной. Анкера прихвачены к анкерному поясу, состоящему из V-образных железных полос, и направлены к анкерной насадке, охватывающей 4 анкерных сваи. Перед каждыми двумя сваями анкерного свайного куста и каждыми двумя сваями соседнего куста подвешены соединительные железобетонные плиты. Такой способ укрепления анкерами первоначально не имелся в виду. Его пришлось применить уже по ходу работы ввиду неожиданно тяжелых грунтовых условий. При ограниченности пространства проходящая без перерывов железная анкерная стенка была бы более удобна.

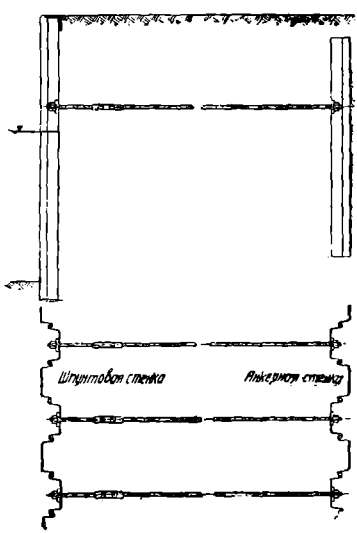


Рис. 33. Железный больверк без поясов.

На рис. 33 изображена конструкция позволяющая обойтись без особых анкерных поясов. Стена больверка в этом случае скрепляется анкером с образованным из шпунтовых пластин анкерным щитом таким образом, что анкера из круглого железа помещаются везде во впадинах обеих шпунтовых стенок. Анкерные гайки опираются на прочные подкладные плиты из сварочного железа или литой стали.

В последнее время в особенности для стен шлюзовых камер и шлюзовых водонаправляющих устройств все в большем количестве возводят железные береговые сооружения с совершенно гладкой лицевой стороной, помещая анкерный пояс на задней стороне стены. Анкерный пояс всегда является в такого рода сооружениях элементом, наиболее подверженным ржавчине. Будучи помещен на задней стороне стены, он предохраняется лучше, так как не подвергается действию прибоя волн и ледохода, угрожающих ему при расположении на лицевой стороне. От вредных химических влияний почвы и грунтовых вод анкерный пояс может быть хорошо предохранен густым слоем гудрона, который не мог бы держаться на лицевой стороне; указанными преимуществами окупается недостаток подобного расположения, заключающийся в невозможности возобновления окраски. Равным образом и на море при ограждении железными стенками волноломов и молов выгодно по той же причине устраивать анкера с обратной стороны.

Самым важным преимуществом такого решения вопроса для всех сооружений, к которым пристают или вдоль которых проходят суда, является однако то, что в этом случае можно обойтись без устройства отбойных приспособлений, требующих больших издержек на поддержание их в исправном виде. Речные суда в достаточной мере защищены своими буртиками. У морских судов обшивка, правда, скользила бы непосредственно вдоль стенки больверка, потому что едва ли можно было бы, как это обычно принято в других случаях на морских судах, вешать кранцы за бортом между судном и береговым сору-

жением, так как кранцы зацеплялись бы во впадинах волнообразной стенки. Однако можно считать вполне допустимым и непосредственное соприкосновение железа остова судна и железной стенки больверка. В Бремерхафене во

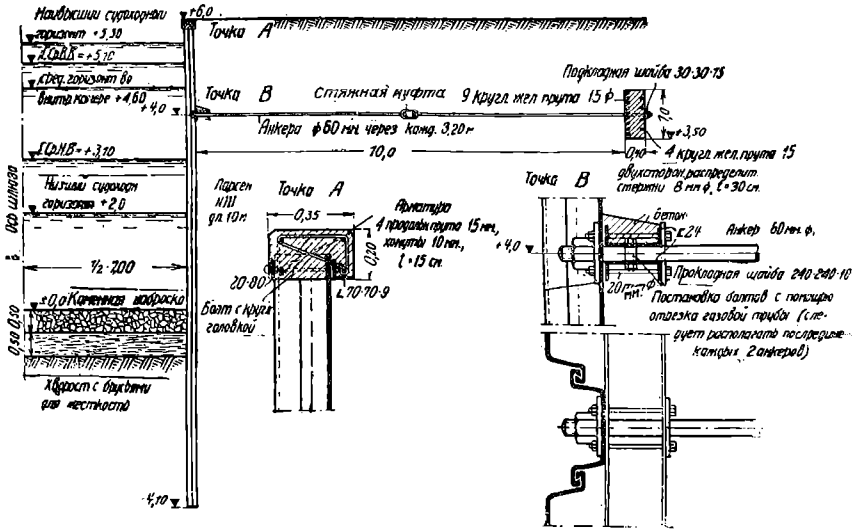


Рис. 34. Железная камерная стенка Рейтского шлюза (Гозе-Эльба) в Гамбург-Рейтбруке; построена в 1924 г.

всяком случае не возникало никаких опасений по этому поводу, так как здесь передняя стенка набережной Колумба и нового Северного шлюза устроена из ларсенского железа с поясом, расположенным сзади. При этом задним сторонам ларсенского железа придана при прокатке закругленная форма для того, чтобы судно легче могло скользить вдоль сооружения теми местами, где листы судовой обшивки склепаны внахлестку. В районе внутреннего судоходства и в особенности для часто используемых шлюзовых направляющих устройств и стен шлюзовых камер способ постройки с лежащим позади поясом пользуется уже широким распространением.

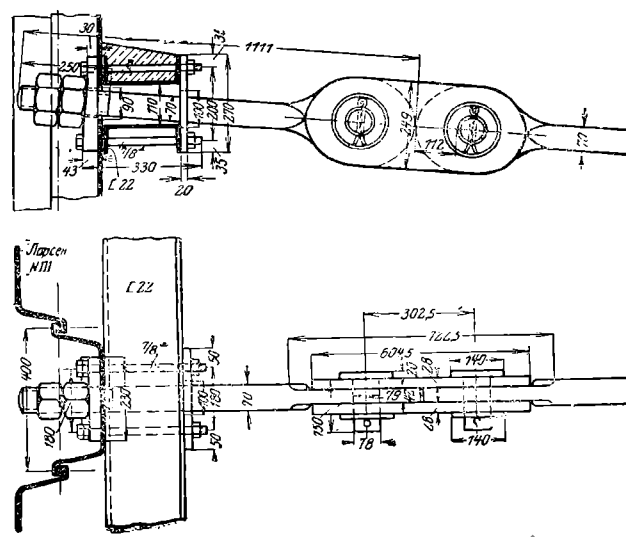


Рис. 35. Железное направляющее устройство Рурского шлюза в Дуисбург-Руротре; пояса и шарнирноболтовое соединение анкеров; построена в 1924—1925 гг.

Примером может служить стенка камеры Рейтского шлюза Гозе-Эльбе в Гамбург-Рейтбруке (рис. 34), построенная в 1924 г. Анкерный пояс состоит из двух швеллеров № 24, стенки которых расположены горизонтально, а швел-

НТБ УДИНГ (ДИТ)

лера лежат один над другим на расстоянии, позволяющем анкерам из круглого железа проходить между ними. Верхнее V-образное железо заполнено бетоном, скошенным на верхней поверхности для стока воды. Стена замыкается сверху железобетонной насадкой, выдающейся вперед только на толщину железной полосы, прикрепленной посредством болтов с круглыми головками к передней стороне железных пластин.

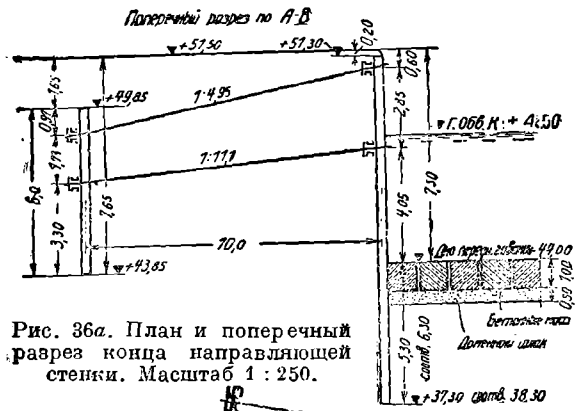


Рис. 36*а*. План и поперечный разрез конца направляющей стенки. Масштаб 1 : 250.

В сооружении Рурского шлюза в Дуисбург-Руротре анкерный пояс (рис. 35) также находится на задней стороне стены Анкер расположен здесь в наклонном направлении, и поэтому расстояние между образующими пояс V-образными полосами больше. Подкладная шайба анкерных гаек имеет клинообразную форму в соответствии с наклонным положением анкера. Рисунок, помимо конструкции пояса, показывает еще и конструкцию шарнирного болтового соединения, устроенного непосредственно около пояса.

В качестве дальнейшего примера железной шпунтовой стенки с расположенным с задней стороны анкерным поясом представлена на рис. 36 железная стенка пристани перед шлюзом Даттельн, сооруженная в 1927 г. Изображенная здесь конструкция железной стенки и способ укрепления ее анкерами оказались при постройке шлюзов на канале Везель-Даттельн наиболее целесообразными и могут служить образцом. Рис. 36*а* представляет поперечное сечение стенки с устройством анкеров и наружный конец стенки в плане. Направляющие стенки расходятся по направлению из шлюза в канал в виде воронки. У наружного конца они проходят на коротком протяжении в одном направлении с осью шлюза и затем сворачивают, направляясь перпендикулярно к откосу. Поворот сделан не круто, что имело бы место в случае применения углового, а, как это показано на рисунке, закруглен путем установки жедезных пластин по очертанию четверти круга, и последующей забивки их в таком положении. При применении для Ве-

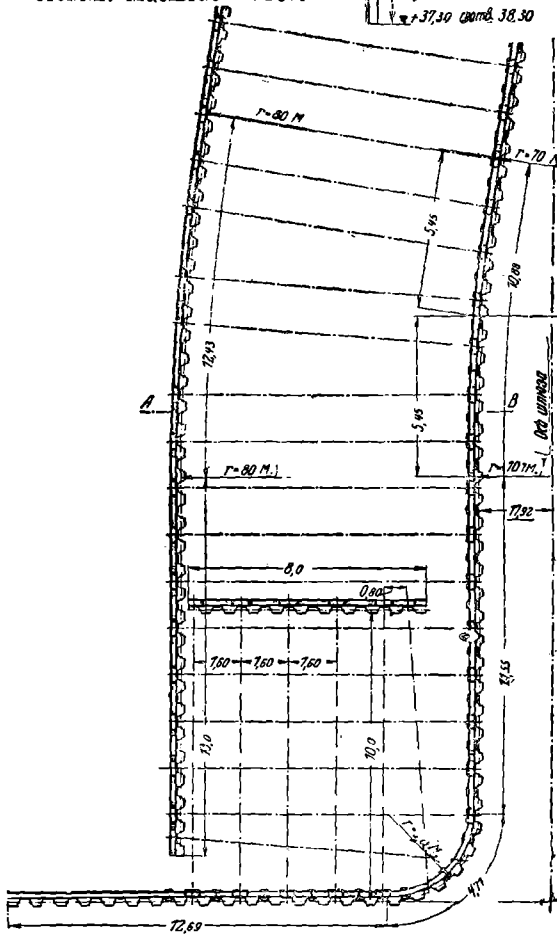


Рис. 36*а—е*. Железная направляющая стенка нижней пристани перед шлюзом Даттельн (канал Везель-Даттельн); сооружена в 1927 г.

зель-Даттельнского канала пластин системы Ларсена закругление может быть выполнено без каких-либо затруднений, так как пластины имеют в замках достаточный зазор. Направляющая стенка прикреплена двойным рядом анкеров к расположенным с задней стороны анкерным щитам, образованным также из шлюзных шпунтин. Верхний анкерный ряд изображен на рис. 36,b в плане, а на рис. 36c — в деталях. Как для направляющих стенок, так и для анкерной стены пояса образуются парой лежащих один над другим швеллеров № 18, горизонтально проходящих вдоль стенок с расстоянием в 220 *мм* в свету между спинками. У анкерной стенки швеллера № 18 через каждые 80 *см* усилены для жесткости задвинутыми между ними кусками швеллерного железа № 22 длиной 180 *мм*, полки которых сболчены со стенками швеллеров № 18. Дальнейшее увеличение жесткости достигается подкладными шайбами анкеров, расположенных через каждые 1,60 *м*. Направляющей стенке не придана жесткость посредством помещения железных частей между швеллерами

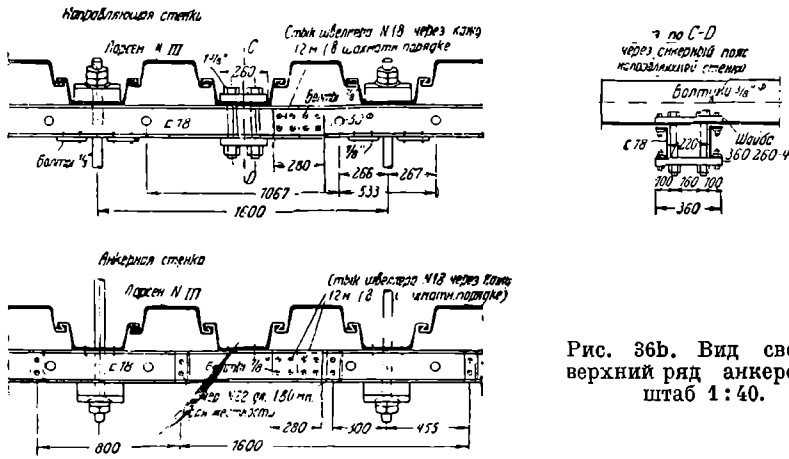


Рис. 36b. Вид сверху на верхний ряд анкеров. Масштаб 1:40.

№ 18, но зато обращенные в разные стороны полки швеллеров № 18 соединены двумя планками толщиной в 20 *мм* (при ширине 175 *мм* и высоте 360 *мм*). Кроме того в каждой впадине шпунтовой стенки между анкерами, укрепленными через одно углубление, увеличение жесткости достигается двумя планками толщиной 40 *мм* и шириной 260 *мм*, при высоте, равной высоте анкерного пояса (360 *мм*), скрепленными между собою посредством болтов; одна из планок располагается с наружной стороны стены во впадине, а другая с задней стороны пояса (рис. 36b, разрез *C—D*). Поясные швеллера № 18 взяты длиной в 12 *м*. Стыки их расположены в шахматном порядке и перекрыты накладками также из швеллеров № 18.

Подкладные шайбы анкеров одинаково устроены как для направляющей, так и для анкерной стенки. Они сделаны из литой стали, имеют в толщину 50 *мм* и снабжены косыми отверстиями для анкеров. Между двойными анкерными гайками и подкладными шайбами помещены малые планки, соприкасающиеся с большими подкладными шайбами по шаровой поверхности, между тем как со стороны гаек поверхность их плоская (см. деталь на рис. 36c). Благодаря такой конструкции опорных частей анкера в случае осадок грунта или в результате неточности забивки могут перемещаться в любом направлении без вывертывания гаек и неблагоприятных напряжений в нарезках. Для возможности подобных перемещений в местах прохода анкеров через шпунтовую стенку и большие подкладные шайбы оставлен достаточный зазор.

Направляющая стенка перекрыта сверху насадкой из литой стали, прикрепленной к двум железным уголкам и соединяющей их железной полосе (рис. 36d). Насадка совершенно гладкая для облегчения скольжения по ней буксирных канатов, проходящих по каналу барж. На рис. 36e указано, каким образом стенка примыкает к каменной кладке шлюза.

УКАЗ (ДИТ)

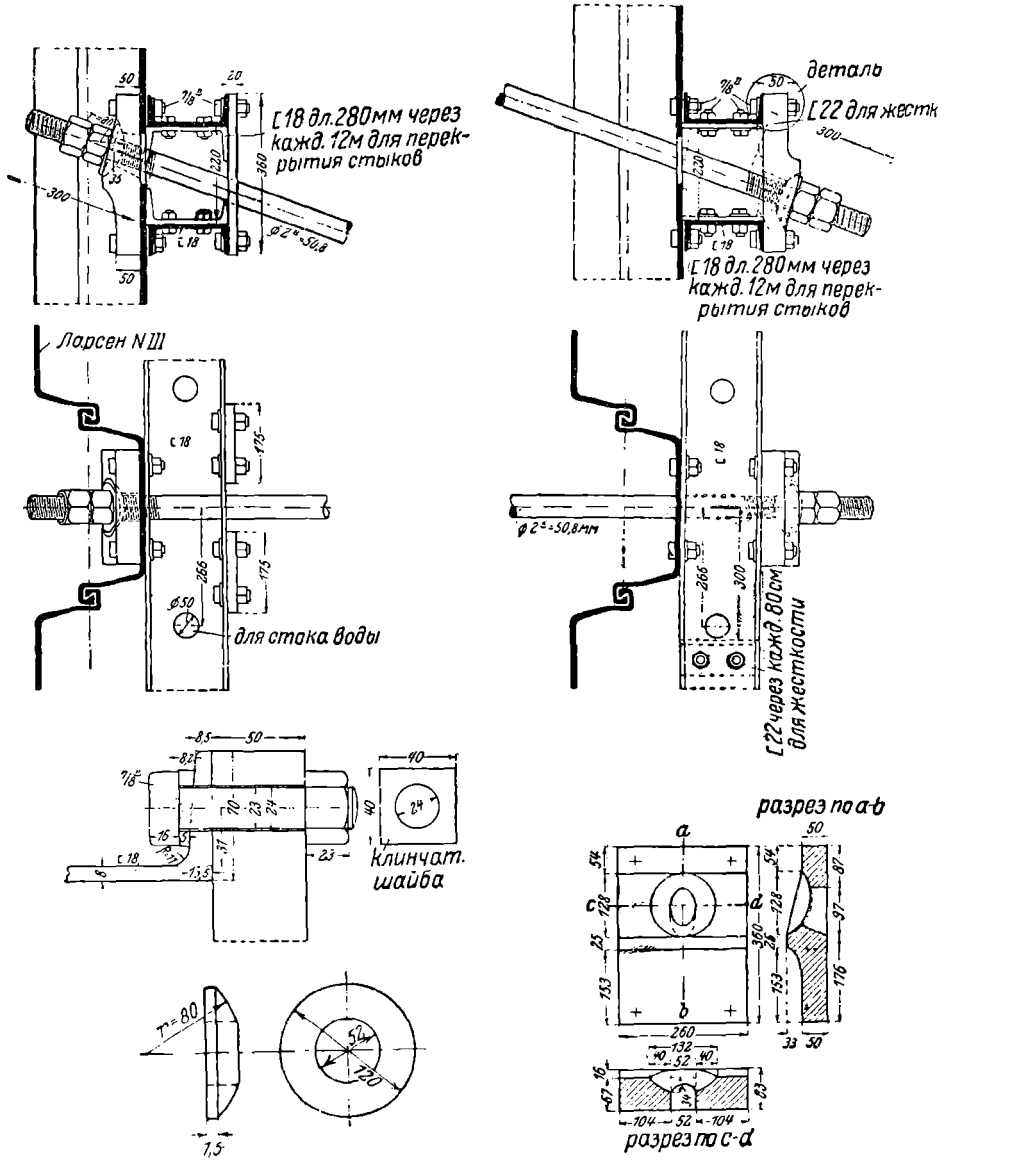


Рис. 36c. Соединения верхних анкеров. Масштаб 1:16²/₃. Деталь, масштаб 1 : 4. Анкерные плиты, масштаб 1 : 7 и 1 : 15.

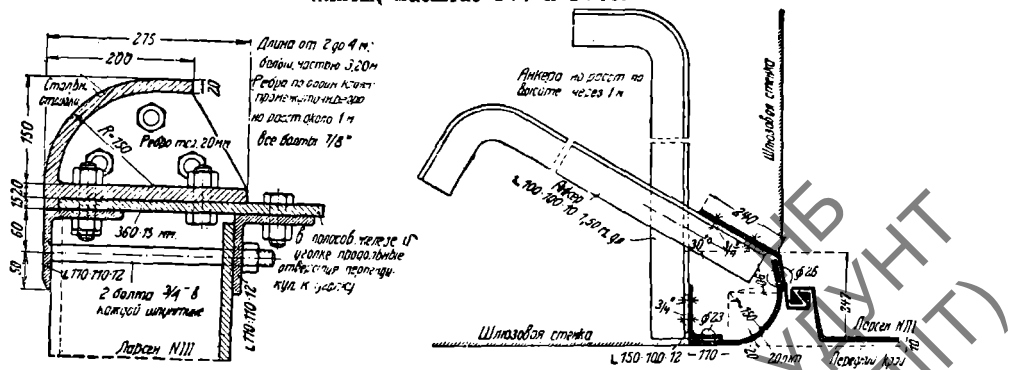


Рис 36d, e. Верхнее перекрытие направляющей стенки.

НБ УГЛУНТ (ДПТ)

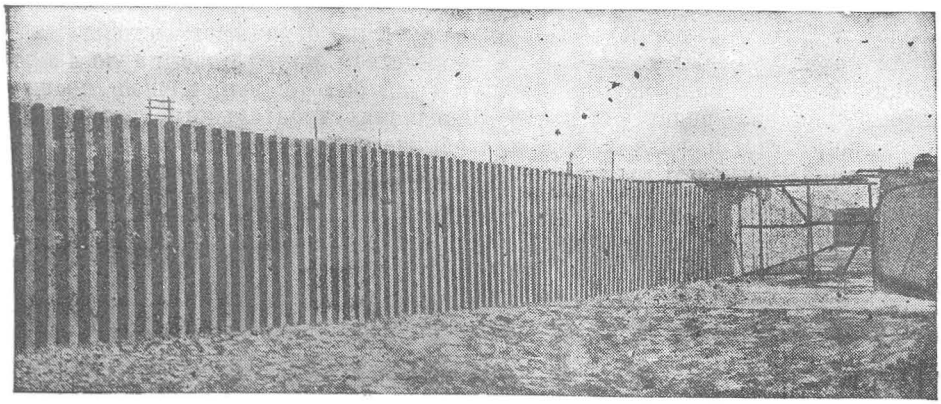


Рис. 37a. Вид снаружи.

Рис. 37a—c. Железная направляющая стенка в нижней пристани перед шлюзом во Флеггсейме (канал Везель-Даттельн). Построена в 1925—1926 гг. Нижние анкера уже уложены, а для верхних прикреплены пояса.

На рис. 37c дано несколько фотографий построенной направляющей стенки у шлюза во Флеггейме на Везель-Даттельнском канале, почти в точности соответствующей по своей конструкции стенке в Даттельне. На фотографиях видна забитая стенка в готовом виде перед напуском воды в шлюз. Нижний ряд анкеров готов и отчасти уже покрыт грунтом, заполняющим обратную сторону; для верхнего ряда прикреплены анкерные пояса с ребрами жесткости и подкладные шайбы анкеров; перекрытие стенки еще не сделано. Конструкция отличается от примененной в Даттельне только тем, что планки жесткости поясов направляющей стенки, расположенные между анкерами, в данном случае отсутствуют. Из рис. 37a—b можно усмотреть, что стенка имеет безупречно гладкую поверхность и суда могут скользить вдоль, не испытывая каких-либо повреждений.

На рис. 38 представлен железный больверк, построенный в течение 1916 и 1917 гг. в гавани Экерн-

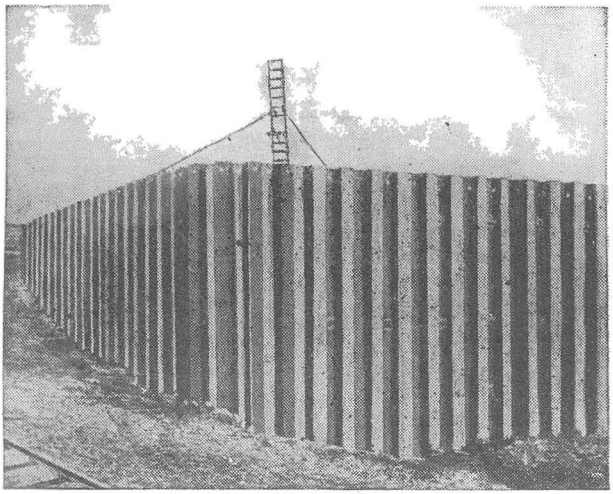


Рис. 37b. Угол стенки снаружи.

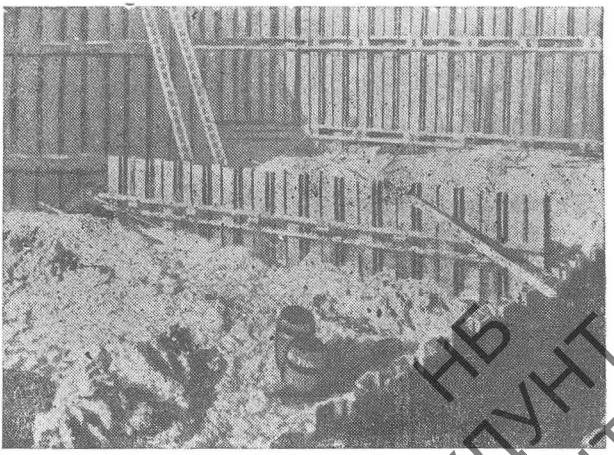


Рис. 37c. Угол стенки изнутри; на переднем плане — анкерные стенки.

НБ УДУНТ (ДНТ)

ферде[1] в качестве волнолома. Это сооружение ограждает местность, на которой морским ведомством сделана посредством намыва насыпь до 4 *м* выше уровня средних вод; насыпь должна была быть с величайшей поспешностью укреплена ввиду близости окончания строительного сезона. Ввиду этого покрытие в виде замощения обычного типа в данном случае являлось неприменимым. Стенка во избежание появления в ней больших напряжений была устроена с уклоном 3 : 1. Забивка свай при таком уклоне не представляла затруднений; стенке было придано даже ломаное очертание в плане, причем повороты без всяких затруднений выполнялись путем включения в шпунтовый ряд клинообразных пластин.

Представленное на рис. 39 береговое подпорное сооружение, выполненное в течение 1925 и 1926 гг. в Кельнской пристани[2], устроено из ларсенских шпунтовых пластин (коробчатая стенка «Унио» Поперечное сечение коробчатых шпунтин изображено на рис. 40 Обе коробчатые шпунтины забиты под общим оголовком вместе с соединительной железной частью, имеющей форму двутавра Грунт в основании состоит из песка и гравия, очень крупного во многих местах. На уровне дна пристани лежит особенно твердый железистый слой толщиной от 1 до 1,5 *м* который не удалось пробить деревянными или железобетонными сваями. Грунт внутри коробчатых шпунтин сжимался настолько, что после забивки его верхняя поверхность лежала здесь в среднем приблизительно на 2 *м* ниже ее естественного уровня. После этого во внутреннюю часть коробчатых пластин были подвешены железные круглые прутья, а пустое пространство, в среднем доходившее до 2 *м* ниже естественного уровня, заполнено бетоном. Наверху железные прутья арматуры выходили из коробчатых шпунтин наружу, давая возможность осуществления хорошего присоединения расположенной выше железобетонной стены, служащей завершением железной стенки. Самая стенка снабжена поверху анкерным поясом, состоящим из двух швеллеров № 30. Пояс и верх ее расположены по указанному на рис. 39 способу в опорной части железобетонной стены. Последняя опирается кроме того на одиночные коробчатые шпунтины, забитые в 0,70 *м* позади сплошной стенки с промежутками в 5,52 *м*. Стенка прикреплена анкерами, расположенными на расстояниях 1,84 *м* друг от друга и захватывающими вышеуказанный пояс, к находящейся на расстоянии 14 *м* позади нее сквозной железобетонной плите. Между анкерами и завершающей стенку железобетонной стеной оставлены достаточные зазоры для обеспечения возможных перемещений анкеров.

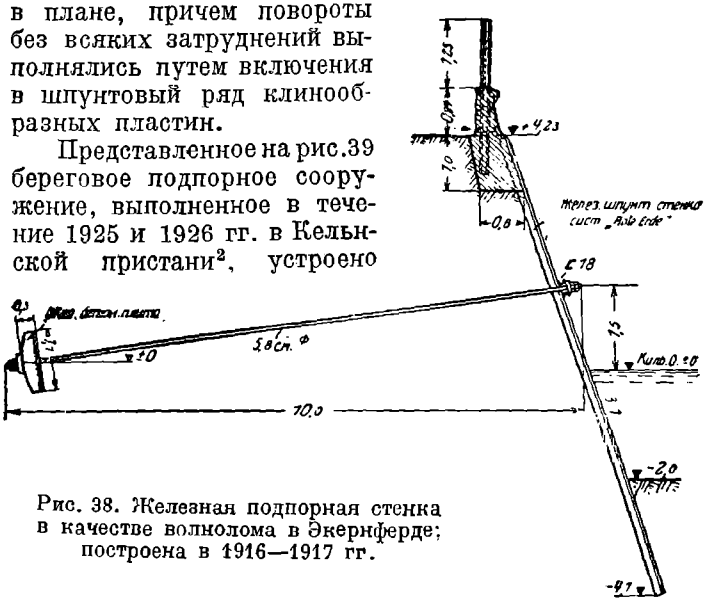


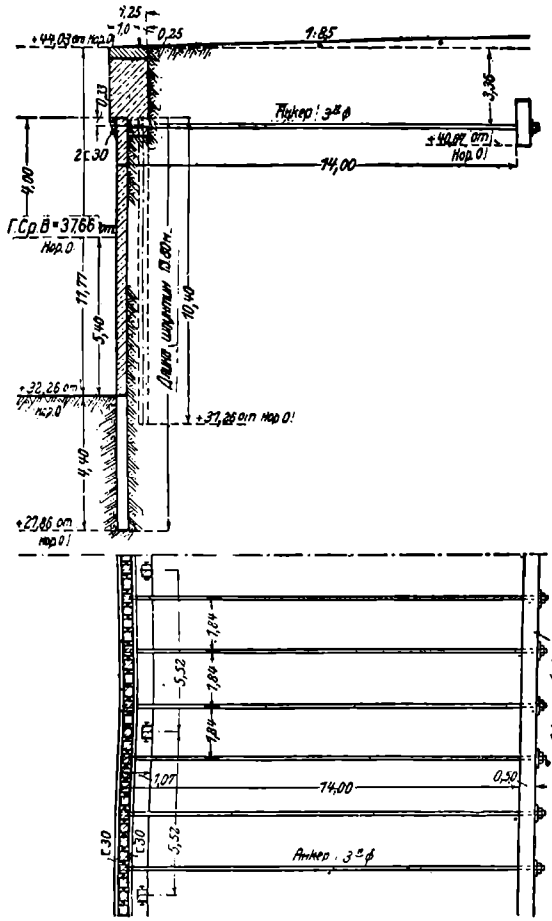
Рис. 38. Железная подпорная стенка в качестве волнолома в Экернферде; построена в 1916—1917 гг.

Коробчатая стенка «Унион» была применена несколько позже в качестве камерной стенки для шлюзов Фридрихсфельде и Гюнксе Везель-Даттельнского канала[3]. Грунтовые условия в основаниях обоих шлюзов были очень затруднительны, так как до значительной глубины залегали слои мелкого илистого песка с примесями глины. В особенности у Гюнксе нижние напластования грунта были совершенно неоднородны. Основывать шлюзовые уст-

[1] «Zentralbl. der Bauv.», 1920, стр. 206, рис. 2.
[2] См. также «Bautechnik», 1927, стр. 595.
[3] «Bautechnik», 1929, стр. 251 и 279, рис. 11 и 11а.

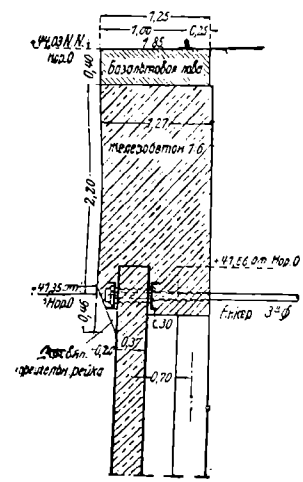
НТБ УДУВГ (ДІІТ)

ройства на сваях не представлялось возможным ввиду наличия опасности наклона свай и разрушения свайного основания при весьма вероятной осадке косогора. Устройство основания при помощи опускных колодцев или кессонов было связано с большими затратами. У Гюнксе представилась возможность основать головы шлюзов на крепкой, способной выдерживать нагрузку глине; у Фридрихсфельде это удалось сделать только для верхней головы, нижняя же была опущена до достаточно крепкого основания помощью кессона глубиной в 12 *м*. Головы шлюзов были сделаны бетонными V-образного сечения, способными оказывать сопротивление изгибу в основании. Стены обоих шлюзов образованы поставленными несколько наклонно шпунтовыми пластинами свободной высотой в 12 *м*—у Гюнксе размером № 1с и у Фридрихсфельде размером № 1 (рис. 41).



Дно шлюзных камер между обеими стенами образовано распорными железобетонными балками, имеющими в высоту 1,40 *м* и в ширину 3 *м* и снабженными сквозными швами с таким расчетом, чтобы помещенные между ними шестигранные бетонные призмы с открытыми прорезями могли служить для выравнивания горизонтов воды в камерах. Ввиду этого дно шлюза не может противодействовать изгибающим усилиям, служа лишь опорой для железных стенок.

Железные шпунтины обладают сопротивлением от 50 до 60 *кг/мм*^{2} и содержат около 0,3% примеси меди. При устройстве заполнения с обратной стороны стенки было обращено внимание на то, чтобы железные части соприкасались только с чи-



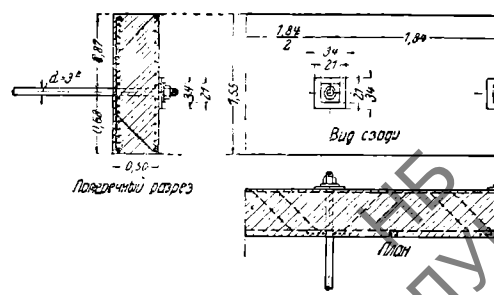


Рис. 39. Железная стенка Кельнской пристани (коробчатая стенка «Унион»). Построена в 1925—1926 гг.

ЦБ УДУТ (ДІІТ)

стым песком, образующим с железом согласно данным опыта задерживающее распространение ржавчины силикатное соединение. Отдельные пластины уже при вальцовке были покрыты битумосодержащей предохранительной окраской, которая была после забивки еще раз возобновлена в открытых местах.

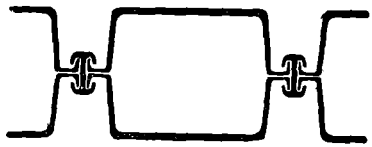


Рис. 40. Коробчатые пластины Ларсенской стенки (коробчатая стенка «Унион»).

Пластины стенок Гюнксе имели в длину 20 *м*, длина же пластин для камерных стенок в Фридрихсфельде колебалась от 20 до 28 *м*. Стенки были забиты без особых направляющих приспособлений, лишь на дна котлована были уложены тяжелые парные схватки из V-образного железа. Ввиду большой высоты стенки нельзя было забивать вместе по нескольку шпунтин. Для облегчения вдвижения шпунтин в забитые уже пластины замковая часть была разделена так, что в каждой пластине на ее свободной стороне («впереди») была прикреплена нижняя часть, а на стороне уже забитой пластины—верхняя часть замкового железа. Благодаря этому

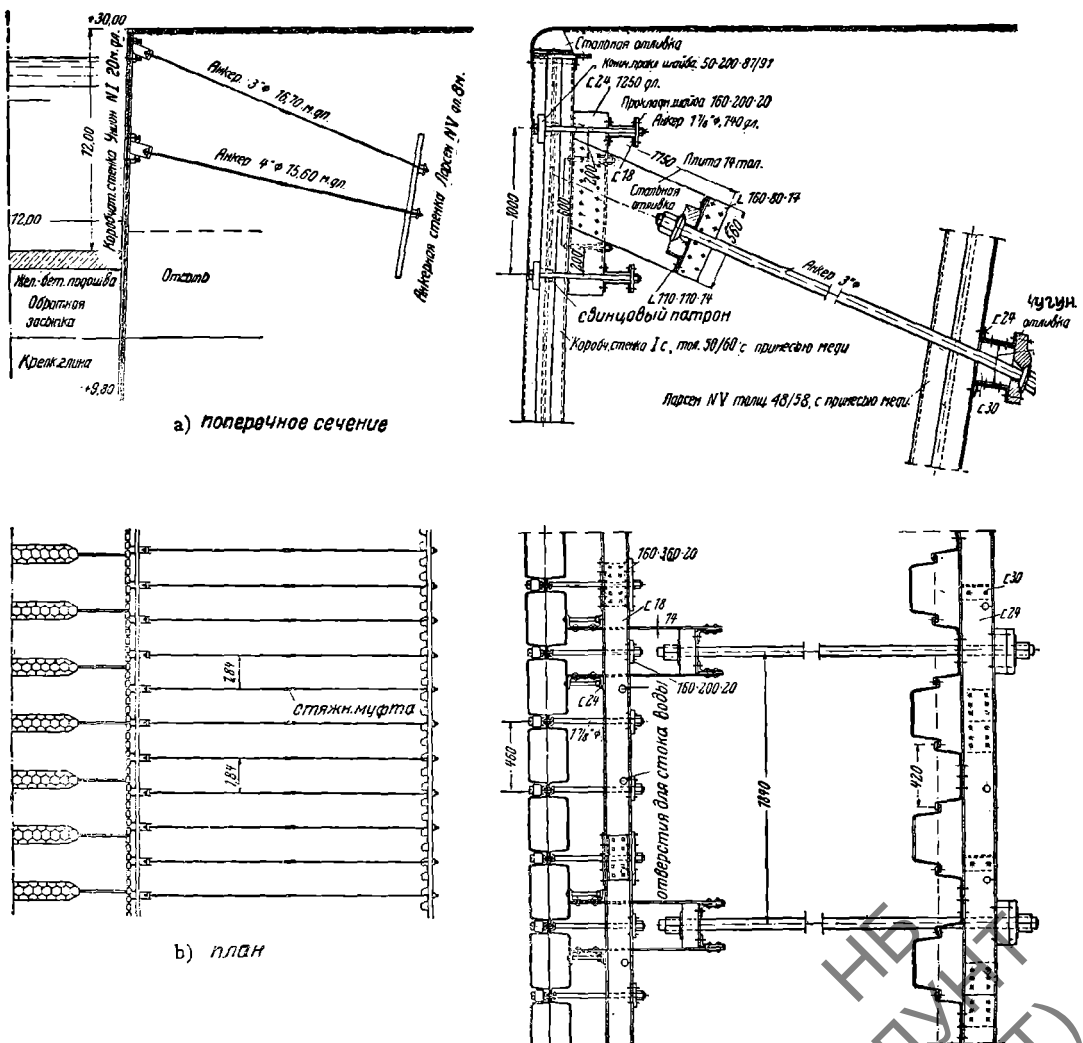


Рис. 41. Железная камерная стенка шлюза Гюнксе канала Везель-Даттельн (коробчатая стенка «Унион»), сооружена в 1927—1928 гг. *a*—поперечный разрез; *b*—план; *c*—детали анкерных скреплений.

НБ УДУВТ (ДИТ)

места сопряжения лежали ниже на длину верхней части замковой полосы. При производстве работ по постройке обоих шлюзов очень часто вызывало затруднения то обстоятельство, что при забивке увлекалась соседняя соединительная замковая полоса; во избежание этого неудобства ее верхней части придавали длину приблизительно на 1 *м* больше проектной.

Вследствие включения между коробчатыми пластинами замковых железных полос стенки были сравнительно нежестки и упруги и, не будучи еще укреплены анкерами, давали значительные деформации в виде складок, исчезнувших однако после устройства анкерных ригелей. Стенкам камер без затраты особых усилий могла быть придана совершенно плоская поверхность. Они прикреплены анкерами к анкерным стенкам из ларсенского железа размера V, расположенным приблизительно на расстоянии 15 *м*. Как видно на рис. 41, сделано два ряда анкеров один под другим. Анкера захватывают

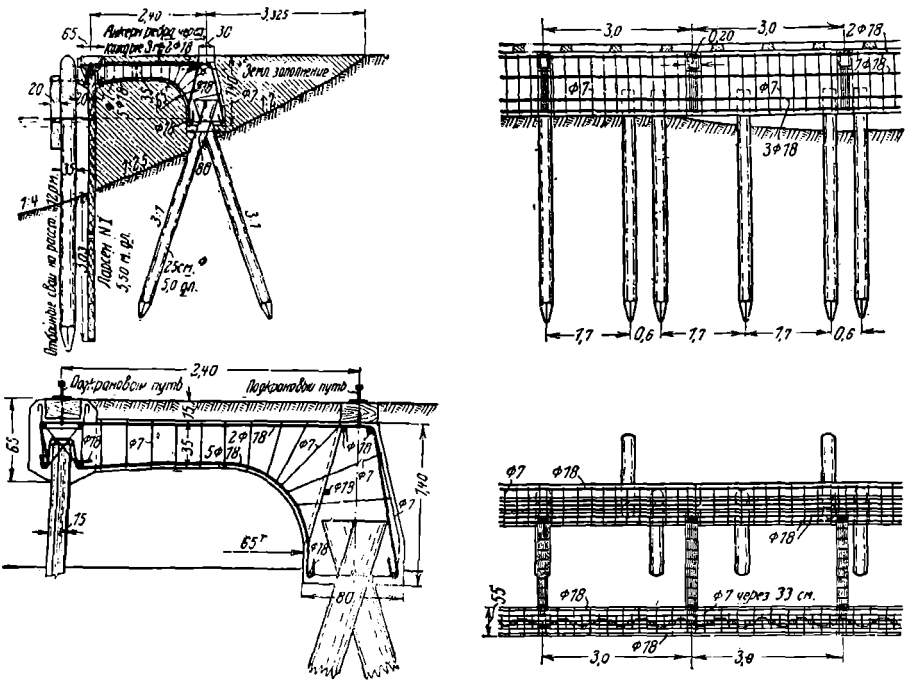


Рис. 42. Железная подпорная стенка с железобетонными анкерами пристани Любеке в Вестфалии. Сооружение 1919 г.

при помощи шаровых шарнирных планок и скрепляющих фасонных листов за вертикальные ригеля, зажатые при помощи винтов в стенке и парою расположенных с обратной их стороны анкерных поясов; при этом винты проходят через соединительные железные полосы. Отверстия в замочных полосах водонепроницаемо заделываются помощью свинцовых патронов. По середине анкеров расположены стяжные муфты. Шаровые шарнирные планки у обоих концов анкера предоставляют анкерам возможность значительных перемещений во время засыпки с обратной стороны стены шлюза и в особенности при возможных осадках косогора. Анкерное устройство, в том числе и анкерные стенки, сделано из стали с примесью меди.

Песчаная засыпка с задней стороны камерных стен сделана при помощи намыва, дабы по возможности уменьшить перемещения анкеров. Действительно никакого наклонения стенок в сторону воды не было обнаружено. После того как засыпка была закончена, отдельные коробчатые шпунты были залиты бетоном для придания им жесткости. В качестве завершения стены по верху ее уложены коробки конструкции, подобной представленной на рис. 36.

НБ УГЛТУ (ДГТ)

Благодаря применению железных стенок для обоих шлюзов, несмотря на весьма неблагоприятные грунтовые условия, была достигнута значительная экономия по сравнению со стоимостью устройства их из бетона. Этот способ оказывается выгодным также и при обычных грунтах. В каждом отдельном случае необходим однако поверочный расчет. Железные стенки в камерах судоходных шлюзов применены для шлюза в Гемелингене (построен в 1906 г. клепаная стенка — системы Ларсена), для Рейтского шлюза в Гамбург-Рейтбруке (построен в 1924 г., см. стр. 31; рис. 34), при возобновлении камерных стенок Рейерштигского предохранительного шлюза в Гарбург-Вильгельмсбурге (сооружение 1926—1927 гг.) и для описанных шлюзов в Фридрихсфельде и Гюнксе. На примере этих построек доказано, что камеры шлюзов можно выгодно и технически безупречно ограждать железными стенками. Их следует приветствовать в особенности потому, что своим появлением они доказывают правильность того, что гидротехнические сооружения часто оказываются устаревшими ранее прихода их в негодность. Ввиду этого, а также из соображений экономии во многих случаях хозяйственно рациональнее оказывается возводить более дешевые, хотя и менее долговечные сооружения.

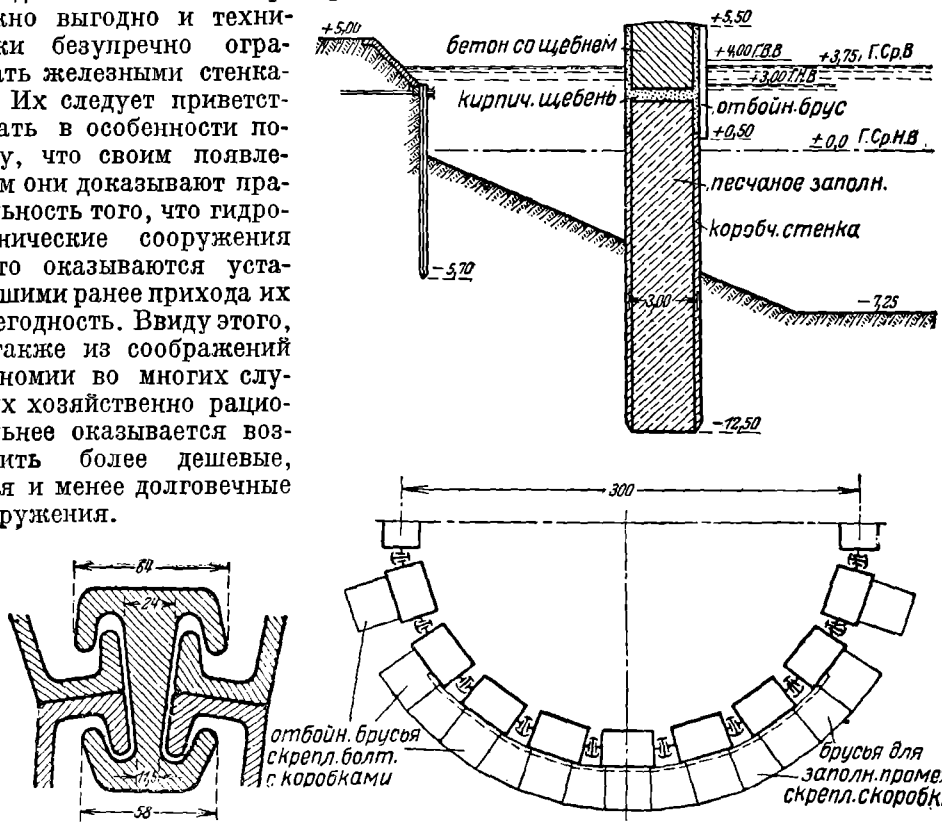


Рис. 43. Палы из шпунта системы «Унион» в Вильгельмсгафене; сооружены в 1928 г.

На рис. 42 приведен пример железного больверка, снабженного железобетонными, а не железными анкерами, как это обычно имеет место в других случаях. Упомянутый больверк выстроен в 1919 г. на пристани у канала в Любеке (Вестфалия)[1]. Железная шпунтовая стенка охватывается поверху тяжелой железобетонной насадкой, по которой уложен рельс для крана. Второй рельс покоится на железобетонной стене, основанной на наклонных сваях. Само собой напрашивалось скрепление анкерами передней стенки с расположенным позади крановым путем. Это и было выполнено посредством соединения насадки шпунтовой стенки с крановым путем через каждые 3 *м* железобетонными ребрами, форма которых указана на чертеже. Наклонные сваи кранового пути стали таким образом играть роль анкерных козел. Сваи, подверженные растяжению, расположены на расстоянии 4 *м* друг от друга, сваи

[1] «Bauingenieur», 1920, стр. 249, рис. 2, 3, 5, и 7а.

УДИТ (ДПТ)

же, работающие на сжатие,—попеременно на расстояниях 1,70 и 2,30 *м*, так что на одну растянутую сваю приходится две сжатых.

В качестве последнего примера железных стенок следует упомянуть о сооруженных в 1928 г. в Вильгельмсгафене [1] сложных палах для причала военных судов. Эти палы состоят из забитых, расположенных по окружности коробчатых пластин системы «Унион» и представлены на рис. 43. Применены пластины размера № 1. Кругового очертания пал удалось достигнуть тем. что соединительная замковая часть имела различную изменявшуюся от 11,5 до 24 *мм* толщину. Таким способом из 20 коробок образована полная окружность с диаметром приблизительно в 3 *м*, считая между осями коробок. Пластины длиной в 18 *м* обладали сопротивлением от 50 до 60 *кг/мм*^{2} и имели около 0,25% примеси меди. Ввиду того что палы должны были быть устроены на имеющем неодинаковый уклон откосе, пластины не были установлены по окружности и затем забиты одна за другой, а были сначала соединены в горизонтальном положении по нескольку штук вместе на берегу. Образованные таким путем отдельные части окружности крепко соединялись между собой при помощи временной сварки у замковых полос и затем доставлялись на место работ с помощью пловучего крана, где были собраны и наконец забиты. Сварка имела своим назначением соединить отдельные штуки только на время сборки, установки в вертикальное положение и заправки одна в другую и сразу расходилась под ударом бабы. У этих сложных пал, так же как и береговой стенки в Кельне, замечено, что после забивки уровень грунта внутри коробок оказался до 2,4 *м* ниже дна пристани. После забивки шпунта на наружной его стороне были укреплены под водой при помощи водолазов отбойные брусья, а затем пространство внутри самих пал и отдельных коробок заполнено до уровня низких вод песком, сверху прикрытым кирпичным щебнем. Выше уровня низких вод внутреннее пространство между палами было заполнено бетоном из каменного щебня, между тем как коробки и в этом случае заполнялись лишь кирпичным щебнем для того, чтобы имелась возможность быстрого их опорожнения в случае необходимости производства ремонта отбойных брусьев. Сооружение показало себя на деле соответствующим своему назначению особенно благодаря своей сравнительной упругости. Вследствие этого свойства бетонная верхушка вскоре после передачи сооружения в эксплоатацию отделилась от железной стенки и служит поэтому только в качестве покрытия для заполнения.

3. БОЛЬВЕРК ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА.

На рис. 44 изображено береговое укрепление из железобетона, сооруженное в 1917 г. в датской гавани Аальборг. Шпунтовые пластины длиной в 11 *м* и толщиной в 30 *см* опущены в песчаное основание посредством подмыва грунта. Выше уровня воды они предохранены тремя расположенными один над другим горизонтальными отбойными брусьями. На высоте нижнего из них они прикреплены анкерами в сторону берега к деревянным свайным козлам, сжатая свая которых упирается в насаженную деревянную подушку, соединенную с верхушкой растянутой сваи при помощи шпонок и болтов. Анкера сделаны из железнодорожных рельсов и поддерживаются деревянными подпорными сваями. Все без исключения сваи опущены посредством подмыва грунта и не имеют заостренных концов.

Сходная по простоте своего устройства подпорная стенка выстроена на протяжении свыше 2,5 *км* на пристани в Шпандау[2] (рис. 45). Она может служить образцом устройства подпорных сооружений на внутренних водных путях, так как конструкция ее несложна и отвечает своему назначению; однако о подобном сооружении может итти речь только в том случае, если

[1] «Bautechnik», 1929, стр. 80, рис. 1, 3 и 4.

[2] Рисунок заимствован из «Handb. f. Eisenbetonbau», 3-е изд, т. IV—Wasserbau, стр. 93, рис. 224.

НБ УДУНТ (ДНТУ)

грунтовые условия допускают хорошую и плотную забивку шпунтового ряда или опускание его посредством подмыва грунта. Глубина воды перед подпорной стенкой составляет при высоком уровне 3,60 *м*, а при меженном—2,30 Шпунтовые пластины трапецоидальной формы, длиной 6,50 *м*, имеют в толщину 16 *см*, а в ширину 80 *см* и снабжены обычной арматурой из круглого железа их заостренные части защищены обручным железом. Они забиваются с подмывом грунта на глубину 2,30 *м* и после разборки поврежденных верхушек соединяются насадкой из железобетонной балки размерами 35 × 35 *см*. На высоте верхней трети их свободной длины расположен с передней стороны стены железобетонный анкерный пояс размерами 35 × 45 *см*, который захватывается находящимися на расстоянии 2,40 *м* друг от друга анкерами из круглого 35-*мм* железа. Анкера заключены в бетон и направлены к анкерным железобетонным плитам размерами 100 × 1,00 *м*. Перед стеной забиты на расстояниях 15,20 *м* друг от друга деревянные отбойные сваи диаметром в 40 *см*.

При производстве работ по укреплению берегов судоходного канала Шпандау в Берлине были произведены в 1913 г. всесторонние исследования для выяснения вопроса о наиболее экономичном способе устройства та-

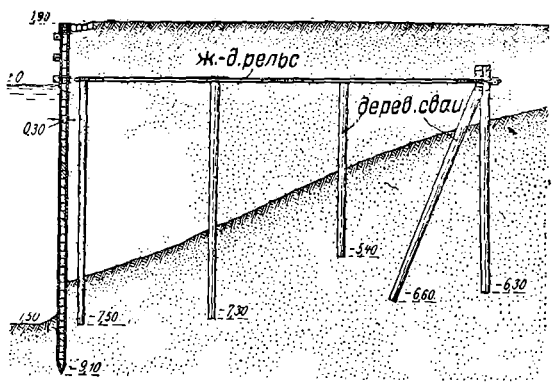


Рис. 44. Железобетонная подпорная стенка гавани Аальборг в Дании: построена в 1917 г.

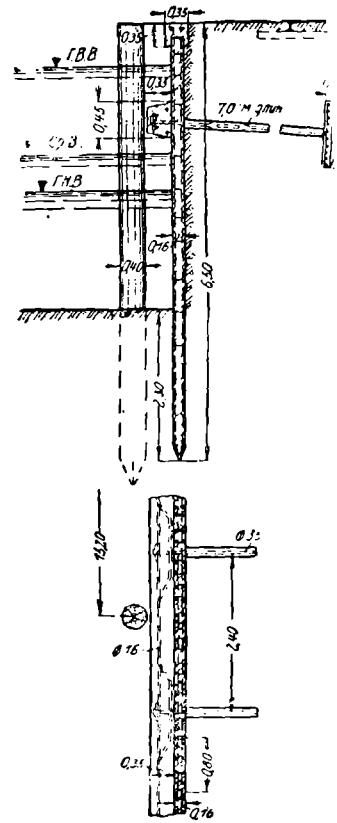


Рис. 45. Железобетонная подпорная стенка пристани в Шпандау.

ких сооружений; на основании указанных исследований наряду с устройством набережных стенок без анкеров остановились на укрепленной анкерами железобетонной стенке, представленной на рис. 46 [1]. После забивки 6-*м* шпунтовых пластин верхняя часть больверка была сооружена в форме подпорной стены с сечением в виде угольника. В то же время было произведено бетонирование расположенных на расстоянии 2 *м* друг от друга анкеров с непрерывной анкерной плитой. Анкера состоят из железобетонной балки высотой в 20 *см* и шириной в 15 *см*. Лежащие под кордонной плитой кольца для причала судов прикреплены анкерами к особым бетонным массивам. Забитая шпунтовая стенка во многих местах имела щели и на значительных участках не обладала водонепроницаемостью. Несмотря на то, что в этих местах щели были расчищены на глубину свыше 2 *м* и затем плотно заделаны, непосредственно после окончания сооружения обнаружилось вымывание задней засыпки, которое могло быть окончательно устра-

[1] «Bauingenieur», 1924, стр. 423 и сл.; Schroeter, Die Stütz- und Ufermauern am Südufer des Spandauer Schiffahrtskanals in Berlin.

НТБ УДУТ (ДИТ)

нено только через $1^1/_2$ года. Равным образом было затруднительно заставить железную арматуру в точности сохранять свое положение. Ввиду этого автор приходит к заключению, что части избранной конструкции слишком

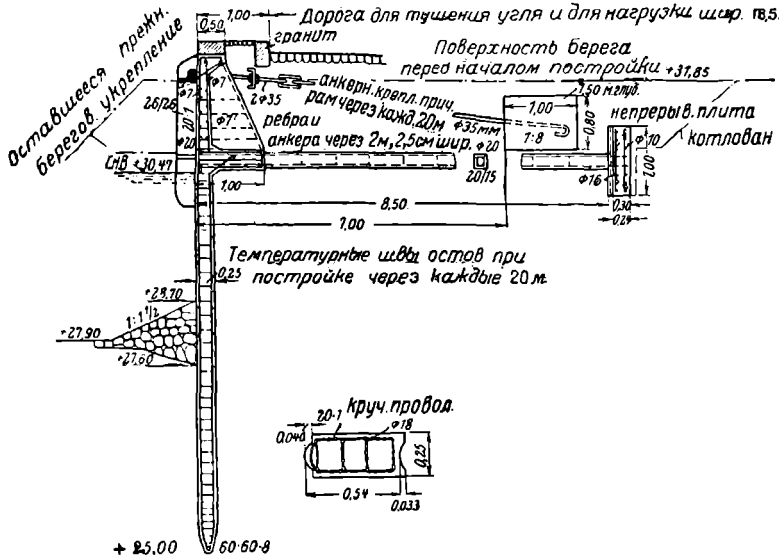


Рис. 46. Железобетонная подпорная стенка Шпандауского судоходного канала; построена в 1914—1926 гг. (недостаток: жесткость соединений анкеров со стенкой и плитой).

хрупки для гидротехнического сооружения. Применение железобетонных анкеров, неизменно связанных со стенкой и плитой, едва ли целесообразно: сомнительно, чтобы они избежали трещин при вымывании задней засыпки.

Подобную же конструкцию представляет железобетонный больверк, сооруженный в 1919 г. в портовом бассейне Остиндской торговой компании в Копенгагене (рис. 47). И в этом случае применены прямоугольные железобетонные

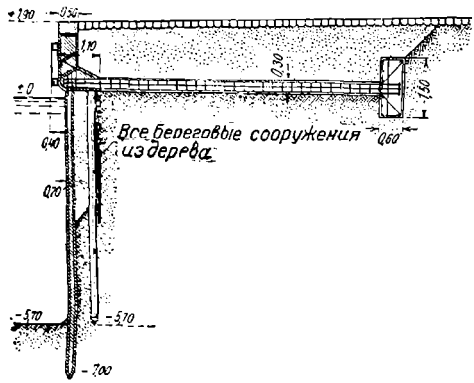


Рис. 47. Железобетонная подпорная стенка в портовом бассейне Остиндской торговой компании в Копенгагене. Сооружена в 1919 г. (недостаток: неизменность соединений анкеров со стенкой и плитой).

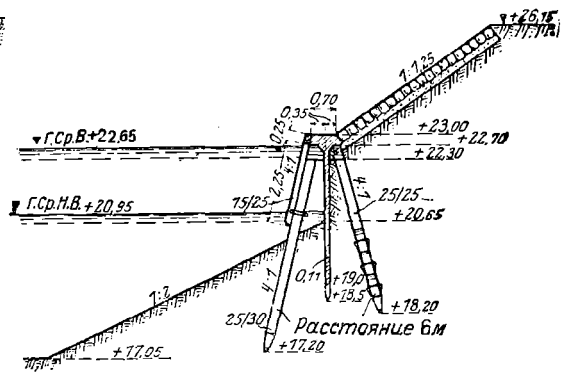


Рис. 48. Железобетонная береговая подпорная стенка Рурортской пристани; сооружена в 1905—1907 гг. (недостаток: опасное положение сжатой сваи).

анкера, доведенные до непрерывной железобетонной анкерной плиты. Шпунтовый ряд, имеющий в длину 7,2 *м*, равным образом поддерживает подпорную стенку, имеющую форму угольника, которая однако на обратной стороне шпунта подпирается здесь еще деревянными сваями; последние являются частью сущест-

НБ УЭЛУНТ (ДНТ)

вовавшего здесь раньше берегового ограждения. Упомянутая подпорная стенка возвышается над железобетонным шпунтовым рядом для того, чтобы предохранить последний от толчков со стороны судов. Кроме того она снабжена деревянными отбойными приспособлениями, состоящими из двух горизонтальных усиленных для жесткости вертикальными поперечинами отбойных брусьев передняя сторона последних выдается на 40 *см* за линию шпунтовой стенки

При устройстве железобетонных береговых укреплений в Рурортской пристани, сооруженных на больших протяжениях в период времени с 1905 до 1907 г.[1], впервые возведены железобетонные шпунтовые стенки, не укрепленные анкерами, а опирающиеся на наклонные сваи. Эти наклонные сваи либо расположены перед стенкой и работают на сжатие, либо работают на растяжение (в этом случае они по большей части бывают особой конструкции будучи помещенными позади стенки, либо наконец соединены в свайные козлы. Открыто стоящие перед стеной сжатые сваи не защищены от толчков от стороны судов, ввиду чего следует лучше избегать их устройства. Рис.48 представляет поперечное сечение устроенного в Рурортской пристани на про-

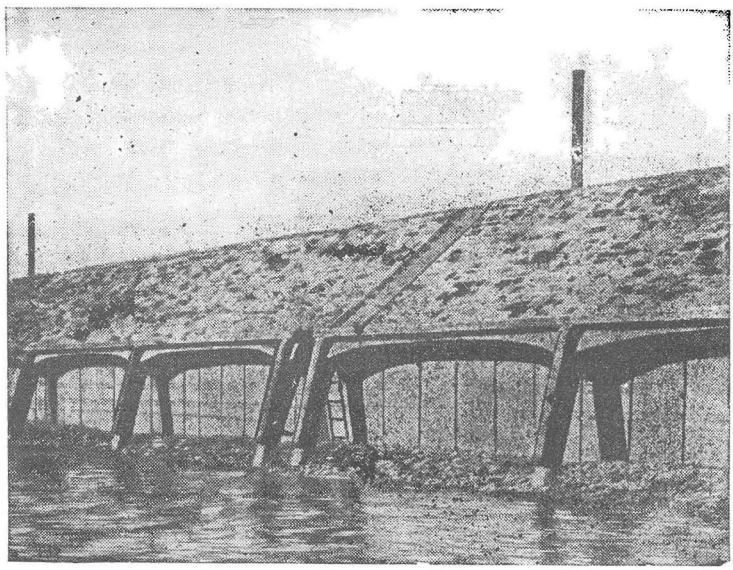


Рис. 49. Железобетонная подпорная стенка Рурортской пристани; сооружена в 1905—1907 гг. (недостаток: опасное положение сжатой сваи).

тяжении, считая в круглых цифрах, 9,5 *км* берегового укрепления. Такой способ сооружения оказался несоответствующим своему назначению, так как передняя железобетонная свая часто подвергается разрушению ударами судов и должна быть возобновляема. Сжатые и растянутые сваи лежат в одной плоскости и расположены на расстоянии 6 *м* друг от друга. Растянутая свая имеет завершенную поверхность для противодействия выдергиванию; размеры ее в поперечном сечении 25×25 *см*. Сжатая свая, принимая во внимание спускающийся под водой от берега откос, сделана на 1 *м* длиннее; толщина ее увеличена для противодействия ударам судов; поперечное сечение ее имеет размеры 25×30 *см*. Продольные прутья железной арматуры свай и шпунтовых пластин соединяются в общей насадке. Насадки образуют у подошвы откоса пешеходные мостки шириной в 0,70 *м*; они усилены вблизи свайных козел по способу, разъясненному на рис. 49[3], путем понижения их нижнего края.

[1] «Zentralbl. d. Bauv.», 1908, стр. 466 и сл.
[2] Там же, рис. 2 на стр. 467.
[3] Там же, рис. 6 на стр. 467.

УДУВГ (ДІІТ)

Подобным же образом, только при больших размерах поперечного сечения, сооружена в течение 1906 и 1907 гг. подпорная стенка пристани для массовых грузов в Дюссельдорфе[1] (рис. 50). Шпунтовый ряд имеет в этом случае высоту 6,80 *м*, т. е. выше, чем в Рурорте, на 2 *м*. Сваи расположены на меньших расстояниях друг от друга, а именно: сжатые—через каждые 1,25, а растянутые—через каждые 3,75 *м*. Толщина стенки вместо 11 *см* составляет 25 *см*; сваи все без исключения имеют в поперечнике 32×32 *см*. У этой подпорной стенки открыто стоящие перед нею сжатые сваи подвержены опасности повреждений, хотя ввиду незначительного между ними расстояния, равного 1,25 *м*, в меньшей степени, чем в рурортских береговых сооружениях, где они расположены с промежутками в 6 *м*.

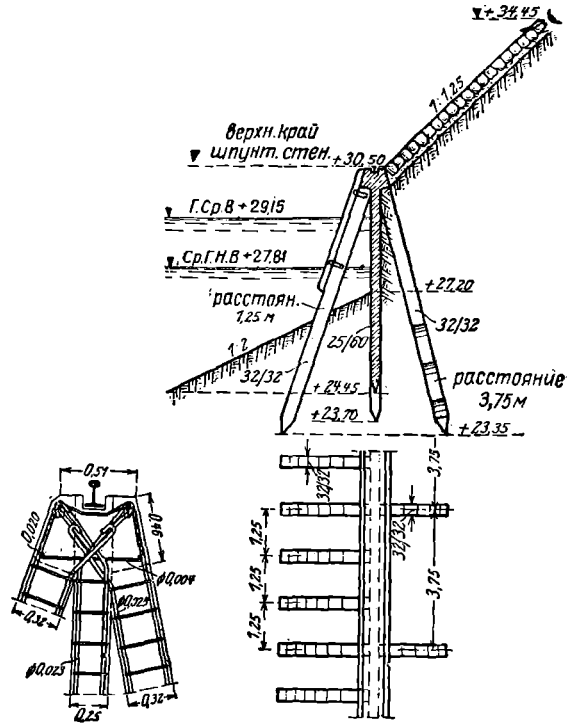


Рис. 50. Железобетонная подпорная стенка пристани для массовых грузов в Дюссельдорфе; построена 1906—1907 гг. (недостаток: опасное положение сжатой сваи).

При новых сооружениях в Рурортской пристани сжатые сваи ставили вертикально, помещая их заподлицо с передней стороной шпунтовой стенки. Такому решению следует отдать несомненное предпочтение перед способом, изображенным на рис. 48 и 49. Он имеет однако тот недостаток, что растянутая свая может воспринимать горизонтальное усилие анкера шпунтовой стенки только в том случае, если она расположена с таким значительным уклоном (около 2 : 1), при котором забивка ее становится затруднительной. Ввиду этого в возведенном в 1912 г. подпорном сооружении на канале Винке[2] в Рурортской пристани (рис. 51) стене придан уклон 20 : 1, а растянутой свае—3,5 : 1. Передняя сторона сжатой сваи расположена заподлицо с передней стороной шпунтовой стенки.

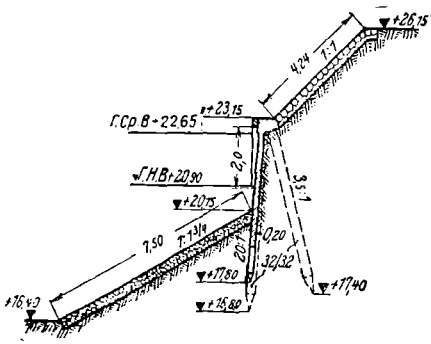


Рис. 51. Железобетонная подпорная стенка канала Винке в Рурортской пристани; сооружена в 1912 г.

Подобную же конструкцию имеет железобетонный больверк с помостом для крана, сооруженный в течение 1922 и 1923 гг. в Дуисбургской пристани (рис. 52 и 53). Шпунтовая стенка длиной в 129 *м* забита с уклоном 5 : 1. Шпунтовые пластины имеют в длину 8,20 *м* при поперечном сечении 32×50,5 *см*. Заподлицо с передней стороной стенки расположены на расстоянии 5 *м* друг от друга работающие на сжатие маячные сваи длиной в 9 *м* поперечным сечением 40×40 *см*.

[1] «Zentralbl. der Bauv.», 1908, стр. 471, рис. 29; «Handb. f. Eisenbetonbau», 3-е изд. т. IV.—Wasserbau, стр. 104, рис. 244.

[2] «Jahrbuch der Hafenbautechn. Gesellschaft», т. X, 1927, стр. 47, рис. 10.

НТБ УДУХТ (ДІІТ)

Шпунтовые пластины и маячные сваи снабжены полукруглыми шпунтами и гребнями, причем гребни обращены в сторону забивки. Сваи, работающие на растяжение, также имеют в длину 9 *м*, а поперечные размеры—35×35 *см* при взаимном расстоянии в 1,67 *м*. Помост для крана поддерживается еще с

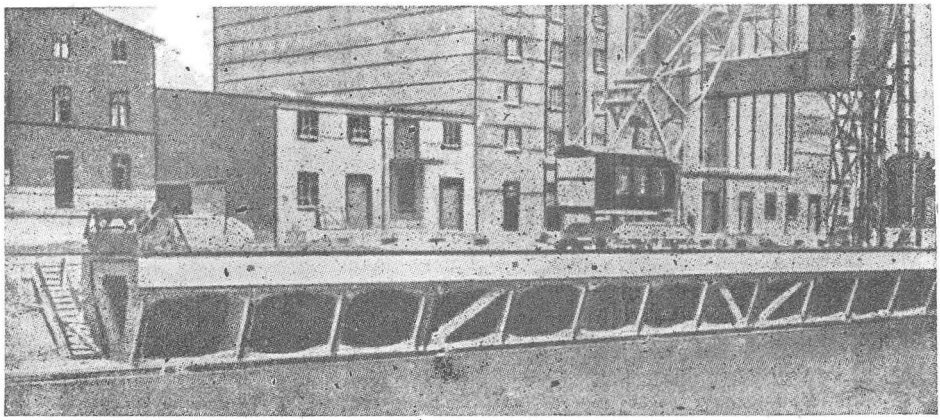


Рис. 52. Железобетонная береговая подпорная стенка с помостом для крана в Дуисбургской пристани; сооружена до 1922—1923 гг. Общий вид.

задней стороны расположенными на расстоянии 5 *м* коническими несущими сваями длиной в 6,5 *м* (с поперечным сечением вверху 35×35 *см*, а внизу 25×25 *см*). Маячные сваи и шпунтовые пластины заострены и обиты на высоту 30 *см* листовым железом толщиной в 5 *мм*. Сжатые и растянутые сваи снабжены железными заостренными концами. Через каждые 25 *м* оставлены температурные швы.

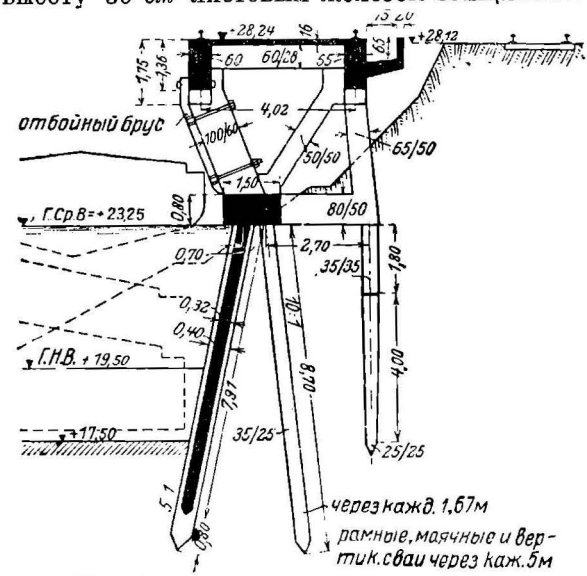


Рис. 53. Железобетонная подпорная стенка с помостом для крана в Дуисбургской пристани; сооружена в 1922—1923 гг. Поперечный разрез.

Помост для крана состоит из сделанных в виде фахверка рамных подмостей, поддерживающих две главных продольных фермы шириной в 60 и 65 *см* и высотой в 1,35 *м*, расположенные под рельсами крана. Между этими двумя фермами свободно лежит плита перекрытия толщиной в 16 *см*, а позади расположен имеющий форму петли водоотводный канал. Рамы жесткости лежат между насадкой шпунтовой стенки, прямым свайным рядом и фермами, поддерживающими крановый путь. Они имеют трапецоидальную форму и усилены для жесткости раскосами. Рамы помещаются в одной плоскости с маячными сваями шпунтовой стенки и задними несущими сваями. С лицевой стороны они предохранены отбойными брусьями.

В местах расположения температурных швов по проекту должны были быть установлены рядом по две рамы с соответствующими маячными растянутыми и несущими сваями. По ходу работ оказалось однако невозможным забить эти расположенные вплотную друг к другу сваи — в трудно проходи-

РБ УНБ (АП)

мый гравелистый грунт. Здесь, так же как и в другом месте со скалистым основанием, сваи частично забиты до проектной глубины. На рис. 52 сооружение представлено в готовом виде.

В течение 1909 и 1910 гг. построено железобетонное сооружение в гавани Швельгер[1], изображенное на рис. 54. Нижняя его часть соответствует рурортской конструкции. Сжатые сваи имеют в сечении 40×40 *см*, а сваи, работающие на растяжение,—30×30 *см*. Те и другие расположены в одной плоскости и образуют свайные козлы, находящиеся на расстоянии 1,50 *м* друг от друга. В железобетонную насадку запущены над свайными козлами железные штыри, которые захватываются расположенными на расстояниях, равных промежуткам между свайными козлами, треугольными рамами подпорной стенки, имеющей форму угольника и составляющей верхнюю часть сооружения. Передняя часть подпорной стенки образуется железобетонными плитами, зажатыми между треугольными рамами. Горизонтальная плита подпорной стенки лежит только в части стены, находящейся сзади. Подпорная стенка соединяется посредством указанных выше штырей шарнирно с нижней частью сооружения, образуемой шпунтовым рядом и сваями, с тем расчетом, чтобы все сооружение, расположенное в области горных разработок и следовательно подверженное опасности случающихся в горном строительстве осадок, могло следовать за возможным опусканием грунта.

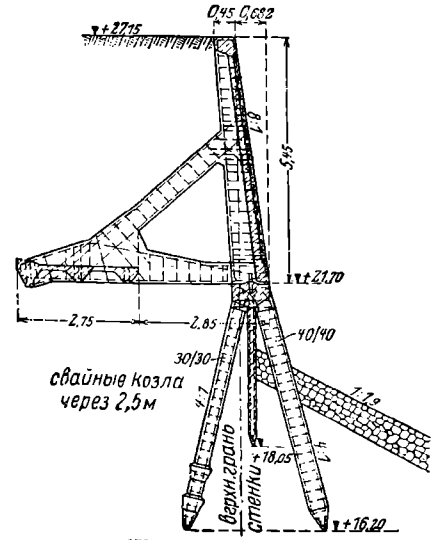


Рис. 54. Железобетонная подпорная стенка гавани Швельгерн; построена в 1909—1910 гг.

Береговые стенки подобной конструкции многократно строились в Рурской области. Сюда относятся две другие стены в Швельгерне, из которых одна была построена Акционерным обществом надземных и подземных сооружений в Эссене для заводов Август и Тиссен, а другая — Акционерным обществом Грюн и Бильфингер в Мангейме[2]. У обеих стен замощенные крупным шлаком откосы доведены до большей высоты, чем в предыдущем примере, а именно до горизонтальной плиты, имеющей форму угольника подпорной стенки. Поэтому одинаковая полезная глубина достигается только на несколько более значительном расстоянии от берега, так что сооружение подвергается действию от меньших горизонтальных сил. Сверх того это дало возможность обойтись без устройства шпунтового ряда. Работающие на растяжение сваи расположены на вдвое больших расстояниях друг от друга (5 *м*), имеют

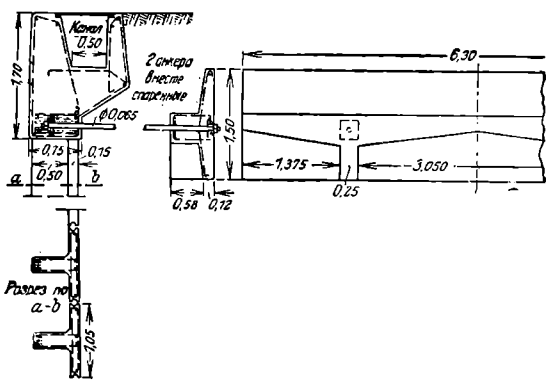


Рис. 55. Железобетонная подпорная стенка верфи в Данциге; сооружена в 1917—1919 гг.

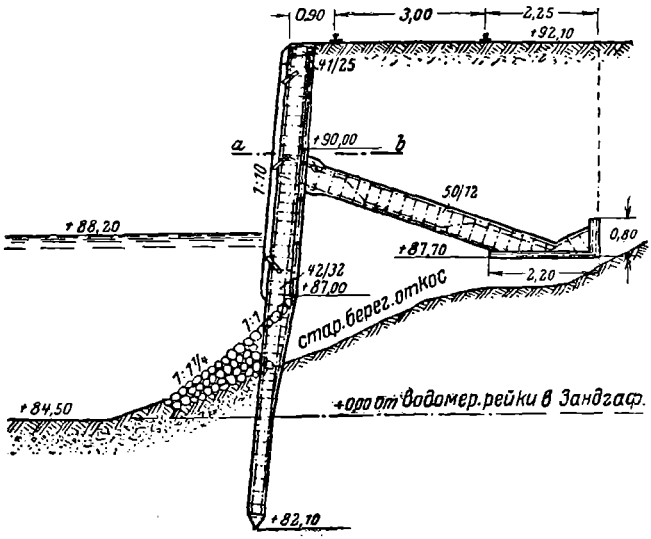
[1] «Jahrbuch der Hafenbautechn. Gesellschaft», т. I, 1918, стр. 120, рис. 8, Гамбург, изд. Baysen und Maasch.

[2] «Handbuch für Eisenbetonbau», 3-е изд., т. IV—Wasserbau, Берлин 1926, стр. 106, рис. 247 и 248.

НЕ УДАЛЯТ (ДИТ)

несколько более пологий уклон (3,5 : 1) и не заершены. Все сваи имеют поперечное сечение 32 × 32 *см*.

Далее следует упомянуть еще о нескольких железобетонных береговых сооружениях, при устройстве которых были применены шпунтовые пластины особой формы. Эти пластины применены при постройке в 1917 и 1918 гг. для больверка верфи в Данциге[1] на протяжении 480 *м*. Рисунок 55 поперечного сечения больверка показывает детали конструкции верхней части шпунтовой стенки и способ укрепления анкерами. Анкера из круглого железа диаметром в 65 *мм* расположены все на расстоянии 3,30 *м* друг от друга, т. е. через каждую третью шпунтину. Передние анкерные концы заделаны в бетонную кладку насадки шпунтовой стенки. Каждые два анкера соединяются с железобетонной анкерной плитой длиной в 6,30 *м*: плиты были сконструированы путем устройства двух вертикальных ребер, так что могли самостоятельно стоять и позволяли без особых упоров спускать их в котлован помощью крана на козлах. Над верхом шпунтовой стенки на некотором протяжении больверка путем устройства выноса оборудован приведенный на рис. 55 водоотводный канал.



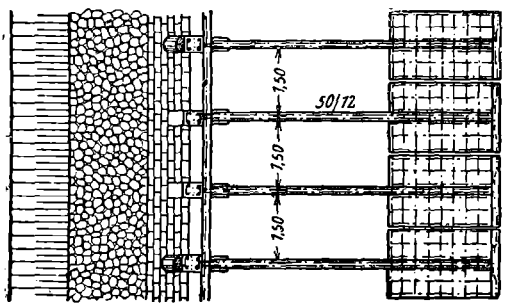


Рис. 56. Железобетонная береговая подпорная стенка в Вальдгоф-Мангейме; сооружена в 1905 г. Разрез по *a*—*b*.

При устройстве в 1905 г. железобетонной подпорной стенки для целлюлозной фабрики Вальдгоф в Мангейме (рис. 56) удалось при забивке свай избежать встретившихся в прошлом примере затруднений благодаря забивке вместо непрерывной шпунтовой стенки ряда свай. Позади же этих последних выше поверхности грунта была устроена стенка из железобетонных щитов. Эти щиты лежат на выступах, сделанных на задней стороне свай. Заполнение предохраняется ниже щитов при помощи отсыпанного слоя щебня. Отдельные части сооружения, а именно сваи, щиты для стены, анкерные стержни и плиты, заготовлялись на строительном дворе и пускались в дело в готовом виде. Только насадка, примыкающая сверху к сваям и к стенке, а также соединительные части между анкерными стержнями, сваями и анкерными плитами бетонировались на месте.

Конструктивные части, имевшие особую форму и изготовленные заранее применялись также и при сооружении железобетонного больверка, построенного в течение 1912 и 1913 гг. в Танге[2] (Германская Восточная Африка) (рис. 57)

[1] «Bautechnik», 1925, стр. 291 и сл., рис. 13,a—d; «Bauingenieur», 1921, стр. 145 и сл., рис. 4 и 6. Приведенный выше рисунок заимствован из этого источника.

[2] «Beton und Eisen», 1925, стр. 154; «Bautechnik», 1917, стр. 116, рис. 1.

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

По сравнению с предыдущим сооружением оно обладает тем преимуществом, что анкера на обоих концах закреплены шарнирно и потому сооружение более обеспечено от трещин, являющихся результатом осадки грунта.

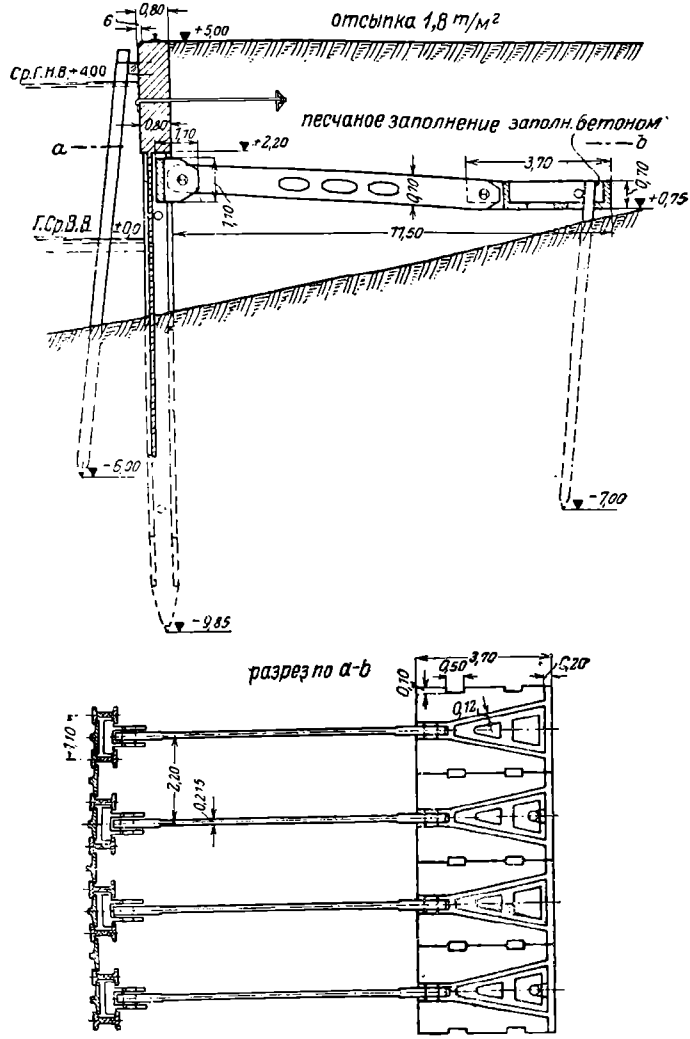


Рис. 57. Железобетонная береговая подпорная стенка в Танге (германская Вост. Африка), сооружена в 1912—1913 гг.

Действию анкерных плит помогают деревянные наклонные сваи, головы которых помещаются в отверстие плиты, заполняемое потом бетоном.

Подобную же конструкцию представляет собой выстроенная в 1925 г. в канале Льеж—Маастрихт и Ланей [1] железобетонная подпорная стенка по системе Равье (рис. 58 и 59). Этот способ постройки считается согласно приведенному бельгийскому источнику новой конструкцией, однако приведенные выше примеры доказывают обратное. Здесь нашли себе применение тавровые шлунтовые пластины, стенка которых имеет размеры 18,5×35 см и представляет собой подвергающуюся забивке сваю, к которой в виде крыльев при-

[1] «La Technique des travaux», 1926, июньский выпуск; «Bautechnik», 1926, стр. 620, рис. 1 и 2.

УДУТ (ДІІТ)

мыкают стенные плиты шириной 1,20 *м* и толщиной 8 *см*. Сваи имеют внизу армированный наконечник: плиты оканчиваются на высоте 1,10 *м* выше нижнего конца сваи; они входят в грунт только на глубину 0,60 *м*, тогда как сваи забиваются на глубину 1,70 *м*. По краям плит выбраны четверти. Каждая лопастная свая укреплена в берег железобетонным анкером

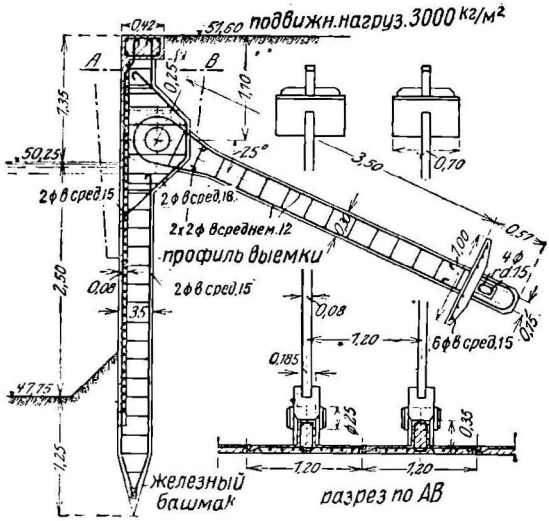


Рис. 58.

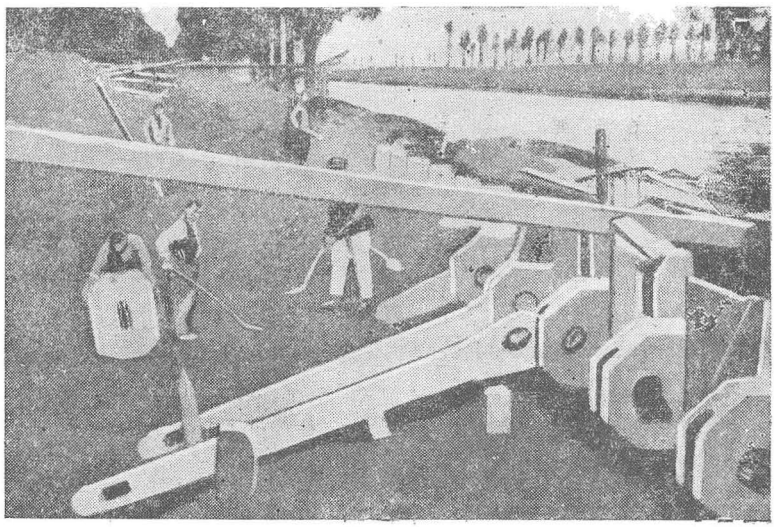


Рис. 59.

Рис. 58 и 59. Железобетонная подпорная стенка канала Льеж—Маастрихт; сооружена в 1928 г. (конструкция Равье).

поперечного сечения 8×30 *см*. Этот анкер посредством петли соединяется с двойной петлей, приделанной к задней стороне свай; соединение достигнуто при помощи железобетонного штыря диаметром в 25 *см*. Другим концом анкер проходит через анкерную плиту размером 1,00×0,70 *м*[1], с которой он соеди-

[1] На рис. 59 одна анкерная плита надвинута на один из анкеров, вторую же как раз подносят к месту работ.

УДУТ (ДИТ)

няется посредством железобетонного шплинта. Все поименованные выше части заготовлялись заводским способом и доставлялись на место постройки в готовом виде; только соединяющая поверху лопастные сваи насадка бетонировалась на месте работ.

В заключение в качестве примера сооружения из железобетона особой конструкции следует упомянуть еще о береговой стенке, сооруженной в 1910 г. на пристани Эрфт в Нейсе [1]. На рис. 60 изображены план и поперечное сечение, а на рис. 62—общий вид этого сооружения. На рис. 61 можно различить отдельные составные части на складе, в частности лопастную сваю и плиты, подлежащие помещению между лопастями свай. На переднем плане лежат несущие сваи задней фермы, поддерживающей рельсы для крана; следует указать, что анкерные стержни сечением 20×60 *см* и имеющие коробчатую форму анкерные плиты, равно как и шарнирные штыри, изготовлялись из бетона на месте работ; шарнирные штыри имели в длину 1,82 *м* и делались следующим образом: свернутые трубки листового железа укладывались в оставленные в сваях и анкерах отверстия, в эти трубки вставлялись двутавровые железные балки, образующие сердечники штырей, после чего штыри бетонировались.

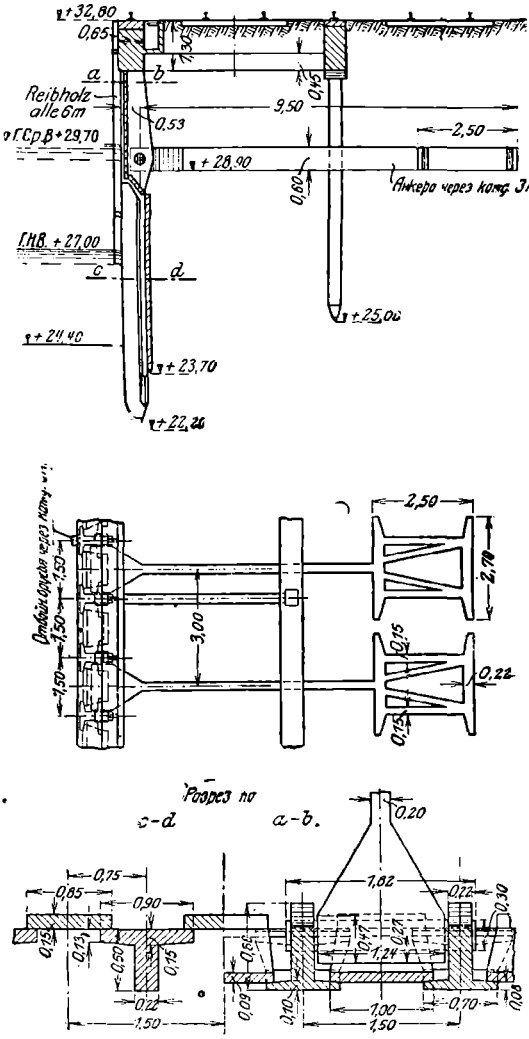


Рис. 60. Железобетонная подпорная стенка в Нейсе; сооружена в 1910—1911 гг.

4. СРАВНЕНИЕ И ДЕТАЛИ КОНСТРУКЦИЙ.

В сравнении с набережными стенками больверковые сооружения легче и дешевле, но в общем и менее долговечны. Укрепление анкерами зачастую требует так много места или столь дорого стоящих земляных работ, что не может быть по речи об устройстве больверка, если только не представляется возможности поддержать подпорную стенку спереди наклонными сваями или свайными козлами.

Является ли более выгодным в хозяйственном отношении сооружение набережной или укрепление берега больверком—это зависит от назначения постройки, характера грунтовых напластований, способа производства работ и других условий. В общем можно лишь утверждать, что применение деревянных больверков редко может быть оправдано при полезных глубинах воды, превышающих 5—6 *м*. Между тем железные и железобетонные боль-

[1] «Bautechnik», 1927, стр. 269, рис. 2, 4 и 5.

УДУТ (ДІІТ)

верки оказываются целесообразными и при большей глубине. К постройке вместо набережных более легких и дешевых больверков следует прибегать

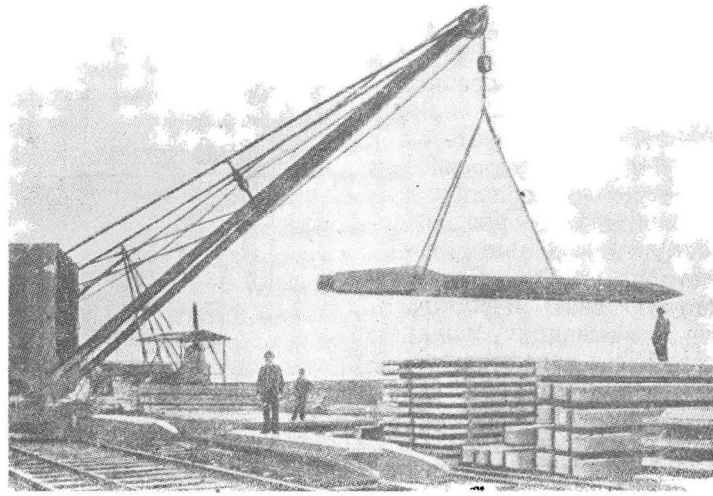


Рис. 61. Лопастная свая, плиты и сваи для фермы под кран железобетонной набережной в Нейсе.

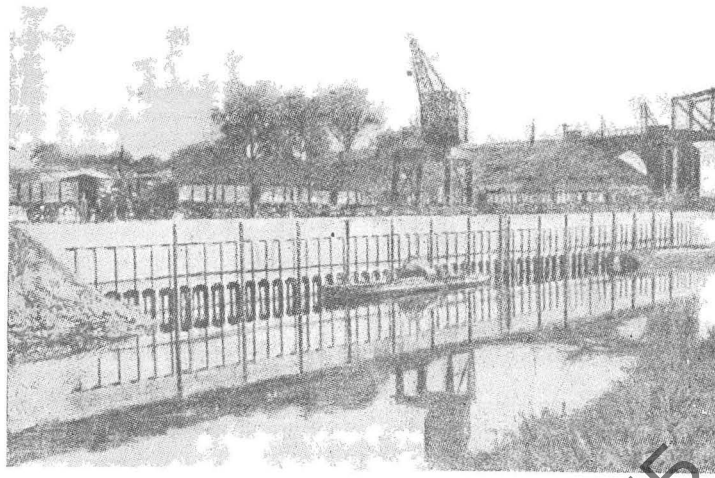


Рис. 62. Железобетонная подпорная стенка пристан в Нейсе.

во всех случаях, позволяющих довольствоваться меньшей долговечностью сооружения или когда первую роль играет экономия строительных расходов.

НБ УДУНТ (ДГТ)

а) Стенки больверка.

При сравнении отдельных конструкций следует обращать внимание как на устройство самой стенки, так и на укрепление ее анкерами. Для стенок применяются в большинстве случаев только шпунтовые ряды; свайные стенки с непроницаемой заборкой с задней стороны (рис. 1—4) могут иметь применение лишь при незначительной свободной высоте в спокойной воде. Шпунтовые стенки, постоянно находящиеся под водой, должны делаться деревянными, если условия залегания грунтов допускают их надежное и плотное устройство.

Если грунт содержит в себе препятствующие забивке включения (камни, древесные стволы) или если слои грунта сами по себе трудно проходятся сваями (песчаные слои большой мощности, гравий, галька и т. д.), то плотно забить стенку не оказывается возможным. В песчаном грунте стена может быть устроена при помощи подмыва; однако в этом случае очень трудно придать ей действительную водонепроницаемость. Следствиями неплотности стенок в песчаном грунте являются постоянные провалы задней засыпки и осадка путей и рельсов позади стены, повреждение анкеров и в результате угроза устойчивости всего сооружения. В мелком песчаном грунте, мощность коего превышает хотя бы 3 *м*, вообще не рекомендуется устраивать деревянных шпунтовых стенок. Если прежде в бесчисленном количестве подобных случаев тем не менее применялись деревянные стенки, то это потому, что со всеми вышеуказанными неизбежными последствиями приходилось мириться, так как тогда не было известно других, более благоприятных способов разрешения вопроса.

В настоящее время мы имеем для подобных условий вполне подходящую конструкцию в виде железной шпунтовой стенки, в особенности стенки системы Ларсена с хорошим треугольным замковым соединением. Железная стенка может быть опущена до требуемой глубины в песчаном грунте любой мощности с достаточной гарантией ее плотности даже в большинстве тех случаев, когда применение подмыва не представляется возможным. Равным образом и крупные препятствия при забивке преодолеваются много легче, чем деревянными или железобетонными стенками. Поэтому при твердом грунте (гравий) еще очень часто оказывается возможным применять забивку железного шпунта, в то время как от устройства деревянных и железобетонных стенок уже приходится отказываться.

Если же можно добиться безупречной плотности при забивке деревянной стенки, то, поскольку она расположена под водой, применение ее является самым лучшим разрешением вопроса. Правда, она подвергается порче от ледохода, а также истирающего действия песка, наносимого течением. У стенок, находившихся при изменяющемся давлении воды в соприкосновении с мелким песком, наблюдалось истирание шпунта, однако же только на открытой, обращенной к воде стороне; таким образом остается сомнительным, является ли это следствием проникновения песка через стенку или же подобный результат нужно приписать истирающему действию песка и льда с наружной стороны.

Такое изнашивание не угрожало бы в такой же мере железобетонным стенкам вследствие их большего сопротивления износу, чего нельзя сказать про железные стенки, испытывающие при этом еще и действие ржавчины. В морской воде заболонь древесины через десяток лет заметным образом размягчается, так что стенка часто в значительной мере ослабляется. В случае присутствия древоточцев дерева вообще применять нельзя.

В настоящее время деревянных шпунтовых стенок выше уровня воды или, вернее, выше границы неподверженной гниению зоны уже не делают, ставя вместо этого надстройки. Уязвимым местом надстройки является всегда сопряжение ее с верхом шпунтовой стенки. Имеется однако ряд решений этой задачи, вполне удовлетворительных, если только сооружению не приходится

НЕБ УКНТ (ДИТ)

воспринимать слишком значительных усилий. Тяжелых нагрузок от кранов такие сооружения передавать не могут; равным образом они не приспособлены для причала морских судов (представленные на рис. 25, 26 и 27 сооружения в Киле и Штеттине для этого не служат). Точно так же и для береговых укреплений на внутренних водных путях, если они подвергаются значительным напряжениям, надстройке деревянной стены предпочитают теперь однородную железную или железобетонную стенку. Сюда присоединяется еще и то обстоятельство, что применение такого рода конструкций в настоящее время является в большинстве случаев и хозяйственно более выгодным, чем устройство сравнительно сложной надстройки. Напротив, надстройки большей частью оказываются целесообразнее в тех случаях, когда благодаря им оказывается возможным при возобновлении старых береговых стен воспользоваться еще пригодными частями прежнего сооружения, особенно существующими шпунтовыми рядами или сваями.

Железные больверки подвергаются больше всего порче от ржавчины и износу от механических причин приблизительно на уровне горизонта воды поэтому их целесообразно конструировать так, чтобы стенка как раз на этой высоте была легко доступна возобновлению окраски при низких уровнях воды и не была здесь закрыта например анкерными поясами. Особенно целесообразно в этом отношении устройство последних с задней стороны стенки. Если окраску на урозне воды удается поддерживать в хорошем состоянии, то долговечность стены увеличивается в значительной степени. Опасность ржавления является единственным имеющим существенное значение недостатком железных больверков по сравнению с сооружениями из дерева и железобетона. Однако она в значительной мере уменьшается в результате добавок меди к железу. Стенки из такого железа в настоящее время уже много раз решались применять в морской воде даже при наличии тины.

Сооружения из железобетона обладают сравнительно со всеми другими конструкциями наибольшей долговечностью, если удается достигнуть надлежащей плотности шпунтового ряда без повреждения шпунтовых пластин и при отсутствии воздействия чрезмерных толчков или необычайных, вредных для бетона химических влияний. Предпосылкой для применения железобетонных стенок является возможность беспрепятственной их забивки, так как в случае повреждения пластин при забивке железная арматура в очень короткий срок подвергается ржавчине. При напластованиях мелкого песка более значительной мощности к этому присоединяется еще то, что даже в случае применения подмыва почти невозможно соорудить плотную стенку. В таких условиях, как было уже указано выше, следует предпочесть устройство железной стенки.

Во всех случаях рекомендуется при помощи отбойных брусьев предохранять железобетонные стенки от непосредственных толчков со стороны судов. Если сооружение в очень сильной степени подвержено таким толчкам, в особенности от судов большого водоизмещения, то возникает опасность появления трещин в бетоне, причем арматура покрывается ржавчиной. В этом случае следует либо устраивать приспособления для лучшего восприятия этих толчков, либо же совершенно отказываться от применения железобетона. Равным образом железобетон легко испытывает повреждения от судовых крюков и канатов. Следует избегать выступающих углов и ребер, за которые матросы охотно зацепляют судовыми крючьями, причиняя этим вред бетону (ср. стр. 9). В особенности надо предохранять все ребра стенки, по которым могут скользить канаты.

Хороший железобетон по большей части оказывает достаточное сопротивление химическим воздействиям, и только в болотной воде или при наличии особенно вредных сточных вод его не следует применять без особой необходимости. При неблагоприятном в химическом отношении содержании воды железобетон не следует применять совершенно, если он одновременно подвергается еще опасности от толчков со стороны судов.

УЭЧ НВ (ДПТ)

При железобетонных подпорных сооружениях либо доводят шпунтовый ряд до верхней бровки земляного откоса (рис. 44, 45 и 55), либо оканчивают его на высоте расположения анкеров и устраивают надстройки в виде подпорных стенок с сечением в форме угольника (рис. 46, 47, 54) или иным способом (рис. 52 и 53). При этом целесообразно захватывать анкерами плиту основания такой стенки.

Разъясненный выше на отдельных примерах (рис. 56—62) способ устройства больверков из заготовленных на заводе, а не на месте производства работ, отдельных железобетонных частей дает возможность быстрого выполнения сооружения, а также позволяет достигать экономии на оборудовании места постройки, а во многих случаях и на количестве земляных работ. Сверх того при таких условиях легче осуществляется наблюдение за качеством самого бетона. Этому следует придавать особенное значение, если на месте работ не имеется достаточно опытных бетонщиков или если сооружение подвергается опасности воздействия вредных для бетона влияний и в то же время должно быть засыпано ранее истечения достаточно продолжительного срока твердения бетона (по крайней мере 6 недель), что предохранило бы его от химических воздействий.

б) Анкера больверка.

В качестве анкеров деревянных и железных больверков (как и для железобетонных) применяется круглое железо. Полосовое железо, часто употреблявшееся ранее, имеет слишком большую поверхность, подверженную ржавчине. При железобетонных больверках применяются помимо этого анкера из железобетона. Деревянные бревна в качестве анкеров в настоящее время уже не употребляются, их можно встретить разве только изредка в богатых лесом местностях [1]. Пример укрепления анкерных козел посредством упора в стену при помощи деревянного бруса, выдерживающего сжимающие усилия, представляет сооружение Эмденской гавани (рис. 16).

Еще и в настоящее время часто приходится встречаться с применением сварки при изготовлении анкеров для больверков. Сварка анкерных стержней имела, разумеется, основание в то время, когда они делались из сварочного железа; но с переходом на литое железо от применения свара в прежнем объеме следовало бы воздержаться. Чем тверже железо и чем больше оно содержит углерода, тем затруднительнее становится производство сварки. При литом железе она еще возможна, но сталь большей твердости сварке уже не поддается. При наилучшем способе выполнения места сварки понижают сопротивление железа на 20%; вязкость же его уменьшается еще в большей степени [2]. Еще более важным является то обстоятельство, что даже при самом бдительном надзоре и при наличии достаточно опытных рабочих никогда нельзя иметь уверенности в надежности каждой отдельной сварки. Если даже само место сварки и оказывается достаточно прочным, то уже слишком часто подвергается порче от нагревания железо в непосредственной близости к этому месту. Кроме того опытом установлено, что в местах сварки железо значительно быстрее подвергается ржавчине, вероятно вследствие изменения его внутреннего строения от нагревания, а также ввиду шероховатости этих мест— обстоятельства, также способствующего появлению ржавчины. Подтверждением этого факта служат старые анкера и другие детали, пролежавшие некоторое время в земле.

Поэтому при устройстве анкеров желательно было бы избегать всякого рода сварок: в особенности не следует разрешать применения все еще практикующегося приваривания болтовой нарезной части анкера.

Также не следовало бы допускать и кузнечной посадки концов анкерных стержней с последующей нарезкой болта; цель, преследуемая этим приемом, как и при приваривании нарезной части, сводится к экономии железа. Таким

[1] В наших условиях они вполне уместны. *Прим. ред.*

[2] «Bauingenieur», 1927, стр. 829; «Beton und Eisen», 1925, стр. 63.

УДУТ (ДІІТ)

путем хотят уменьшить диаметр стержня для размеров нарезки. Однако каждое нагревание железа, будь то при сварке или ковке, сопровождается изменением внутреннего его строения, вызывающим большей частью уменьшение прочности и уже во всяком случае понижающим его способность оказывать противодействие появлению ржавчины. В особенности это относится к обработке концов длинных анкерных стержней, доброкачественность которых всегда находится под сомнением ввиду затруднений, связанных с обращением с такими стержнями. В хорошо оборудованных крупных мастерских, в которых железные части перемещаются и обрабатываются исключительно механическим способом, можно конечно достигать безупречных результатов; но и здесь не исключается опасность неправильной тепловой обработки, а также не устраняется тот факт, что неудовлетворительность исполнения работы не может быть обнаружена. Поэтому следует делать болтовую нарезку анкерных стержней без предварительной посадки их концов, принимая излишек в поперечном сечении анкера по сравнению с размером нарезки в качестве запаса прочности на ржавчину.

Вместо осаженных концевых частей анкеров нужно по возможности употреблять гайки с нарезкой; в тех случаях, когда это не представляется возможным и приходится применять откованные концевые части ввиду меньшей их высоты, следут иметь дело только с короткими концами анкера, к которым и приваривается головка.

Там, где анкера сводятся вместе, нельзя обойтись без проушин, при помощи которых анкерами захватываются штыри над узловыми железными фасонными листами. В большинстве случаев эти проушины делаются посредством отковки и сверления. Для анкеров более значительной толщины или для требующих особой гарантии прочности следует применять петли из круглого или полосового железа, свободные концы которых накладываются один на другой и свариваются между собой, образуя круглый стержень, на котором делается затем болтовая нарезка (рис. 63). В этом случае сварочный шов не представляет опасности, так как он расположен в продольном направлении анкера. Ввиду этого петля должна быть сделана таким образом, чтобы шов на самом деле доходил до анкерного конца и не был отогнут ранее. Следует безусловно отказываться от устройства анкерных петель, образованных путем простого загиба анкерного стержня. Подобная петля обладает очень незначительным сопротивлением даже и в том случае, когда, как это иногда имеет место, крайний конец анкера приваривается сбоку к самому стержню. Несмотря на это, подобный способ исполнения встречается еще и в настоящее время.

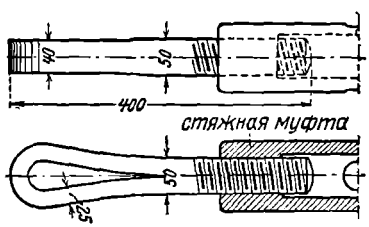


Рис. 63. Анкерная петля, откованная из одной железной полосы.

Всякие проушины в анкерах представляют собой слабые места анкерных скреплений. Их никогда не следует делать на концах длинных анкерных стержней; подобно тому как это имеет место при описанных ранее посадках, выполнение работы будет в таких случаях всегда не вполне удовлетворительное, так как обращение со стержнями, имеющими в длину более 1 *м*, во время кузнечной работы представляет слишком большие трудности. Если нельзя избежать применения анкерных проушин, то следует соединять их со стержнем при помощи стяжной муфты. В этом случае часть анкера с проушиной имеет длину от 0,40 до 0,50 *м* (рис. 63).

Для стяжных муфт сварки надо избегать по тем же причинам, как и для анкеров. Не следует также применять и стяжных муфт, изготовленных на давильных прессах, так как их сопротивление значительно понижается от внутренних напряжений. Самой лучшей, но в то же время и самой дорогой является стяжная муфта, сделанная путем высверливания из круглого железа. Такие муфты следовало бы употреблять исключительно при сооружении бульверков. Два примера устройства стяжных муфт приведены на рис. 64. Длина

НБ УАДТ

муфты сообразуется с приходящейся на нее длиной, подлежащей уравниванию. Оба показанных на рисунке устройства отличаются друг от друга длиной нарезки внутри муфты. Кроме того в собранной муфте на верхнем вышеуказанном примере открытой является нарезка на конце анкера, а на нижнем — нарезка на самой муфте. Может быть следует отдать предпочтение последнему устройству, так как в этом случае с меньшим трудом освобождается и более предохраняется нарезка у анкера. Однако большого значения указанное различие не имеет.

В податливых грунтах длинные анкера особенно подвергаются опасности от находящейся сверху нагрузки. Вызываемые провисанием анкеров добавоч-

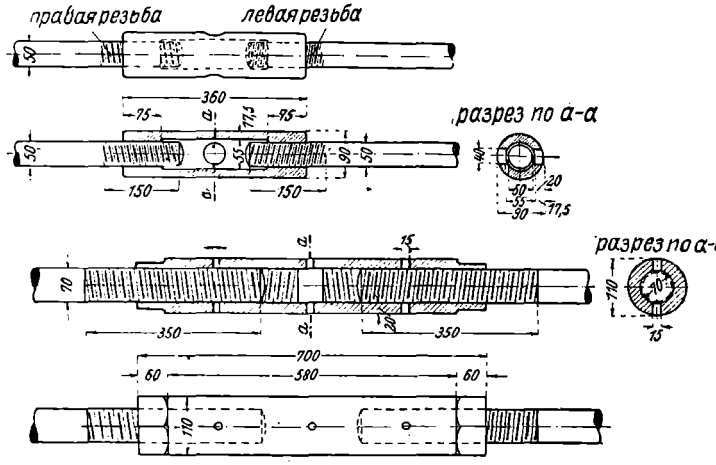


Рис. 64. Закрытые стяжные муфты для анкеров, изготовленные из высверленных круглых железных стержней.

ные напряжения достигают очень высоких значений и часто служат причиной их разрыва. Поэтому в таких случаях анкера подпираются сваями, как это указано в рассмотренных выше примерах для Штеттина (рис. 26 и 27) и Аальборга (рис. 44). В Штеттине под анкерами находятся пласты болотного грунта, а в Аальборге — насыпная земля.

Если над анкерами расположены особо тяжелые грузы, как-то крановые пути и т. д., осадку которых приходится принимать в расчет, то особых результатов с помощью подпорных свай не достигается. В таких случаях следует обеспечить изменяемость анкеров посредством включения шарниров, придавать им с самого начала большие поперечные размеры с расчетом на добавочные напряжения, а также иметь постоянный надзор за сооружением и разгружать анкера путем ослабления стяжных муфт при появлении просадок грунта. Хорошее соединение посредством шарнирных накладок показано на рис. 35. Еще лучше устройство проушины в виде анкерной петли согласно рис. 63. Шарнирное устройство анкеров изображено на рис. 30 и 31 (береговые сооружения в Гельзенкирхене и Штеттине). В Гельзенкирхене поводом к устройству такого соединения послужили крановые пути, а в Штеттине шарнирное устройство сделано вместо обычно практикующейся при болотистом штеттинском грунте забивки подпорных свай. В обоих случаях приварка анкерных проушин к довольно длинным анкерным стержням согласно вышеуказанному не может не вызывать сомнений.

При безусловно нетвердом грунте следует также иметь в виду, что опасными местами являются те, где анкера выходят из стены или из свайных козел, а равно и из анкерного щита. Стены, козлы, а по большей части и щиты представляют собой по сравнению с землей неподвижную опору. Следовательно там, где анкер входит в грунт, появляется изгибающий (опорный) момент, как только анкер несколько провисает. От этого добавочного усилия он

УЭБ УМЕТ (ДИТ)

может быть легко перенапряжен. Из опыта [1] видно также, что анкера разрываются большей частью как раз в этих местах. Указанное перенапряжение следует предупреждать посредством устройства шарнира. В общем нет необходимости устраивать здесь шарнирные накладки; вполне достаточна постановка стяжной муфты, которая вследствие имеющейся в нарезке игры дает возможность некоторого отклонения анкеров. Включение в этих местах стяжной муфты выгодно в том случае, если анкер с передней стороны стены должен получить вместо гайки головку (см. выше), так как передний его конец имеет только небольшую длину и поэтому легко поддается обработке. Дальнейшее преимущество заключается в том, что муфта непосредственно за стеной оказывается сравнительно легко доступной, и поэтому передний конец анкера, проходящий через стену и более всего подверженный порче от ржавчины и механическому износу (от льда, прибоя волн), легко может быть заменен новым. В особенности это имеет значение для стен, заанкерованных поверху, над которыми возвышается примыкающий к ним земляной откос (рис. 29).

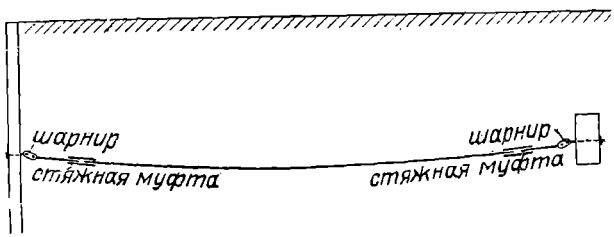


Рис. 65. Шарнирное присоединение анкеров; провисающие анкера.

Если приходится принимать в расчет более значительные деформации анкера, то должны быть применены шарнирные накладки. При этом концам анкеров с входящими в шарнирные накладки проушинами следует ввиду указанных выше соображений придавать длину не более 1 *м*, т. е. включать непосредственно за шарнирными накладками стяжные муфты. Общее расположение получается тогда согласно схеме, представленной на рис. 65.

От устройства шарнирных соединений можно отказаться, если делать анкерные связи подвижными, чтобы анкера могли свободно провисать. Такое устройство выбрано например при укреплении анкерами направляющих шлюзовых стен в Даттельне (рис. 36). Анкерные гайки лежат здесь на опорных шайбах, опорным поверхностям которых придана шаровая форма, так что анкера могут свободно перемещаться по всем направлениям (ср. также стр. 38). Таких опор при деревянных подкладках не требуется, так как дерево само по себе достаточно упруго, но их следует рекомендовать, если анкера захватывают стены или плиты из железа или железобетона. При этом либо устраивают две опорных шайбы (рис. 36), либо же придают самой опорной поверхности анкерной гайки шаровую форму и довольствуются одной только имеющей соответственную форму опорной шайбой. Однако отверстия для анкеров в поясах, плитах, массивах или анкерных стенах должны в таком случае быть уширены настолько, чтобы анкер проходил через них с достаточным зазором. При этом опорные шайбы могут иметь незначительные размеры, если отверстиям для анкеров придавать коническую форму.

Все детали соединительных частей для анкеров (гайки, головки, проушины, стяжные муфты, накладки, болты, опорные шайбы) должны по своим размерам соответствовать диаметру анкерной нарезки; лучше даже делать их несколько большего сечения. Высота анкерных гаек должна по крайней мере равняться полуторному наружному диаметру нарезки.

Относительно средств предохранения анкеров от ржавчины следует заметить, что можно применять оцинковку, окраску и обделку бетоном; последнюю однако лишь в том случае, когда исключается возможность провисания анкера, что могло бы вызвать разрушение бетона. Пример бетонной обделки круглого железного анкера представлен на рис. 45; оцинковка в нарезке легко подвергается повреждениям и теряет свое предохранительное

[1] Ср. например «Zentralbl. der Bauv.», 1919, стр. 440.

НВЦ УДИТ (ДІІТ)

свойство. В виду этого рекомендуется в готовом сооружении непосредственно перед засыпкой его, даже при применении оцинкованных анкеров, предохранять места соединений, особенно нарезку и шарнирные связи с проушинами, обмазкой гудроном. В большинстве случаев тщательной гудроновой обмазкой анкерных стержней с обмоткой их осмоленной тканью достигаются такие же результаты, как и оцинковкой, часто же — даже на более продолжительный срок. Следует иметь в виду, что исходными точками появления разрушающей сооружение ржавчины легко могут стать стяжные муфты, в особенности рекомендованные выше, высверленные из целых кусков круглого железа. Помещенные внутрь анкерные концы и внутренность стяжных муфт недоступны окраске, между тем как влага свободно проникает в них через отверстия, предназначенные для прохода круглого стержня. Поэтому лучше наглухо закрывать эти отверстия, помещая в них короткие концы круглого железа и обильно покрывая все соединение гудроном. Если желают избежать этого неудобства, то стяжную муфту следует снабжать согласно рис. 66 такими прорезями, чтобы нарезка оставалась открытой. В этом случае стенка муфты должна получить соответствующее утолщение, что в свою очередь отражается на стоимости последней.

Железобетонные анкера могут найти применение только в таких местах, где бетон не подвергается опасности разрушения от просадок грунта. При коротких расстояниях между анкерами этой опасности в большинстве случаев не существует: анкерная связь представляет собой тогда неизменное, а в необходимых случаях свободно лежащее соединение между стеной и анкерными козлами или анкерной плитой. Примерами этого могут служить подпорное береговое сооружение в Любеке в Вестфалии (рис. 42) и бельверк по системе Равье (рис. 58 и 59). При анкерах более значительной длины необходимо однако иметь безусловно основание из надежного грунта, который ни в коем случае не давал бы осадок под тяжестью засыпки и действием подвижной нагрузки. Конструкции вроде примененных при постройке Шпандаусского судоходного канала (рис. 46) или в Копенгагене (рис. 47) могут служить образцом только при существовании безусловной гарантии надежности грунта. Применением такой конструкции в Шпандау не достигнуто благоприятных результатов. Шарнирное соединение анкеров в том виде, как оно применено в Танге (рис. 37), является значительным усовершенствованием, так как место присоединения анкера к анкерной плите может опускаться, поскольку анкер вращается около точки примыкания к стенке. Тем не менее и этот способ вызывает сомнения ввиду того, что анкерное скрепление лежит на насыпном грунте.

в) Анкерные щиты, стенки и козлы бельверка.

Неподвижная опора для прикрепления стенки бельверка легче всего достигается устройством анкерных плит, достаточно больших для того, чтобы отпор земли, оказывающий сопротивление их перемещению, находился в равновесии с натяжением анкера. Можно устраивать для каждого анкера отдельные плиты или же делать так, чтобы все лежащие в одной плоскости анкера захватывали одну проходящую непрерывно плиту. Плита должна быть настолько мощна, чтобы не испытывать прогиба. Ее делают из дерева или железобетона. Вместо железобетонных плит употребляют также бетонные массивы или непрерывные бетонные стены, которые при этом часто армируются. В случае устройства бетонных массивов силу трения, действующую в плоскости их нижней поверхности, можно также принимать в расчет как силу, противодействующую натяжению анкера. При всех анкерных плитах и массивах точку приложения анкера располагают в центре тяжести отпора земли.

В грунтах с незначительным сопротивлением давлению земли, в особенности в насыпном грунте, перед анкерными плитами забивают слегка наклонные сваи; последние должны доходить до более плотных слоев, чтобы своим сопротивлением изгибу увеличивать сопротивление анкерной плиты. Анкера при наличии участвующих в работе наклонных свай можно располагать на глубине,

НТБ УНИТ (ДИТ)

превышающей положение центра тяжести отпора земли. Подобное же устройство можно себе представить и из железобетона; однако при забивке железобетонных свай лучше уже сразу переходить к свайным козлам.

В последнее время вместо щитов, укрепленных при помощи наклонных свай, применяют шпунтовые щиты из железа. Шпунтины забиваются, анкера же прикрепляются к ним на глубине, позволяющей обходиться без особенно крупных земляных работ. В общем они располагаются выше центра тяжести расчетного противодавления земли, так как в большинстве случаев представляется экономически более выгодным не использовать таковое полностью, соблюдая взамен этого экономию на количестве земляных работ. Примерами подобных железных анкерных стенок служат разобранные выше направляющие стенки шлюзов в Даттельне (рис. 36), Флесгейме (рис. 37с) и Гюнксе (рис. 41).

Если действие забитых анкерных стенок или усиление щитов посредством наклонных свай оказывается недостаточным, то применяют анкерные козлы, состоящие из свай, работающих на сжатие и на растяжение, по одной или несколько штук тех и других. Деревянные сваи соединяются между собой врубкой замком, помещая между сваями поперечный брус и на болтах; часто же при помощи стяжных обручей, нагоняемых на козлы. Поперечные брусья во многих случаях пропускаются в качестве анкерной насадки через все анкерные свайные козлы для того, чтобы до известной степени распределить в них напряжения. Не следует однако переоценивать результаты этого распределения. Насадка бывает полезна только при допускающих хорошую забивку грунтах, в которых свайные козлы могут быть забиты достаточно точно и после скрепления с анкерами еще до известной степени выравнены в одну линию. Если это не имеет места, то анкерные насадки изгибаются волнообразно и перенапрягаются уже во время закрепления анкеров, т. е. до производства засыпки с задней стороны подпорной стенки; ввиду этого они зачастую расстраивают соединение козел и причиняют больше вреда, чем пользы, при надлежащем распределении усилий.

Для устройства козел из деревянных свай на германском побережье выработался ряд конструкций, уже рассмотренных при описании отдельных береговых сооружений. Главным образом следует отметить: гамбургские козлы (рис. 9, 13, 14 и 25), отличительным признаком которых служат дубовый вкладыш и охватывающий их стяжной обруч; штеттинские козлы (рис. 8, 26 и 27), а также конструкцию, довольно часто применяемую Прусским портовым управлением (рис. 10, Эмден).

Гамбургские козлы в одинаковой степени применяются и при устройстве набережных; они будут описаны в соответствующей главе. Их поперечные брусья никогда не делаются в виде непрерывной анкерной насадки.

Штеттинские козлы рассчитаны на штеттинские грунтовые условия. Здесь крепкий песчаный грунт расположен лишь на глубине от 6 до 9 *м*; над ним лежит болотистый грунт, совершенно не участвующий в работе свай. Верхние насыпные слои земли оказывают некоторое сопротивление, ввиду чего сваи поверху по большей части обшиваются непрерывным щитом из пластин (в примере на рис. 8 этого не сделано). Забивка свай на 3—4 *м* в песок придает им достаточную прочность. Сваи, рассчитанные на растяжение, забиваются несколько глубже, чем работающие на сжатие. Каждая сжатая свая образует козлы с одной (рис. 26 и 27) или двумя (рис. 8) растянутыми сваями. В последнем случае под непрерывной анкерной насадкой помещается еще короткая подбалка, служащая для удержания козел перед натяжением анкеров и производства засыпки с задней стороны стены. Насадка, проходящая без перерыва, несмотря на вышеприведенные опасения, как будто оправдала себя на деле в Штеттине; однако не всегда следует пользоваться этим примером. Если козлы состоят из пары свай — одной сжатой и одной растянутой, то анкерная насадка перекашивается, так как передняя ее сторона под действием растянутой сваи стремится вниз, а от действия сжатой сваи отжимается кверху. Если же на каждую отжатую сваю приходится по две растянутых (рис. 8), то упомянутое перекашивание менее значительно, но зато растянутые сваи не используются в полной мере.

УБИТ (ДПТ)

Гамбургские козлы, сваи которых лежат в одной плоскости, очевидно, испытывают значительно меньшие деформации, чем штеттинские, так как одна свая у них упирается в другую, между тем как штеттинские козлы приобретают устойчивость только после значительных изменений формы и положения анкерной насадки. Однако так как штеттинские козлы можно заставить работать с самого начала, т. е. до производства засыпки, то недостаток этот не имеет слишком большого значения, если подпорное сооружение испытывает более или менее равномерные напряжения, как это имеет место при небольших разностях уровней в Штеттине. Для подпорных же стенок с часто или значительно меняющимися напряжениями, в особенности для стенок, расположенных в области приливов и отливов, штеттинские козла применять не следует, так как горизонтальные колебания их слишком велики и вызывают чрезмерную «работу» стены.

Еще более прочными, чем гамбургские, являются изображенные на рис. 10 козлы, входящие в состав одного из больверков в Эмдене, применяемые Прусским портовым управлением. В этих козлах сваи также расположены в одной плоскости. Поперечный брус толще, чем в гамбургских козлах, причем до натяжения анкеров прочно прижимается к сваям при помощи легко поддающихся загонке дубовых клиньев. Поэтому уже до начала действия натяжения анкеров козлы приводятся в неизменное положение и горизонтальные перемещения верхней их части при переменных натяжениях анкеров оказываются минимальными. У гамбургских козел неизменяемость до натяжения анкеров достигается только надеваемым в горячем состоянии стяжным обручем, надежность действия которого всецело зависит от качества работы, трудно поддающейся оценке путем испытания. У гамбургских козел целесообразнее всего пропускать анкер под обручем через середину дубового вкладыша (рис. 25), причем с ослаблением последнего приходится мириться. У эмденских козел анкер расположен над поперечным брусом и, стало быть, не ослабляет его.

При незначительных расстояниях между свайными козлами сопротивление их натяжению анкеров может быть увеличено горизонтальными неразрезными щитами из пластин, прикрепленными к козлам (рис. 25—27). У подпорных стенок в Штеттине (рис. 31) те же результаты достигнуты посредством бетонной стенки, одновременно служащей для соединения в распорные козлы упирающихся в нее сжатых и растянутых свай. Подобным же образом действует и анкерная стена в Люббеке, расположенная на сжатых и растянутых сваях (рис. 42).

Анкерные плиты коробчатой формы устроены для железобетонных подпорных стенок в Мангейме (рис. 56), Танге (рис. 57) и Нейсе (рис. 60).

При выборе строительного материала для анкерных плит, стенок и козел высота уровня грунтовых вод имеет решающее значение, ибо дерево может быть применено только при условии постоянного нахождения под водой. Поэтому часто общая конструкция всего сооружения обусловливается положением уровня грунтовых вод. Устраивать деревянные щиты, а равным образом и сопряжение деревянных свай возможно только при водоотливе. Если осуществление его сопряжено с затруднениями, то анкерные плиты располагают на меньшей глубине, делая их железными или из бетона. Анкерные козлы из железобетонных свай применялись до сих пор для береговых подпорных стенок только в редких случаях. Однако при нахождении материка на значительной глубине применение их могло бы оказаться выгодным в смысле анкерного скрепления железных и железобетонных стенок, для устройства которых и без того пришлось бы устанавливать копры для забивки бетонных свай.

В случае применения анкерных щитов и тому подобных устройств с использованием отпора земли засыпку с задней стороны сооружения следует производить таким образом, чтобы анкерные щиты были засыпаны раньше, чем подпорная стенка воспримет давление земляной нагрузки.

УДУТ (ДІІТ)

5. РАСЧЕТ ОГРАЖДЕНИЙ.

а) Общие замечания по теории давления земли.

Наши сведения об условиях распределения давления в грунте до сих пор еще весьма ограничены. Несмотря на то, что специальная область учения о давлении земли, а именно вопросы, связанные с давлением земли на вертикальные или наклонные стены, разработана более всего, в нашем распоряжении имеется теория распределения и передачи давления только для необладающего сцеплением частиц песчаного грунта, которая даже при этом ограничении обладает еще многими пробелами. Статические явления в имеющих внутреннее сцепление (коллоидальных) грунтах еще совершенно не освещены.

Современная теория давления земли предполагается нами известной[1] тем более, что можно всегда освежить ее в памяти при помощи любого справочника для инженеров-строителей. Она основана на гипотезе образования при сдвиге грунта поверхности скольжения в виде плоскости, по которой по направлению к стенке сползает клин земляного тела (призма обрушения), а также на той предпосылке, что сопротивление, оказываемое грунтом этому сдвигу в плоскости скольжения, зависит от внутреннего трения земляных частиц, мерилом которого считается свойственный различным видам грунта угол естественного откоса. Это предположение не соответствует действительности, поскольку при известных условиях поверхности скольжения могут быть и криволинейными, а во многих случаях могут и вообще не образоваться. Сверх того внутреннее трение в грунте даже у песка только приблизительно соответствует углу естественного откоса; одновременно оно зависит от характера и плотности залегания, а в грунтах, обладающих внутренним сцеплением, обусловливается главным образом содержанием влаги, величиной и родом нагрузки грунта. Далее принятая в настоящее время теория давления земли совершенно пренебрегает упругостью грунта и сооружения; это имеет особенно важное значение, так как конечные значения давления земли появляются лишь после того, как и сооружение и самый грунт успеют претерпеть уже известные деформации.

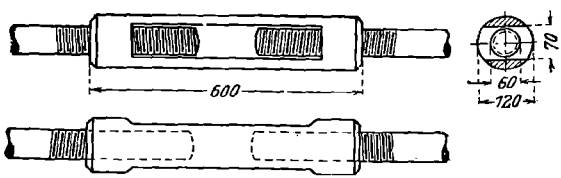


Рис. 66. Открытая стяжная муфта, изготовленная из высверленного круглого железа.

Разработка всего комплекса этих вопросов продолжается в настоящее время, и как раз в последние годы механика земляных масс серьезно подвинулась вперед благодаря появлению в свет упомянутой работы Терцаги[2]. В самых различных местах ставятся опыты, которые продолжаются и до сих пор; но потребуется еще много труда, средств и времени для того, чтобы заполнить пробелы в наших знаниях и достигнуть более надежных методов расчета, хотя бы до известной степени правильно учитывающих влияние вышеуказанных факторов. До поры до времени мы вынуждены довольствоваться имеющимися в нашем распоряжении несовершенными данными.

В общем и обычные способы расчета при некоторой осторожности дают также достаточно пригодные на практике результаты. Нужно только постоянно иметь в виду, что основные положения, из которых приходится исходить, не являются вполне надежными. Если же удостовериться в том, насколько результаты расчетов колеблются в зависимости от тех или иных принятых предпосылок, то обычно можно составить себе более или менее достаточное представление о действи-

---

[1] Как основное руководство по новейшим исследованиям в области давления земли следует указать книгу д-ра инж. Терцаги («Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage»), Zeipzig u. Wien 1925 г.

[2] «Bautechnik», 1928, стр. 761 и 762.

НБ УДИНГ (ДІІТ)

тельных напряжениях в сооружении. Гипотеза о существовании плоских, а не кривых поверхностей скольжения по большой части не приводит к значительным отклонениям от действительности; равным образом и принятие во внимание упругих свойств грунта и сооружения не повлечет за собой больших изменений в результатах расчета. Решающее значение имеют однако предпосылки, касающиеся внутреннего трения в грунте. В этом случае можно облегчить себе задачу при помощи введения в расчет предельных значений и определения приблизительных напряжений в сооружении для этих условий.

Путем употребления таблиц для расчета давления земли можно без особой затраты времени получить представление о том, каким образом результаты расчетов изменяются в зависимости от различных предпосылок. При этом во многих случаях окажется возможным представить результат в наглядном и удобном виде помощью применения инфлюэнтных линий по методу Гедде[1].

Как указано выше, главное затруднение заключается в том, что теория давления земли не распространяется на грунты, обладающие внутренним сцеплением. Из этого затруднения при такого рода грунтах можно выйти только путем особенно осторожного применения значений, установленных для внутреннего трения. Следует принимать самые низкие значения, какие только могут иметь место при особых условиях, в которых может находиться сооружение, в особенности при изменении содержания влаги. Найденные таким путем значения, соответствующие наиболее неблагоприятным условиям, подлежат еще дальнейшему снижению, принимая во внимание сомнения, вызываемые применением теории давления земли к грунтам, обладающим внутренним сцеплением.

При таких сомнительных предпосылках, как общее правило, не представляется конечно целесообразным определять напряжения в сооружении и грунте основания путем точных и сложных расчетов. Наоборот, в подобных расчетах содержится скрытая опасность; благодаря кажущейся их достоверности можно упустить из виду тот факт, что результаты основаны лишь на сомнительных предпосылках. Ввиду этого в последующем для важнейших случаев, встречающихся при расчете подпорных стен, будет указан метод, приводящий к краткому и простому расчету и который, учитывая недостоверность основных расчетных предположений, в общем является достаточным для выбора формы и определения размеров соответствующих сооружений. В случаях, выходящих из рамок обычного, при особенно трудных грунтовых условиях либо при сооружениях необычных размеров или форм придется производить дальнейшие расчеты на основании содержащихся в новейшей литературе новых исследований в этом направлении, а также предпринимать опытные изыскания с привлечением для этой цели авторитетных исследовательских учреждений.

б) Влияние трения стенки о грунт.

В дальнейшем изложении приняты следующие обозначения:

E_a — давление земли («активное» давление земли),
E_p — отпор (сопротивление, «пассивное» давление земли),
γ — объемный вес,
ρ — угол естественного откоса,
δ — угол трения между стеной и грунтом,
ε — количество пустот в грунте (пористость),
h — свободная высота стены над ее основанием,
t — глубина забивки стены, считая от основания.

В большинстве случаев стенки береговых подпорных сооружений вертикальны, а поверхность земли ограничена горизонтальной плоскостью. Для этого случая, разобранного Ренкином, если пренебречь трением между стенкой и грунтом (при $\delta = 0$), действительны выражения:

[1] «Bauingenieur», 1929, стр. 1.

БГПУ
УДУНТ
(ДІІТ)

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma \operatorname{tg}^2(45 - \rho/2)\, h^2 = \frac{1}{2}\lambda_a h^2 = \frac{1}{2} g_a h. \quad (1)$$

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma \operatorname{tg}^2(45 + \rho/2)\, h^2 = \frac{1}{2}\lambda_p h^2 = \frac{1}{2} g_p h. \quad (2)$$

$$\lambda_a = \gamma \operatorname{tg}^2(45 - \rho/2). \quad (3)$$

$$\lambda_p = \gamma \operatorname{tg}^2(45 + \rho/2). \quad (4)$$

Коэфициенты давления земли λ_a и λ_p определяют давление и отпор землю $g_a = \lambda_a h$ и $g_p = \lambda_p h$ представляют собой основания треугольников, изображающих давление и отпор земли.

Способ определения площадей нагрузок при наклонных стенах или наклонной земной поверхности, а также в случае трения между стеной и грунтом можно считать известным. Искомые данные выводятся при помощи таблиц давления земли или графически помощью очень наглядного приема Кульмана, который без труда приводит к цели и в том случае, когда таблицы не применимы. Кое-какие указания придется однако сделать по вопросу о влиянии трения между стенкой и грунтом. Если учитывать трение, то давление земли на стенку оказывается меньше, а отпор земли, наоборот, увеличивается, так что влияние трения на устойчивость стенки идет в запас прочности. Усилие, вызывающее трение по стенке, направлено вниз при давлении земли, а при отпоре земли — вверх, так как в последнем случае грунт сдвигается кверху. На рис. 67 представлено изменение давления и отпора земли при различных углах естественного откоса с учетом трения между стеной и грунтом. Влияние трения на величину давления земли незначительно, оно уменьшает его в большинстве случаев примерно на 10%. Но на отпор земли трение по стенке оказывает уже существенное влияние даже при учете того обстоятельства, что большие значения отпора земли в действительности не могут иметь места, так как в этом случае гипотеза плоской поверхности скольжения оказывается несостоятельной.

Это влияние трения по стенке, увеличивающее отпор земли, можно принимать во внимание только в том случае, когда направленное вверх трение действительно может быть воспринято. Ему противодействуют: вес стены, направленные вниз слагающие давления земли на другой стороне стенки, а также сопротивления движению стены вверх, оказываемые анкерными поясами или другими соединенными с нею и углубленными в землю выступающими частями. В особых случаях означенные силы могут оказаться недостаточными для восприятия направленных вверх слагающих отпора земли. Это имеет место тогда, когда гладкая стена (без выступов) выдерживает сильное гидростатическое давление, а также когда при сооружении анкерных стенок самая стенка, при устройстве же лал — свая либо свайный куст, подвергаются напряжениям от горизонтальных сил. В этих случаях отпор земли вызывается не только давлением грунта, которое всегда должно заключать в себе силу, противодействующую направленному кверху трению, но главным образом чисто горизонтальными силами. Тогда может случиться, что силы противодействия для восприятия трения стены будут отсутствовать. Если же в таких случаях мы хотим считать отпор земли направленным наклонно, т. е. исходить из предельного значения его, то каждый раз следует производить проверку, может ли в действительности быть воспринята вертикальная составляющая распора.

По новейшим исследованиям Франциуса[1] отпор грунта при влажном или находящемся под водой песке и шероховатой стене превышает в $1^1/_2$ раза значение, определенное расчетом для гладкой стены (без трения). Опыты были произведены с насыпным утрамбованным грунтом: при более плотном, т. е. естественном, грунте отпор земли увеличивается. Поскольку укрепленные анкерами подпорные стенки забиваются в нетронутый грунт с естественным углом откоса по меньшей мере 25%, можно без всяких колебаний принимать отпор земли в размере, превышающем

[1] «Bauingenieur», 1928, стр. 118, 136, 787, 813.

УДУНТ (ДИИТ)

вдвое величину, получающуюся в результате подсчета, произведенного для случая гладкой стенки (без трения). Исключение составляют вышеуказанные особые случаи (высокое давление воды, анкерные стенки, палы), при которых необходимо выяснение вопроса, может ли сила трения действительно быть воспринятой сооружением. Для насыпного грунта и для грунтов, в которых угол естественного откоса составляет менее 25 %, следует принимать лишь значение, получающееся без учета сил трения. В случае, если эти грунты не оказывают уже достаточного сопротивления сжатию, можно принимать в расчет только их давление, а не отпор.

Сравнение результатов опытов Франциуса с полученными расчетным путем значениями (рис. 67) ясно показывает, сколь малую цену имеет точное вычисление при тех сомнительных предпосылках, которые приходится делать при расчетах давления грунта. При определении отпора земли расчетным путем это оправдывает применение так называемых упрощенных предпосылок для учета сил трения. Равным образом представляется допустимым при вычислении давления (активного) земли совершенно не принимать во внимание трения, так как влияние его незначительно.

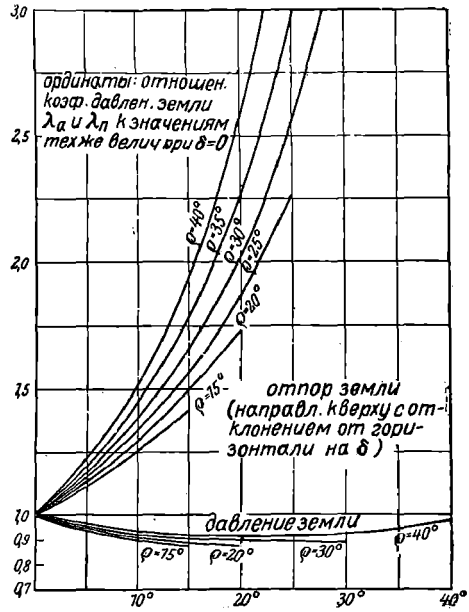


Рис. 67. Зависимость давления и отпора земли от трения между стенкой и грунтом при вертикальной стенке и горизонтальной поверхности земли. Расчет произведен по таблице давления земли Крея.

в) Влияние грунтовой воды.

1) Угол естественного откоса грунта под водой.

Получившее всеобщее распространение предположение, что угол естественного откоса находящегося под водой грунта значительно менее угла естественного откоса для такого же грунта в сухом состоянии, не соответствует действительности. Опытами Энгельса[1], Крея[2] и Франциуса[3] доказано, что при спокойной воде едва ли существует какая-либо разница в этом отношении. Крей тем не менее рекомендует из осторожности принимать обычные до настоящего времени значения; точно так же и в I томе настоящего труда по той же причине приведены значительно пониженные величины углов естественного откоса для лежащих под водой грунтов. Терцаги[4] обращает особенное внимание на то, что имеющее для расчета давления земли первостепенное значение внутреннее сопротивление скольжению безусловно не соответствует углу естественного откоса, а в значительной степени зависит от способа и плотности залегания грунта. Учитывая это, в настоящее время можно, повидимому, без особых сомнений принимать при расчетах более высокие значения для углов откосов, чем те, которые приведены для находящегося под водой грунта в сводной таблице I тома.

2) Расчеты давлений земли и воды.

В отношении водопроницаемых грунтов по предложению Крея следует отдельно исчислять величину давлений воды и земли. Вода обволакивает частицы

[1] Engels, Handbuch des Wasserbaues, 3-е изд., т. II, стр. 1052, Лейпциг 1923.
Krey, Erddruck, Erdwiderstand и т. д., 3-е изд., стр. 16.
[3] «Bauingenieur», 1928, стр. 815.
[4] «Erdbaumechanik,» стр. 307.

НБ УДУХТ (ДІІТ)

грунта и производит горизонтальное давление на стенку, частицы же грунта подвергаются взвешивающему действию. Таким образом приходится принимать в расчет полное давление воды и кроме того давление земли, которое имело бы место и в случае отсутствия воды, с той только разницей, что объемный вес грунта следует уменьшить на взвешивающую силу воды. Если содержание пустот в грунте равно ε, то объемный вес его под водой надо уменьшить на величину $1(1-\varepsilon)$, т. е. до $\gamma-1+\varepsilon$. Например для песчаного и гравелистого грунтов различной плотности залегания, твердые частицы которого имеют обычно удельный вес $S=\frac{8}{1-\varepsilon}=2{,}60$ до 2,65, объемный вес, содержание пустот и количество твердых частиц составляют:

Таблица 1

Объемный вес совершенно сухого грунта[1]	Объем пустот	Объем твердых частиц	Объемный вес под водой
1,56 — 1,59	0,40	0,60	0,96 — 0,99
1,69 — 1,72	0,35	0,65	1,04 — 1,07
1,82 — 1,85	0,30	0,70	1,12 — 1,15
1,95 — 1,99	0,25	0,75	1,20 — 1,24
2,08 — 2,12	0,20	0,80	1,28 — 1,32
2,22 — 2,25	0,15	0,85	1,37 — 1,40

Цифры в приведенной таблице начинаются с рыхлого залегания и переходят к плотному, причем плотность зависит от механического состава, происхождения отложений и давления, под которым находятся грунты. Объем пустот 0,20 соответствует уже очень плотному залеганию: более плотное залегание встречается только в очень редких случаях, при удачном соотношении зерен различной величины.

При насыщенном водой гравелистом или песчаном грунте площади нагрузок должны быть приложены так, как это указано на рис. 68. Для слоев, в

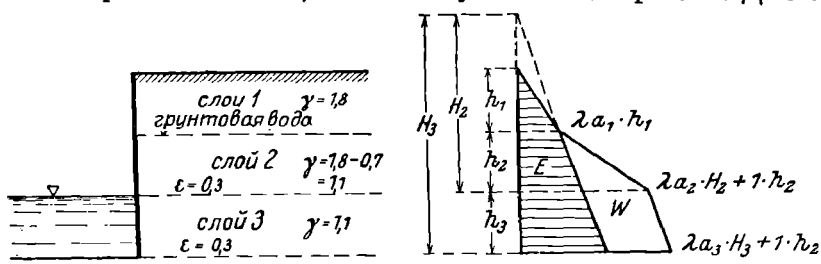


Рис. 68. Площадь нагрузки при песчаном грунте, расположенном выше и ниже уровня воды.

которых вода стоит по обе стороны стены, приведено избыточное давление, действующее только с одной ее стороны. На вводимую в расчет величину давление земли не оказывает большого влияния, производится ли расчет указанным способом (обособленно для давления земли и давления воды) или нет, но это в значительной степени отражается на величине отпора земли. Обособленный расчет необходим однако для песчаного грунта, через который давление воды может выравниваться. Обладающие внутренним сцеплением грунты, непроницаемые для воды и представляющие препятствие для выравнивания давления воды, рассчитываются так же, как и ненасыщенные водой влажные грунты, в глубь которых равным образом не проникает ни давление воды ни напор ее снизу. При вычислениях следует определять содержание воды и зависящий от него объемный вес грунта, значения же внутреннего трения, согласно вышеуказанному, должны приниматься с особой осторожностью.

Следует при этом заметить, что по утверждению Ранкеса[2], взвешивание снизу не оказывает в большинстве случаев никакого действия ниже дна гавани,

[1] Грунт естественной влажности имеет больший вес в зависимости от содержания влаги.

[2] «Bauingenieur», 1929, стр. 433.

НВ УДУНТ (ДИТ)

потому что уплотненные наносами грунтовые слои, непосредственно лежащие под дном водоема, препятствуют доступу воды к более глубоким чистым песчаным пластам; ввиду этого последние оказываются влажными, но не насыщенными водой. Это предположение едва ли оправдывается в действительности, так как пустоты в леске заполняются не воздухом, а водой. Если в случаях, исследованных Ранкесом, учет напора воды снизу, т. е. производство обособленных расчетов, приводит к слишком неблагоприятным результатам, то это объясняется по всей вероятности тем, что отпор земли принимался слишком малым; тем самым правильность производства отдельных расчетов не опровергнута.

з) Расчетная высота напора воды.

Расчетная разность горизонтов воды должна определяться в каждом отдельном случае. Свободный уровень воды в области германского побережья, подверженной приливам и отливам, редко поднимается или опускается со скоростью, превышающей 0,40 *м* в час; в верхнем течении германских рек скорость подъема воды едва достигает половины указанной нормы. От плотности стены и от проницаемости грунта зависит, насколько быстро уровень воды в грунте следует за ее подъемом и какая разность уровней может при этом образоваться. При крупных песчаном и гравелистом грунтах, в противоположность мелкопесчаному, плотность стены не имеет никакого значения; поэтому именно при мелком песке наблюдаются самые большие разности уровней воды. Всегда необходимо принимать меры к надлежащему отпору воды, обеспечивающему выравнивание давления. В большинстве случаев разность горизонтов воды не превышает 0,10 *м*; для областей, подверженных приливу и отливу, она составляет не более 0,20 *м*, в самых неблагоприятных случаях — 0,50 *м* и более. Принятие в расчет разницы горизонтов, превышающей 1 *м*, во всяком случае является преувеличенной и поэтому бесхозяйственной предосторожностью.

Иначе обстоит дело при грунтах, обладающих внутренним сцеплением. Здесь насыщение грунта водой следует за уровнем воды лишь очень медленно или даже совершенно не испытывает влияния колебания его. Поэтому в отдельных случаях следует устанавливать пределы подъема воды.

г) Числовые значения объемного веса и трения.

При производстве подсчетов давления земли важнее всего задаться верными значениями объемного веса и внутреннего трения. При разработке проектов следовало бы иметь определенные данные, касающиеся не только положения грунтовых слоев, но и их свойств, объемного веса, содержания влаги и количества пустот, углов естественного откоса и углов трения. Указанные данные следовало бы выяснить более подробным образом и чаще, чем это делается обычно в настоящее время, так как подобного рода предварительные исследования всегда окупаются. В качестве образца может служить намеченная на стр.68 таблица, к которой присоединена для облегчения расчетов еще другая на стр.69 содержащая для наиболее употребительных величин объемного веса γ и угла естественного откоса ρ значения λ_a и λ_p давления и отпора земли.

д) Стенка без анкеров с сосредоточенной нагрузкой.

Подверженная действию горизонтальной сосредоточенной нагрузки стенка представляет собой статически простейший случай больверка, однако почти не встречающийся на практике. Соответствующий расчет может быть применен однако и к несущим нагрузку сваям, а также к состоящим из свайных кустов (не из свайных козел) сложным палам; при этом впрочем отпор земли не должен определяться по ширине свай или пал, ибо он оказывается значитель-

УБИТ (ДНТ)

но большим ввиду уширения в боковых направлениях призм выпирания грунта. Если палы подвергаются напряжениям под влиянием горизонтальных ударов [1], то можно без опасения вводить в расчет отпор земли при песчаном грунты не уменьшая его на величину налора воды снизу, т. е. принимать полный объемный вес насыщенного водой песка, так как вода в продолжение удара не может быть вытеснена из пустот песка. Таким образом песок и вода будут оказывать противодействие как одно целое тело.

Под действием нагрузки стена согласно рис. 69a и b повертывается в грунте около точки вращения D. При незначительном напряжении упругая линия имеет очертание, показанное на рис. 69a, причем глубина забивки не исполь

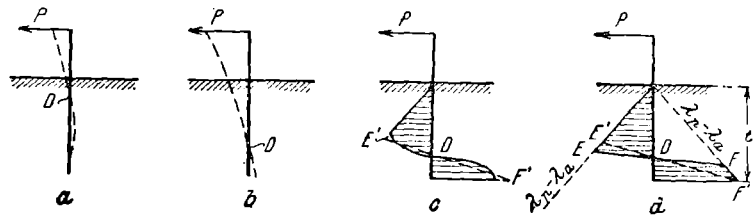


Рис. 69a—d. Стенка больверка с сосредоточенной нагрузкой и без анкеров.

зуется полностью и, стало быть, бесполезно велика. При более сильном напряжении точка вращения опускается вниз, и упругая линия принимает очертание указанное на рис. 69b. В этом случае глубина забивки используется полностью так что именно ее и следует класть в основу расчета.

В соответствии с прогибом стены на левой стороне вверху и на правой стороне ниже точки D возникает отпор земли, площади нагрузок которого изображены на рис. 69c. Трение между стеной и грунтом направлено на левой стороне вверх, а на правой стороне —вниз. Так как отпор земли на левой стороне больше, чем на правой, то стена может воспринять только часть трения, возможного на левой стороне. Ввиду этого безопасности ради рекомендуется вообще не учитывать увеличения отпора земли на левой стороне стенки под влиянием трения. В соответствии с этим можно пренебречь влиянием трения и на правой стороне, приводящим к уменьшению отпора земли, так как трение направлено вниз.

Отпор земли слева увеличивается, начиная от поверхности вниз до своего предельно возможного значения, подлежащего уменьшению на величину действующего с правой стороны давления земли. Площадь нагрузки ограничивается следовательно линией $\lambda_p - \lambda_a$. На правой стороне отпор земли ниже точки D возрастает до той же самой линии. Каким образом вблизи этой точки отпор земли с левой стороны переходит в отпор земли с правой стороны—не выяснено; вероятную, соответствующую упругой линии форму перехода представляет рис. 69c. Ради простоты следует линию перехода заменить прямой вроде линий EF или $E'F'$ на рис. 69. Наклон этой линии, положение точки вращения D, в которой она пересекает стену, и глубина забивки t неизвестны. Так как для определения этих трех неизвестных имеются в распоряжении только оба условия равновесия ($\Sigma H = 0$, $\Sigma M = 0$), то определенное решение невозможно. Положением линии перехода приходится задаться по возможности ближе к действительности и затем уже определять два недостающих еще неизвестных.

На рис. 70 изображены для известного случая различные возможные положения линии перехода. На рис. 70a эта линия имеет горизонтальное направление, на рис. 70b она начинается с правой стороны стенки от точки пересечения горизонтальной прямой, проведенной через нижний край стенки, с линией $(\lambda_p - \lambda_a)$; на рис. 70c она начинается на глубине t ниже уровня местности на линии $(\lambda_p - \lambda_a)$ с левой стороны стенки. Для этих трех различных случаев в по-

[1] Высота точки положения силы удара может быть определена по деформации пал из уравнения работы.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 2

Род грунта	Объемный вес λ плотно лежащего грунта $т/м^3$	Величина внутреннего трения грунта или естественный угол откоса ρ в градусах	Примечания
1. Грунты со сцеплением частиц			К п. 1. У грунтов с внутренним сцеплением объемный вес увеличивается с увеличением содержания влаги от приведенного наименьшего значения до наибольшего. Значение внутреннего трения грунта с увеличением содержания влаги большей частью сперва увеличивается по сравнению с цифрами, приведенными для сухих грунтов, а затем падает до значений, указанных для грунтов, насыщенных водой. Приведенные для грунтов со сцеплением величины трения имеют столь же сомнительное значение, как и применение теории давления земли к этим грунтам.
а/ Земля в насыпях, сухая	1,4	35—40	
Земля естественно влажная	1,6	40—45	
Земля, насыщенная водой	1,8	30	
б/ Плывато-глинистый грунт, сухой	1,5	40—45	
грунт, насыщенный водой	1,9	20—25	
в/ Глинистый грунт, сухой	1,6	40—50	
глинистый грунт, насыщенный водой	2,0	20—25	
Грунты без сцепления над водой			
а/ Песок и гравий совершенно сухие			К п. 2. Объемный вес зависит от содержания пустот (ср. табл. на стр.65) и от влажности. Речной и горный гравий имеют по большей части средний удельный вес от 2,60 до 2,65; для совершенно сухого грунта из этих цифр можно определить объемный вес для любого содержания пустот. При одинаковом строении зерен содержание пустот изменяется с плотностью залегания, что следует иметь в виду при определении объемного веса, находящегося в естественном состоянии грунта. Угол естественного откоса имеет малую величину при округлых и большую при угловатых зернах.
Содержание пустот			
0,40—0,30	1,56—1,85	30—35	
0,30—0,20	1,85—2,10	30—35	
б/ Песок и гравий естественной влажности			
Содержание пустот			
0,40—0,30	1,7 —2,0	35—40	
0,30—0,20	2,0 —2,3	35—40	
в/ Гравий с острыми гранями	как для 2а и б	45	
8. Грунты без сцепления под водой			
а/ Песок и гравий			К п. 3. Кроме давления земли следует включать полное давление воды.
Содержание пустот			
	0,95—1,0	30	
0,40—0,25	1,1 —1,15	30	
0,30—0,20	1,2 —1,25	30	
	1,3	30	
б Гравий с острыми гранями	как для 3а	35—40	

следующем определена на основании обоих условий равновесия глубина забивки t. Применяя обозначения, указанные на рисунке, мы имеем:

а) Для случая, соответствующего рис. 70 а:

$$P - \frac{1}{2}(\lambda_p - \lambda_a)\, t_1^2 + (t - t_1)(\lambda_n - \lambda_a)\frac{t_1 + t}{2} = 0. \qquad (5)$$

$$P\left(h + \frac{2}{3}t_1\right) - \frac{1}{2}(t \quad t_1)(\lambda_n \quad \lambda_a)\, t_1\left(\frac{1}{3}t_1 \quad \frac{t - t_1}{3}\right) -$$

$$- \frac{1}{2}(t - t_1)(\lambda_p - \lambda_a)\, t\left(\frac{1}{3}t_1 \quad 2\frac{t - t_1}{3}\right) = 0. \qquad (6)$$

Из этого следует:

$$t^6 - 6\frac{P}{\lambda_p - \lambda_a}t^4 \quad 12\frac{P}{\lambda_p - \lambda_a}ht^3 - 12\frac{P^2}{(\lambda_p \quad \lambda_a)^2}t^2 +$$

$$+ 2 \cdot \frac{P^2}{(\lambda_p - \lambda_a)^2}\left(9h^2 - 4\frac{P}{\lambda}\right) = 0. \qquad (7)$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Таблица 3

Коэфициенты $\begin{cases}\lambda_a = \lambda \cdot \operatorname{tg}^2 (45° - \rho/2) \text{ давления земли} \\ \lambda_p = \lambda \cdot \operatorname{tg}^2 (45° + \rho/2) \text{ отпора земли}\end{cases}$

Угол откоса ρ в градусах	γ = 1,0	γ = 1,1	γ = 1,2	γ = 1,6	γ = 1,8	γ = 2,0
	0,589	0,648	0,707	0,942	1,060	1,178
15	1,698	1,868	2,038	2,717	3,056	3,396
	0,490	0,539	0,588	0,784	0,882	0,890
20	2,040	2,244	2,448	3,264	3,672	4,080
	0,446	0,491	0,535	0,714	0,803	0,892
22,5	2,240	2,464	2,688	3,584	4,032	4,480
	0,406	0,447	0,487	0,650	0,731	0,812
25	2,464	2,710	3,157	3,942	4,435	4,928
	0,368	0,405	0,442	0,589	0,662	0,736
27,5	2,717	2,989	3,260	4,347	4,891	5,434
	0,333	0,367	0,400	0,533	0,599	0,667
30	3,000	3,300	3,600	4,800	5,400	6,000
	0,301	0,331	0,361	0,482	0,542	0,602
32,5	3,323	3,655	3,988	5,317	5,981	6,646
	0,271	0,298	0,325	0,434	0,488	0,542
35	3,690	4,059	4,428	5,904	6,642	7,380
	0,217	0,239	0,260	0,347	0,391	0,434
40	4,599	5,059	5,519	7,358	8,278	9,198

$$t_1 = \sqrt{\frac{P}{\lambda_p - \lambda_a} + \frac{1}{2} t^2}.$$

б) Для случая, соответствующего рис. 70b:

$$P \quad 2(\lambda_p - \lambda_a)\, t \frac{t - t_1}{2} - (\lambda_p - \lambda_a) \frac{t^2}{2} = 0.$$

$$P\left(h + \frac{2}{3} t\right) - 2(\lambda_p - \lambda_a)\, t \frac{t - t_1}{2}\left(\frac{t}{3} - \frac{t - t_1}{3}\right) = 0. \qquad (1$$

Из этого следует:

$$t^4 - 8\frac{P}{\lambda_p - \lambda_a} t^2 - 12 \frac{P}{\lambda_p - \lambda_a} ht - 4 \frac{P^2}{(\lambda_p - \lambda_a)^2} = 0; \qquad (11$$

$$t_1 = \frac{P}{(\lambda_p - \lambda_a)\, t} = \frac{1}{2} t. \qquad (12$$

в) Для случая, соответствующего рис. 70c:

$$P - \frac{1}{2}(\lambda_p - \lambda_a)\, t^2 + \frac{1}{2}(\lambda_p - \lambda_a)(t - t_1)^2 +$$

$$+ \left(t - \frac{t_1 + t_2}{2}\right)(\lambda_p - \lambda_a)(t_1 + t_2) + \frac{1}{2}(\lambda_p - \lambda_a)(t - t_2)^2 = 0. \qquad (13)$$

$$P(h + t) - \frac{1}{6}(\lambda_p - \lambda_a)\, t^3 + \frac{1}{6}(\lambda_p - \lambda_a)(t - t_1)^3 + \frac{1}{2}(\lambda_p - \lambda_a)(t_1 + t_2)(t - t_2)^2 +$$

$$+ \frac{1}{2}(\lambda_p - \lambda_a)(t_1 + t_2)(t_2 - t_1)\left(\frac{t_2 - t_1}{3} + t - t_2\right) + \frac{1}{6}(\lambda_p - \lambda_a)(t - t_2)^3 = 0. \qquad (14)$$

Из этого следует:

$$t^4 - 4\, t^3 t_1 + 2\, t^2\left(2\frac{\lambda_p - \lambda_a}{P} + t_1^2\right) + 4\, t_1^2 \frac{P}{\lambda_p - \lambda_a} + 4\frac{P^2}{(\lambda_p - \lambda_a)^2} +$$

$$12 \frac{P}{\lambda_p - \lambda_a} ht_1 = 0. \qquad (15)$$

$$t_2 \quad \frac{1}{t_1}\left(\frac{P}{\lambda_p - \lambda_a} \quad \frac{1}{2} t^2\right). \qquad (16)$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Если подставить приведенные на рис. 70 a и c числовые значения

$$P = 7{,}85\ m, \quad h = 5\ м, \quad \lambda_p - \lambda_a = 7{,}64\ m/м^2,$$

а для случая по рис. 70 c $t_1 = 3\ м$, то будем иметь:

а) для случая по рис. 70a:

$$t = 4{,}67\ м, \quad t_1 = 3{,}48\ м,$$

б) для случая по рис. 70b:

$$t = 4{,}90\ м, \quad t_1 = 2{,}69\ м,$$

в) для случая по рис. 70c:

$$t = 4{,}73\ м, \quad t_1 = 3{,}00\ м, \quad t_2 = 4{,}12\ м.$$

Определенные для указанных трех случаев нормы глубины забивки относятся между собой, как 4,67 : 4,90 : 4,73 = 1,00 : 1,03 : 1,01; в действительности будет иметь место среднее положение в пределах между случаями a и b, для которых результаты разнятся друг от друга на 5%.

Если производить расчет с другими числовыми значениями, то получается та же степень точности.

Только что произведенный расчет сравнительно сложен: он приводится здесь только для того, чтобы доказать допустимость рекомендуемого ниже приближенного исчисления, которое ввиду сомнительности предпосылок, положенных в основу расчета, обладает достаточной степени точностью. Для этого приближенного расчета, как показано на рис. 71, действующий с правой стороны отпор земли принят за одну сосредоточенную силу, приложенную к нижнему концу стенки. Сверх того предполагается, что отпор земли с левой стороны достигает своего наибольшего значения на полной высоте забитой части стенки, т. е. распределяется по треугольнику, ограничиваемому линией $(\lambda_p - \lambda_p)$. При этих предположениях требующаяся глубина забивки определяется из уравнения:

$$P\left(h + \frac{2}{3}t_0\right) - \left[\frac{1}{2}(\lambda_p - \lambda_a)\, t_0^2 - P\right] \cdot \frac{1}{3} t_0 = 0. \tag{17}$$

Из этого следует:

$$t_0^3 - 6\,\frac{P}{\lambda_p - \lambda_a}\, t_0 - 6\,\frac{P}{\lambda_p - \lambda_a}\, h = 0. \tag{18}$$

Для приведенного выше числового примера получается $t_0 = 4{,}00$. Вычисленные для обоих предельных случаев a и b значения глубины забивки t оказываются в $\frac{67}{4{,}00} = 1{,}17$ и в $\frac{4{,}90}{4{,}00} = 1{,}225$ раза больше. Другие числовые примеры приводят приблизительно к таким же соотношениям.

В общем требующаяся глубина забивки для стенки, испытывающей нагрузку от одного сосредоточенного горизонтального груза, составляет:

$$t = (1{,}20 \text{ до } 1{,}25)\, t_0. \tag{19}$$

В этой формуле t_0 определяется на основании уравнения (18); коэфициент 1,20 по всей вероятности дает правильный результат, а 1,25—вполне достаточный запас прочности. Значение t_0 может быть определено графическим способом, как это указано на рис. 71. Для начала принимают, что площадь треугольной нагрузки от действия отпора земли с левой стороны, ограниченная линией $(\lambda_p - \lambda_a)$, не имеет границ снизу; эту площадь разделяют на горизонтальные полосы, для которых, как для сил, строят веревочный многоугольник[1]. Там, где замыкающая линия пересекает последний, находится нижний конец стенки. Самая нижняя полоса треугольника и соответствующая ей сила в многоугольнике сил должны при этом иметь такие размеры, чтобы последняя сторона веревочного многоугольника также пересекла замыкающую в точности на высоте нижней стороны этой полосы. Путем последовательных приближений легко может быть найдено правильное положение.

[1] На рис. 71 полюс многоугольника сил выбран таким образом, что полюсный луч, ведущий к нагрузке P, направлен вертикально, а это для того, чтобы обеспечить замыкающей эпюре моментов также вертикальное положение.

РВПУ УПУНТ (ДПТ)

На рис. 70 a и c изображены площади моментов для сил, установленных путем расчета[1]. Наибольший момент расположен на такой высоте, что на его величину не может иметь влияния способ перехода отпора с левой стороны в отпор с правой стороны; его значение одинаково для всех трех случаев рис. 70.

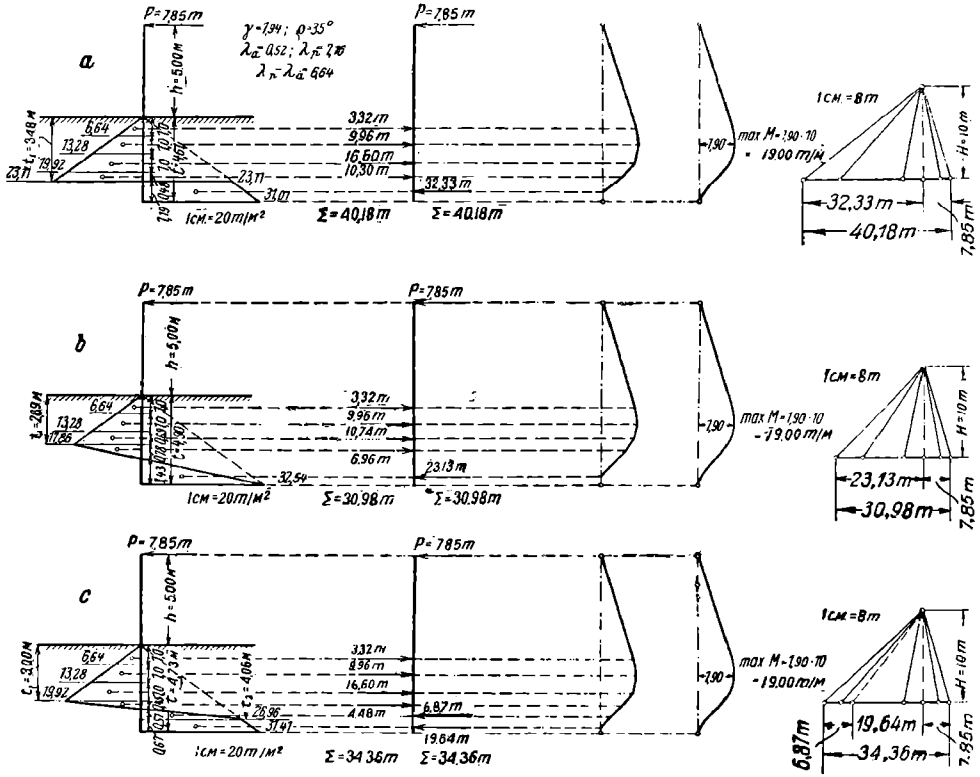


Рис. 70a—c. Стенка с сосредоточенной нагрузкой, незакрепленная анкерами. Определение глубины забивки при различных предположениях относительно распределения отпора земли справа и слева от стенки.

Показанная на рис. 71 для определения t_0 площадь моментов, в верхней свой части, содержащей наибольший момент, одинакова с площадями моментов на рис. 70. Поэтому наибольший действующий на стену момент может просто быть получен из площади моментов, начерченной для t_0 (рис. 71).

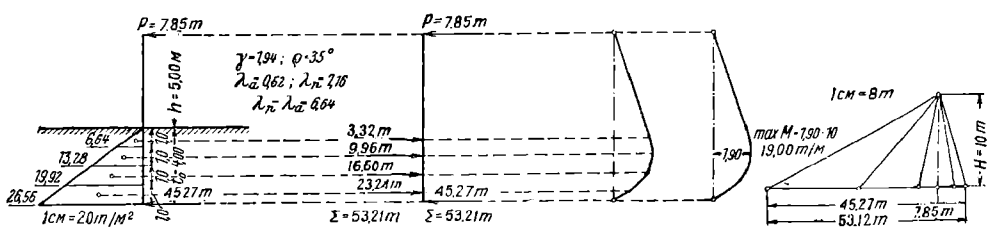


Рис. 71. Стенка с сосредоточенной нагрузкой, незакрепленная анкерами. Определение глубины забивки в предположении, что отпор земли справа действует в виде сосредоточенной нагрузки.

Он определяется следующим образом из изгибающего момента M_x на глубине x ниже поверхности:

[1] И для этих случаев можно представить площадь моментов, и при помощи несколько более сложных пробных приемов графически определить глубину забивки.

НБ УДУНТ (ДНТ)

$$M_x = P(h+x) - \frac{1}{6}(\lambda_p - \lambda_a)x^3. \tag{20}$$

$$\frac{dM_x}{dx} = P - (\lambda_p - \lambda_a)\frac{x^2}{2} = 0. \tag{21}$$

$$x = \sqrt{\frac{2P}{\lambda_p - \lambda_a}}. \tag{22}$$

$$\max M = P\left(h + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{2P}{\lambda_p - \lambda_a}}\right). \tag{23}$$

Числовой пример. Сложные палы, состоящие из 9 свай, подвергаются на уровне 10 *м* выше дна гавани действию горизонтального натяжения в 28 *т* стальным канатом, причем действие каната имеет постоянный, а не порывистый характер. Сваи расположены вертикально, расстояние между ними составляет 0,50 *м*; сверху они прочно соединены посредством врубок. Основание состоит из песчаного грунта ($\gamma = 1{,}1$, за вычетом взвешивающего действия воды снизу, а $\rho = 30$). Требуется найти толщину d и глубину забивки свай t.

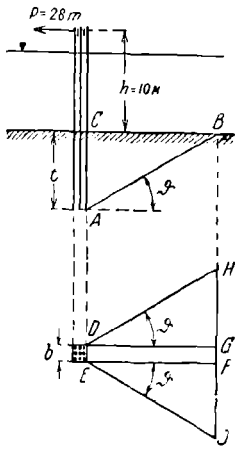


Рис. 72. Расчет пал.

Относительно величины отпора земли можно сделать только грубое и приближенное предположение. Движению пал противодействует прежде всего призма обрушения, которой на рис. 72 соответствует в разрезе прямоугольный треугольник ABC, а в плане—прямоугольник $DEFG$; ширина призмы равна ширине пал b: снизу она ограничивается поверхностью скольжения AB, составляющей с горизонталью угол ϑ. Кроме того оказывает противодействие расположенный около призмы грунт. Можно принять, что этот грунт ограничивается поверхностью скольжения AB и двумя проходящими через ребра пал D и E вертикальными плоскостями DH и EI, которые образуют с направлением силы угол D. Треугольники ABC, DCH и EFI равны между собой; предположим, что они имеют площади F. Полный отпор земли относится к определенному для глубины $b = 1{,}40$ *м*, как вся оказывающая противодействие масса земли к объему призмы обрушения:

$$\frac{bF + 2 \cdot \frac{1}{3}tF}{bF} \approx 1 + 0{,}5\,t.$$

В этом соотношении следует увеличить цифру давления земли, определяющую нагрузку. Согласно таблице на стр. 69 при $\gamma = 1{,}1$ и $\varphi = 30°$ $\lambda_p = 3{,}300$ $\lambda_a \lambda = 0{,}367$, $\lambda_p - \lambda_a = 2{,}933$.

Если предположить t равным 6,5 *м*, то λ 2,933 $(1 - 0{,}5 \cdot 6{,}5) \approx 1{,}2$. Из уравнения (18) ввиду того, что для глубины 1 $P = \frac{28}{b} = 20$ получаем:

$$t_0^3 = 6\frac{20}{12}t_0 - 6\frac{20}{12}10 = 0,$$

откуда

$$t_2 \quad 5{,}35 \text{ м}.$$

Тогда из уравнения (19):

$$t = (1{,}20 \text{ до } 1{,}25)\ t_0 = 6{,}40 \text{ до } 6{,}70 \text{ м}^1.$$

На основании уравнений (22) и (23):

$$x = \sqrt{\frac{2{,}20}{12}} \quad 1{,}82 \text{ м},$$

[1] Между прочим следует заметить, что для случаев a и b по рис. 70 из уравнений (7) и (11) получаются для t значения 6,28 и 6,62 *м*, ввиду чего отношение $t : t_0$ сохраняет приблизительно свою величину (1,17 и 1,24), как и в приведенном числовом примере.

НБ РПУНТ (ДИТ)

$$\max M = 20\left(10 + \frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{2{,}20}{12}} = 224 \text{ } т/м.$$

Если диаметр свай на глубине x=1,82 *м* ниже дна гавани равен d и если сваи под влиянием грунта и врубок связаны друг с другом таким образом, что свайный куст оказывает сопротивление изгибу как одно целое, то момент инерции пал составляет:

$$J = 9\frac{\pi d_1^4}{64} + 6\frac{\pi d_1^2}{5}0{,}5^2.$$

Если допускаемое напряжение равно 100 *кг/см*^{2} или 1000 *т/м*^{2}, то

$$\max M = 224 = \frac{1000}{0{,}50 + \frac{d_1}{2}}\left(9\frac{\pi d_1^4}{64} + \frac{3}{8}\pi d_1^2\right),$$

откуда d_1=0,35 *м*. Этот диаметр необходим на длине 6,70—1,80=4,90 *м* от нижнего конца сваи; при длине сваи около 18 *м* требуется средний диаметр d= =39 *см*.

е) Стенка без анкеров с земляной засыпкой.

Стена, подверженная нагрузке от давления земли и не укрепленная анкерами, находит применение только при незначительной свободной высоте; при больших размерах высоты ее напряжение на изгиб увеличивается так быстро, что устройство анкеров становится экономически выгодным. При сооружениях временного характера, например ограждений котлованов и перемычек, стенки чаще употребляются без анкеров, причем они скорее подвергаются давлению воды, чем земли.

В виде общего правила стена, подверженная нагрузке от давления земли или воды, должна в статическом отношении рассчитываться таким же образом, как рассчитывалась в предыдущей главе стенка, испытывающая нагрузку от одного сосредоточенного груза. Однако ввиду того, что получающиеся от давления земли и воды площади нагрузки для стенки в отдельных случаях совершенно различны, выводить формулы, применимые в этих случаях, не стоит. Целесообразнее исследовать путем расчета или графически каждый отдельный случай самостоятельно при помощи непосредственной подстановки цифровых величин, определяющихся из размеров сооружения и действующей на него нагрузки.

Для случая на рис. 73 исследование произведено графическим путем. Вместо отпора земли с правой стороны введена, как и в предыдущем отделе, заменяющая его сосредоточенная сила; отпор земли с левой стороны предположен действующим до нижнего края стены на полной ее высоте. Для получающихся таким образом площадей нагрузок начерчена эпюра моментов. Посредством приближений определяют глубину забивки из условия, что замыкающая должна пересекать эпюру моментов на высоте нижнего края стенки и что сила, представляющая величину самой нижней полосы площади отпора земли, должна соответствовать такому разграничению стенки.

Путем расчета глубина забивки t_0, находящаяся в зависимости от изменяющегося отпора земли, определяется указанным ниже способом, причем эта глубина отсчитывается здесь не от поверхности земли с левой стороны, а от точки O, в которой отпор земли с правой стороны равен отпору с левой и в которой следовательно линия нагрузки пересекает ось стенки. Подставляя помещенные на рис. 73 числовые значения, получаем:

$$\frac{1}{2}\cdot 1{,}11\ \ 2{,}28\left(\frac{1}{3}\cdot 2{,}28 + 2{,}45 + t_0\right) - \frac{1}{2}\cdot 0{,}14\cdot 0{,}28\left(\frac{1}{3}\cdot 0{,}28 + 4{,}45 + t_0\right) +$$
$$+ \frac{1}{2}\cdot 2{,}10\cdot 5{,}73\left(\frac{1}{3}\cdot 5{,}73 + 0{,}45 + t_0\right) - \frac{1}{2}\cdot 1{,}37\cdot 3{,}73\left(\frac{1}{3}\cdot 3{,}73 + 2{,}45 + t_0\right) +$$
$$+ \frac{1}{2}\cdot 1{,}71\cdot 0{,}45\,(0{,}30 + t_0) - \frac{1}{6}(\lambda_p - \lambda_a)\,t_0^3 = 0$$

НБ УДУНТ (ДІІТ)

или

$$t_0^3 - \frac{6}{\lambda_p - \lambda_a} 5{,}10\, t_0 - \frac{6}{\lambda_p - \lambda_a} \cdot 8{,}87 = 0. \qquad (24)$$

Это уравнение имеет вид уравнения (18), выведенного для случая нагрузки стенки одной сосредоточенной силой. Если подставить в него $\lambda_p - \lambda_a = 3{,}76$, то получим $t_0 = 3{,}50$ *м* в соответствии с рисунком.

Найденное таким образом значение следует увеличить так же, как

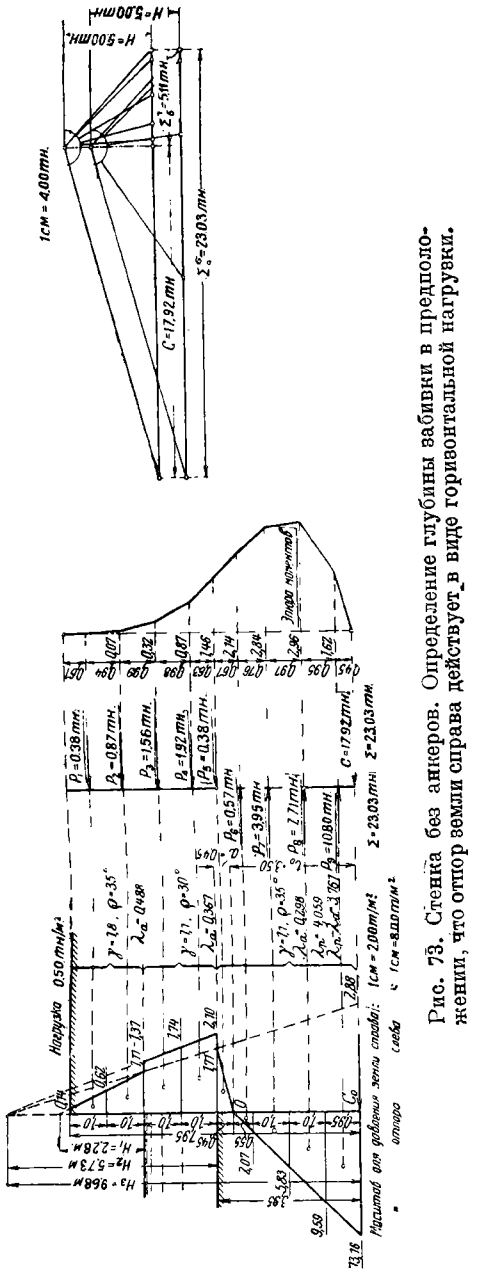


Рис. 73. Стенка без анкеров. Определение глубины забивки в предположении, что отпор земли справа действует в виде горизонтальной нагрузки.

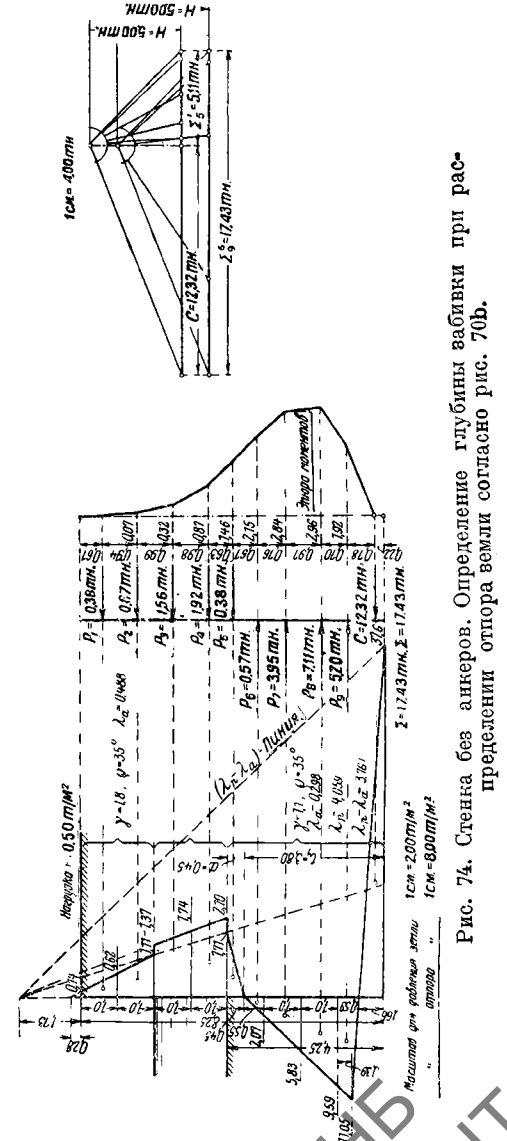


Рис. 74. Стенка без анкеров. Определение глубины забивки при распределении отпора земли согласно рис. 70b.

и для случая стенки с сосредоточенной нагрузкой. Это для того, чтобы получить действительную глубину забивки. В предшествующем отделе было установлено, что при различных предпосылках относительно распределения отпора земли в грунте наибольшая требующаяся глубина забивки получается для случая,

НБ РУНТ (ДГТУ)

представленного на рис. 70b. Соответствующий случай для стены (рис. 73), испытывающий нагрузку от давления земли, исследован графически на рис. 74. Глубина забивки определена путем приближений; она получается из условий, чтобы эпюра моментов пересекала замыкающую на высоте точки приложения отпора земли внизу с правой стороны, чтобы этот отпор равнялся разности между давлением земли справа и отпором ее слева и наконец, чтобы он, равно как и самая нижняя полоса отпора земли с левой стороны, по своим размерам соответствовал протяжению стенки, на которое он приходится. Та же глубина забивки получается путем расчета; последний однако сложен и требует много времени. При выводе уравнения (24) уже указано, что расчет в точности соответствуют случаю, когда стенка подвержена нагрузке от одного сосредоточенного груза. Для случая, изображенного на рис. 74, также не получается никакого коренного различия.

Определенная на рис. 74 глубина забивки $t_1=3{,}830$ *м* (считая от нижнего края площади нагрузки, вызываемой давлением земли с правой стороны, а именно от точки O) относится к значению $t_0=3{,}50$ *м*, определенному при помощи эквивалентной силы для отпора земли с правой стороны по рис. 73, как 1,086 1, между тем как для стенки, подверженной нагрузке от одного сосредоточенного груза, отношение составляет 1,225 1 (ср. уравнение 19). Если оба отрезка измерять не от точки O, а от линии уровня береговой полосы, то отношение становится еще несколько более благоприятным. При нагрузках, подобных приведенным на рис. 73 и 74, вместо указанных в уравнении (19) коэфициентов 1,20 до 1,25, из которых слагается соответствующее отношение, можно без опасения принять для стенки, подверженной нагрузке от давления земли, значение 1,1. Но при высоком избыточном давлении воды (например в перемычках) в случае производства расчета при помощи эквивалентной силы следует придерживаться значения 1,20—1,25. При более важных сооружениях рекомендуется проведенная на рис. 74 графическая проверка величины отношения для одного из исследованных случаев нагрузки. В общем однако (особенно для сравнительных расчетов) вполне достаточным является более простой способ замены давления земли сосредоточенной эквивалентной силой.

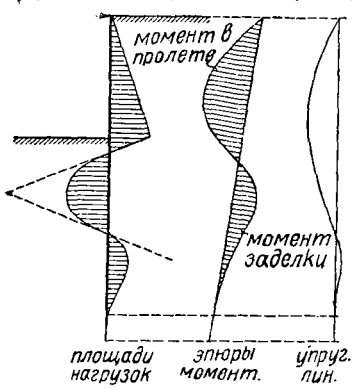


Рис. 75. Стенка с анкерами при значительной глубине забивки.

ж) Стенка с анкерами.

Заделанная в грунт и подверженная нагрузке от давления земли стенка, удерживаемая на верхнем конце анкером, работает в грунте иначе, чем свободно стоящая, поскольку она не вызывает в грунте момента заделки. Стенка может находиться в равновесии, если давление земли наверху воспринимается анкером, а внизу — отпором земли перед стенкой. Нижний край стенки вращается тогда относительно точки, лежащей глубже ее нижнего ребра, и стенка по всей своей высоте передвигается вперед (только в этом случае может возникнуть отпор земли перед стенкой по всей высоте заделанной ее части). С другой стороны, может случиться, что грунт перед стенкой не допускает этого движения вперед по всей ее высоте, что нижняя ее часть ввиду этого поворачивается около точки, расположенной выше нижнего ее ребра, и что сама нижняя часть выпирается в противоположную сторону. В этом случае также возникает отпор земли на обратной стороне стенки, т. е. момент заделки.

Укрепленная анкерами стенка, забитая сравнительно с действующей на нее нагрузкой слишком глубоко, может сохранить без изменения свое положение на нижнем конце лишь при условии, если она удерживается на месте моментом за-

НВ УДИТ (ДПТ)

делки. Когда отпор земли возникает только спереди, он должен оказывать свое действие до нижнего края стенки, так как в противном случае упругая линия последней должна была бы по касательной перейти в осевую линию, которая прогиба не испытывает. Но этот переход по касательной заставляет предположить наличие особой точки перегиба упругой линии, которая может получиться только от напора земли с задней стороны стенки. В последующем изложении мы будем исходить из того, что стенка, забитая на излишнюю глубину, или, что то же самое, подверженная слишком малой нагрузке по отношению к глубине за-

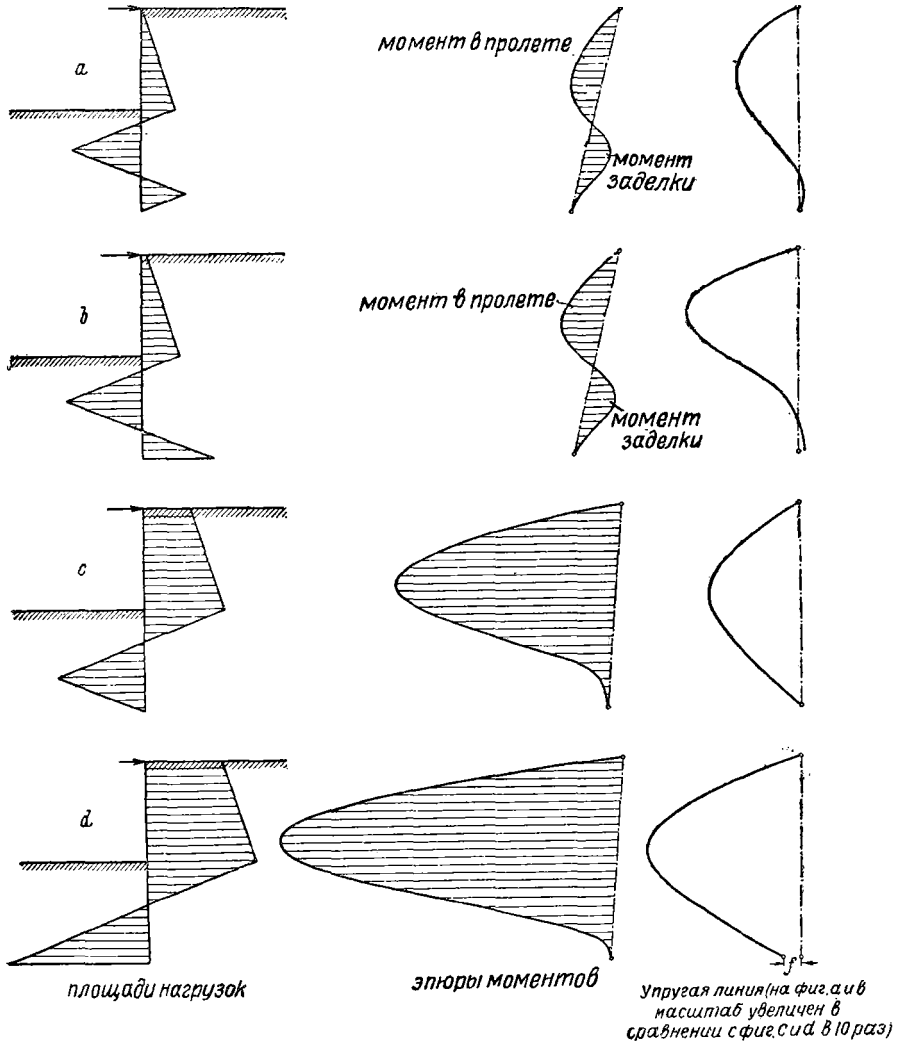


Рис. 76a—d. Стенка с анкерами при различной нагрузке.

делки, в нижней части не меняет своего положения. Это не значит, что такое изменение не имеет места в действительности, так как деформация стенки может с таким же успехом распространиться вплоть до нижнего ее края.

Такая стенка представлена на рис. 75. Давление земли вызывает в грунте момент заделки, слагающейся из появляющегося с левой и правой сторон стенки отпора земли. Насколько велик возникающий отпор и как глубоко он распространяется—неизвестно; начерченные площади нагрузок являются одним из возможных случаев. Положение нижнего края стенки остается без изменения; упругая линия в этом месте совпадает с осевой линией стенки, затем далее по высоте отделяется от нее в направлении касательной, заворачивает сначала направо, делает поворот и потом перегибается на другую сторону оси стенки. Отклонение

НТБ ЛИИТ (ДИИТ)

упругой линии в правую или левую сторону соответствует областям отпора земли с правой или левой стороны стенки, противодействующего ее перемещению, так как отпор земли может возникнуть только со стороны прогиба стенки, т. е. там, где она прижимается к грунту.

На рис. 76a—d представлена укрепленная анкерами стенка, подверженная различным по величине нагрузкам. Рис. 76a показывает предельный случай, когда нижняя крайняя точка стенки сохраняет свое неизменное положение, а над нею начинает проявлять свое действие отпор земли справа. Границы площадей нагрузок для простоты начерчены в виде прямых линий. Кроме площадей нагрузок приведены еще соответствующие им площади моментов и построенные на основании последних упругие линии. Если нагрузка увеличивается[1], то возникает более сильный отпор земли; в то же время отпор земли на нижнем конце стенки, действующей справа, возрастает от нуля до определенного значения (рис. 76b). Нижний конец стенки отклоняется в правую сторону. Стена, как и в случае, показанном на рис. 76a, подвергается напряжению от действия момента заделки, а выше—под влиянием момента в пролете.

При дальнейшем увеличении нагрузки отпор земли на нижнем конце стенки с правой стороны более не возрастает. Рис. 76c представляет предельное положение, при котором отпор земли справа становится как раз равным нулю. Отпор земли с левой стороны на нижнем конце стенки в этом случае также равен нулю, ввиду чего конечная нижняя точка стенки остается неизменной в своем положении, т. е. она расположена на оси стенки. Стенка после этого выгибается только в одну сторону, момента заделки более не имеется, остается лишь момент в пролете.

Если нагрузка продолжает далее увеличиваться, то величина отпора земли на нижнем конце стенки с левой стороны растет до определенной величины, а ниже конец стены отклоняется в левую сторону. Рис. 76c представляет предельный случай, когда имеющийся в распоряжении отпор земли с левой стороны использован как раз полностью. Дальнейшее увеличение нагрузки вызвало бы полный сдвиг стены[2].

На рис. 77a—d изображены одинаковые случаи нагрузки укрепленной анкерами стенки, с той только разницей, что при одинаковых во всех случаях нагрузках от давления земли глубины забивки уменьшаются от одного случая к другому. Если глубина забивки несоразмерно велика, то нижний конец стенки вовсе не подвергается напряжению, а также и выше его не появляются наибольшие возможные значения отпора земли. С уменьшением глубины забивки сначала (рис. 77a) наступает предельный случай, изображенный также и на рис. 76a и заключающийся в том, что положение нижней конечной точки стенки остается неизменным, а выше ее начинается действие отпора земли с правой стороны. При дальнейшем уменьшении наступает предельный случай, представленный на рис. 77b, в котором отпор земли проявляет свое наибольшее возможное действие на всем протяжении и с обеих сторон стенки. С дальнейшим уменьшением глубины забивки отпор земли с правой стороны становится меньше; момент, когда он сводится к нулю, изображен на рис. 77c. Отпор земли с левой стороны в этот момент в нижней конечной точке стенки также равен нулю, ввиду чего положение этой точки остается без изменения. Начиная с этого момента, нижний конец стенки отклоняется влево, отпор земли у нижнего ее конца приближается к своему наибольшему значению; предельное положение, в котором он его достигает, представлено на рис. 77[3]. Если глубина забивки

[1] На рисунке предположено значительное увеличение нагрузки. Это приводит в случаях c и d к необычным формам нагрузки, однако дает возможность наглядным образом сравнить все четыре случая.

[2] В действительности отпор земли у нижнего конца стенки с левой стороны возрастает не до приведенной выше величины напротив, вершина треугольника нагрузки должна быть скошена в соответствии с очертанием упругой линии. Но при наших теоретических исследованиях площадь нагрузки, изображенная на рисунке, может считаться правильной.

[3] В действительности этот предельный случай, как указано выше, никогда не будет иметь места ввиду очертания упругой линии; напротив, вершина треугольной площади нагрузки должна быть скошена.

НЕ УЧЕБНИК (ДИТ)

еще более уменьшается, то необходимый отпор земли с левой стороны не может более иметь места, равновесия уже нет, и стенка перемещается.

При определении толщины стенки и глубины забивки следует исходить из случая нагрузки по рис. 77d при этом получается самая меньшая глубина забивки, но зато и самое высокое значение для напряжения стенки. Последнее значительно уменьшается, если возникает также и отпор земли справа, т. е.

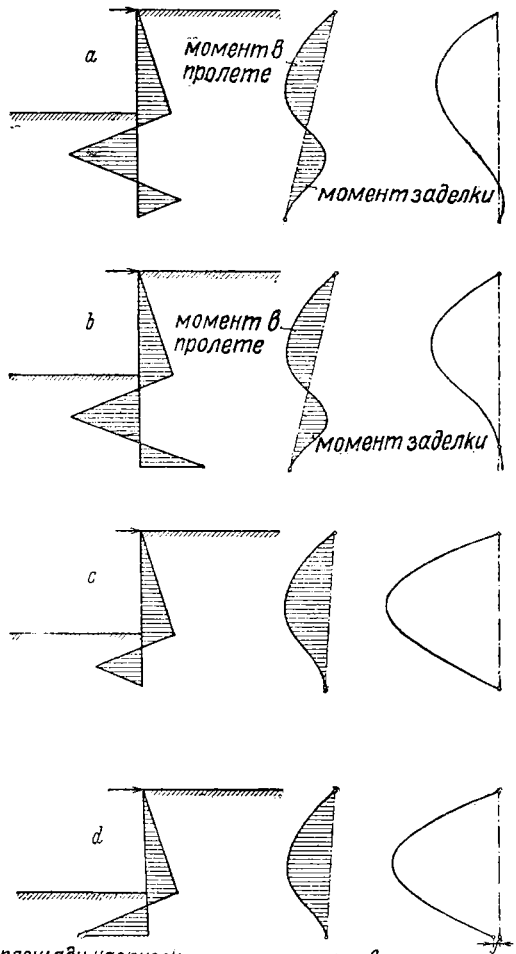


Рис. 77a—d. Стенка с анкерами при различной глубине забивки.

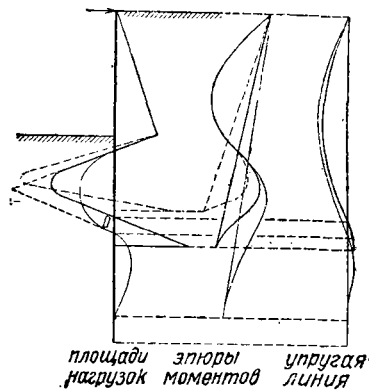


Рис. 78. Стенка с анкерами. Соотношение между моментами в пролете и от заделки.

момент заделки. Можно было бы предположить, что самое выгодное напряжение имеет место в том случае, когда момент в пролете делается равным моменту заделки. Нижеследующее рассуждение однако доказывает, что такой случай не может иметь места.

В указанном на рис. 77b в предельном случае, при котором глубина забивки рассчитана таким образом, что значения отпора земли с правой и левой сторон достигают своей наибольшей величины, и следовательно использованы полностью, момент заделки меньше момента в пролете. Этот предельный случай указан на рис. 78 жирными линиями. С увеличением глубины забивки либо род нагрузки остается без изменения, либо отпор земли будет оказывать свое действие и на большей глубине. В этом случае отпор земли с правой и левой сторон не используется уже полностью, он становится меньше; равным образом уменьшаются и ординаты изображающих его площадей нагрузок; самые площади нагрузок также становятся меньше, так как расстояние их центра тяжести увеличивается (тонкие линии на рис. 78). Наоборот, площадь нагрузки от давления земли остается без изменения так же, как и кривизна соответствующей ей части эпюры моментов. Часть эпюры моментов, соответствующая отпору земли, получает напротив меньшее искривление, эпюра моментов передвигается здесь вследствие этого направо, и замыкающая площади моментов должна внизу также быть повернута в правую сторону. Таким образом с увеличением глубины забивки получается больший момент в пролете и меньший момент заделки.

НВ УДУНТ (ДИТ)

Если глубина забивки по сравнению с предельным случаем рис. 77b (жирные линии на рис. 78) уменьшается, то отпор земли с левой стороны не может более увеличиваться, так как в предельном случае он уже достиг своего наибольшего значения. Кривизна эпюры моментов выше точки вращения стенки D, в которой прекращает свое действие отпор земли слева и начинает проявляться отпор земли справа, остается без изменения, но ниже делается более пологой, так как отпор земли с правой стороны вследствие укорочения стенки не может более проявиться полностью. Замыкающая линия и в этом случае должна таким образом внизу повернуть направо; момент в пролете увеличивается, а момент заделки уменьшается. При дальнейшем уменьшении глубины забивки момент заделки сводится в конце концов к нулю, когда достигается предельное положение по рис. 77c.

Положение, при котором момент заделки становится равным моменту в пролете, могло бы быть достигнуто только в том случае, если бы с уменьшением глубины забивки по сравнению с предельным случаем (рис. 77b) отпор земли слева мог и дальше увеличиваться. При этом условии нижняя часть эпюры моментов получила бы более резкую кривизну, замыкающая эпюры моментов повернулась бы налево и наконец при положении, показанном на рис. 78 пунктиром, момент заделки мог бы сравняться с моментом в пролете. Этот случай, разумеется, может иметь место, если грунт, в который забита стенка, дает очень большой отпор. При грунтах, в которых угол естественного откоса составляет 35° или менее, этого достигнуть нельзя.

Согласно изложенному при расчете укрепленных анкерами стенок следует различать два предельных случая:

1. Заделка в грунте: при полном использовании отпора земли с правой и с левой сторон получается большая глубина забивки и незначительное напряжение на изгиб (рис. 77b).

2. Без заделки в грунте: при полном использовании отпора земли с левой стороны получается незначительная глубина забивки и высокое напряжение на изгиб (рис. 77d).

1) Расчет стенки с учетом заделки в грунт.

α) Расчет стенки методом упругой линии.

На рис. 79 показано береговое ограждение; толщина стенки и глубина его заделки неизвестны. При самом низком горизонте воды, положенном в основу расчета, глубина его под водой равна 4 *м*, а высота над водой — 3 *м*. На середине расстояния между верхней бровкой берега и горизонтом воды оно захватывается горизонтальным анкером. Это анкерное скрепление предполагается неизменным. Подлежащий расчету уровень грунтовых вод расположен на 0,50 *м* выше наружного уровня. Различные грунтовые слои вместе со своим объемным весом, числовыми значениями давления земли и углами внутреннего трения указаны на рисунке. Отпор земли с левой стороны на основании сказанного на стр. 63—64 может быть принят равным двойному значению, полученному без учета трения. Таким образом площадь нагрузки от отпора земли с левой стороны ограничивается линией ($2\lambda_p - \lambda_a$). Эта линия начинается от точки, соответствующей наибольшему значению давления земли с правой стороны; на рисунке она непрямолинейна, так как для большей наглядности линии оснований площадей нагрузок от отпора земли вычерчены в масштабе вчетверо меньшим, чем площади нагрузок от давления земли.

Отпор земли, действующий на нижний конец стенки с правой стороны вследствие трения между грунтом и стенкой направлен вниз и поэтому значительно уменьшен в сравнении с тем, который получается при отсутствии трения[1]. При этом однако следует иметь в виду, что решающее для отпора земли превышение уровня грунта с одной стороны стенки распространяется с левой сто-

[1] Между тем как на рис. 79 с левой стороны можно принимать $2\lambda_p - \lambda_a = 7{,}82$, на правой $\lambda_p - \lambda_a = 1{,}38$ при условии $\rho = 35°$ и $\delta = 27{,}5°$ (ср. данные на рис. 80).

УДУ (ДИТ)

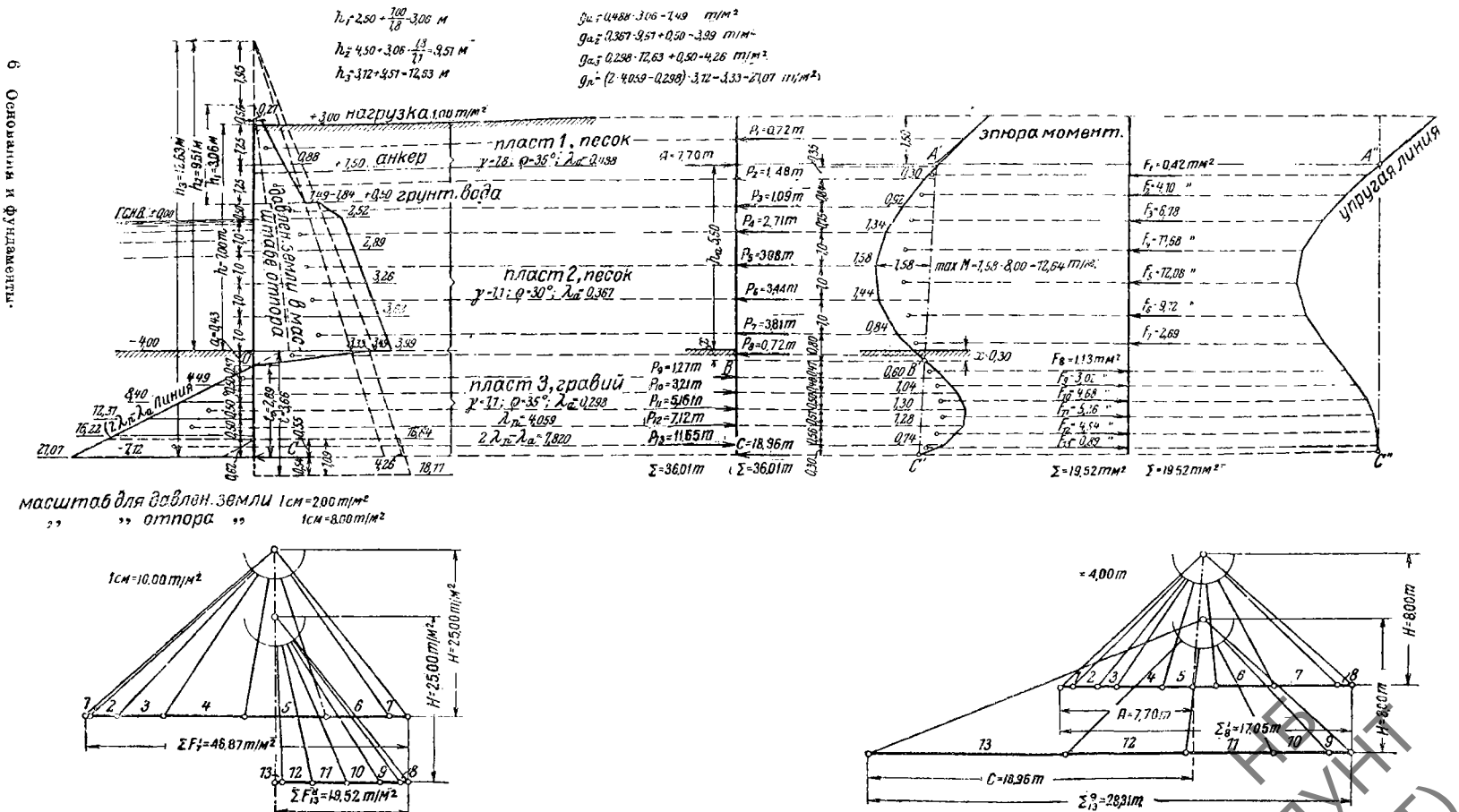


Рис. 79. Расчет стенки с анкерами в предположении заделки.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

роны только до дна водоема, справа же достигает верхнего края подпорной стенки (включая лежащую над ней нагрузку).

Графическое исследование можно значительно упростить, если заменить отпор земли с правой стороны горизонтальной сосредоточенной силой C и одновременно принять, что площадь нагрузки от отпора земли ограничена с левой стороны сбоку линией $(2\lambda_p - \lambda_a)$, а снизу—горизонтальной прямой, проходящей на высоте сосредоточенной силы. На рис. 79 показана пунктиром соответствующая сосредоточенной силе площадь нагрузки от отпора земли. Линии оснований площадей нагрузок приняты при этом настолько малыми, насколько это может иметь место в самом неблагоприятном случае (при значительном трении у стены $\delta = 27°,5$ при $\varphi = 35°$). По линиям основании и величине силы C можно вычислить высоту полосы нагрузки. На рис. 80 нижняя часть площадей нагрузок бульверка еще раз представлена отдельно. Указанная выше полоса нагрузки находится между 6,57 и 7,66. Часть отпора земли с левой стороны (между 6,57 и 7,12) уравновешивается верхней ее частью, так что в качестве площадей нагрузок остаются заштрихованные площади. Эти заштрихованные площади в точности соответствуют предположениям по рис. 79 (отпор земли с правой стороны в виде сосредоточенной силы C с границами с левой стороны: линия $\lambda_p - \lambda_a$ и на высоте силы C—горизонтальная линия). Вычерченная на рис. 81 выравнивающая прямая EDF хорошо сопрягается с границами заштрихованных площадей и дает в результате, повидимому, очень близкое к действительности распределение отпора земли с левой и правой сторон. Таким образом положенное в основу рис. 79 предположение относительно земли по всей вероятности оказывается также очень близким к действительности.

При этом предположении расчет глубины забивки производится следующим образом. Сначала принимают, что стенка и треугольник нагрузки от отпора земли с левой стороны продолжаются глубже, чем подлежащая определению глубина забивки. Для этой нагрузки вычерчивают эпюру моментов. Замыкающая $A^1 C^1$ эпюры моментов определяет как площади моментов, так и эквивалентную силу отпора земли с правой стороны стены по ее величине и положению, а тем самым и глубину забивки. Замыкающая должна быть проведена таким образом, чтобы определяемая площадью моментов упругая линия давала правильное представление о стене.

Задавшись сначала определенным положением замыкающей, устанавливают графическим путем упругую линию; эта линия имеет очертание, указанное на рис. 77, *b*, т. е. переходит на нижнем конце стены на правую сторону, если положить в основу точно обозначенный на рис. 80 жирными линиями способ нагрузки. Но так как для отпора земли с правой стороны введена эквивалентная сила C, таковой действует только в одной точке, ввиду чего упругая линия не может быть расположена по правую сторону стены (в противном случае отпор земли прилагался бы, распределяясь на этом промежутке, а не в одной точке); в то же время она должна подходить к оси стены в точке приложения силы C. Ввиду того, что анкера предположены жестко неизмененными, упругая линия, начерченная для площади моментов, должна проходить через точки A'' и C''. Если анкер не обладает жесткостью, то тот отрезок, на который он может переместиться, следует отложить горизонтально влево от точки A''; упругая линия в этом случае должна пройти через полученную таким образом точку вместо того, чтобы проходить через точку A''. Если при таких условиях упругая линия не может замкнуться, то для замыкающей следует задаваться другими направлениями до тех пор, пока упругая линия не пройдет через указанные две точки. Нужно заметить, что в многоугольнике сил, который служит для начертания упругой линии, целесообразно выбирать положение полюса с таким расчетом, чтобы замыкающая упругой линии, соответствующая оси стены, не подвергшейся изгибу, а стало быть и последний луч многоугольника имели вертикальное направление. Способ определения площади моментов и упругой линии значительно проще, чем это кажется на первый взгляд, так как уже при очень небольшом изменении в положении замыкающей эпюры моментов упругая линия отклоняется весьма значительно, так что нетрудно получить правильный результат посредством приближения.

(АПТ)

Наибольшее значение изгибающего момента в данном случае может быть получено из площади моментов. Но для того чтобы отпор земли с правой стороны также мог быть воспринят стеной, следует сделать надбавку глубине забивки, измеряемой от точки 0 по направлению вниз к соответствующей эквивалентной силе C. На рис. 79 полоса нагрузки, изображающая этот отпор земли, показана пунктирными линиями, причем линия основания площади нагрузки имеет наименьшее значение, получающееся с учетом трения у стенки ($\delta = 27{,}5^0$ при $\rho = 35°$), так что высота полосы нагрузки и вместе с тем глубина забивки t_1 по сравнению с t_0 достигают наибольшего значения. Так как нижний отрезок стены BC реагирует как балка на двух опорах, нижняя реакция которой равняется C, и так как имеющая форму треугольника нагрузка от отпора земли распределяется приблизительно на протяжении отрезка BC на протяжении OC (ср. рис. 79), то согласно рис. 81 мы получаем для высоты b полосы нагрузки и вместе с тем для отношения $t : t_0$

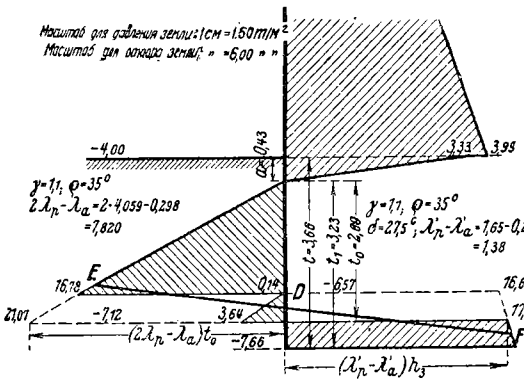


Рис. 80. Стенка с анкерами в предположении заделки. Соотношения между t и t_0.

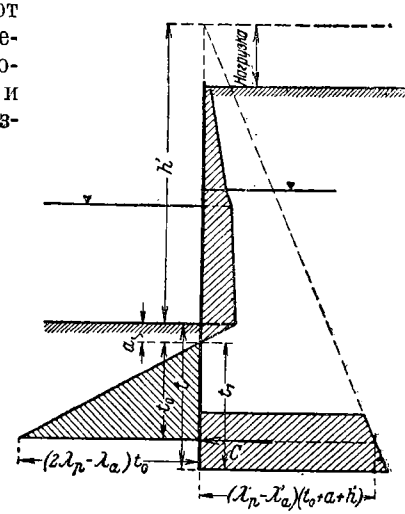


Рис. 81. Нижняя часть рис. 79: полные площади отпора земли.

$$C \quad (\lambda_p^1 - \lambda_a^1)(t_0 + a + h^1)\, b \approx \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2}(2\lambda - \lambda_a)\, t_0^2. \tag{25}$$

$$t \approx t_0 + a + \frac{b}{2} \approx t_0 + a + \frac{1}{6}\,\frac{2\lambda_p - \lambda_a}{\lambda_p^1 - \lambda_a^1}\,\frac{t_0^2}{t_0 + a + h^1}. \tag{26}$$

Уравнения (25) и (26) основаны на приведенном на рис. 80 распределении отпора земли и только приблизительно соответствуют действительности. При нагрузках, выходящих из обычных рамок, этими уравнениями следует пользоваться только для проверки[1]; в общем же можно вполне удовольствоваться отношением:

$$t \quad a + 1 \cdot 20\, t_0, \tag{27}$$

которое к тому же в точности получается и на основании рис. 79 и 80.

β Расчет стенки как балки на двух опорах.

Описанный выше способ можно упростить, учитывая, что стенка выше точки B, лежащей на высоте точки пересечения между эпюрой моментов и ее замыкающей, работает как балка на двух опорах (A и B). Расстояние между опорами этой воображаемой балки равно $h_a + x$ (рис. 79). h_a обозначает высоту

[1] Значение $\frac{1}{6}\,\frac{2\lambda p - \lambda_a}{\lambda' p - \lambda'_a}$ равняется, если подставить $\varrho \approx \frac{3}{4}\,\rho$, в круглых цифрах для $\rho = 20°$ 0,67, $\rho = 25°$ 0,75, $\rho = 30°$ 0,8, $\rho = 35°$ 0,95 и $\rho = 40°$ 1,0.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

точки анкерного захвата A над дном водоема, а x—глубину опоры B, считая от этого уровня; x зависит от общих размеров подпорной стенки и от строения грунта. Если сделать попытку определить эту зависимость путем исследования более значительного количества стенок, то в первую очередь оказывается, что при различных положениях точки анкерного захвата A^1 замыкающая эпюры моментов всегда будет проходить через одну и ту же точку B^1 и что размер x, стало быть, не зависит от высоты расположения анкера. Если грунт на глубине забивки стены имеет однообразное строение, то x не зависит также и от объемного веса грунта, так как при различном объемном весе изменяется только масштаб, а не форма площадей нагрузки. Если принять, что горизонт воды лежит по середине между верхней бровкой берега и дном гавани и что вода стоит в грунте на том же уровне, то

для	$\rho = 20°$	$x = 0{,}25\,h$
»	$\rho = 30°$	$x = 0{,}08\,h$
»	$\rho = 35°$	$x = 0{,}035\,h$
»	$\rho = 40°$	$x = 0{,}007\,h$

При ином положении горизонта воды, в предположении избыточного давления и при неоднородном строении грунта, получаются несколько иные значения. Например по рис. 79 для $\rho=35°$ $x=0{,}30=0{,}043h$. Поскольку угол естественного откоса грунта ниже дна водоема может быть принят равным по

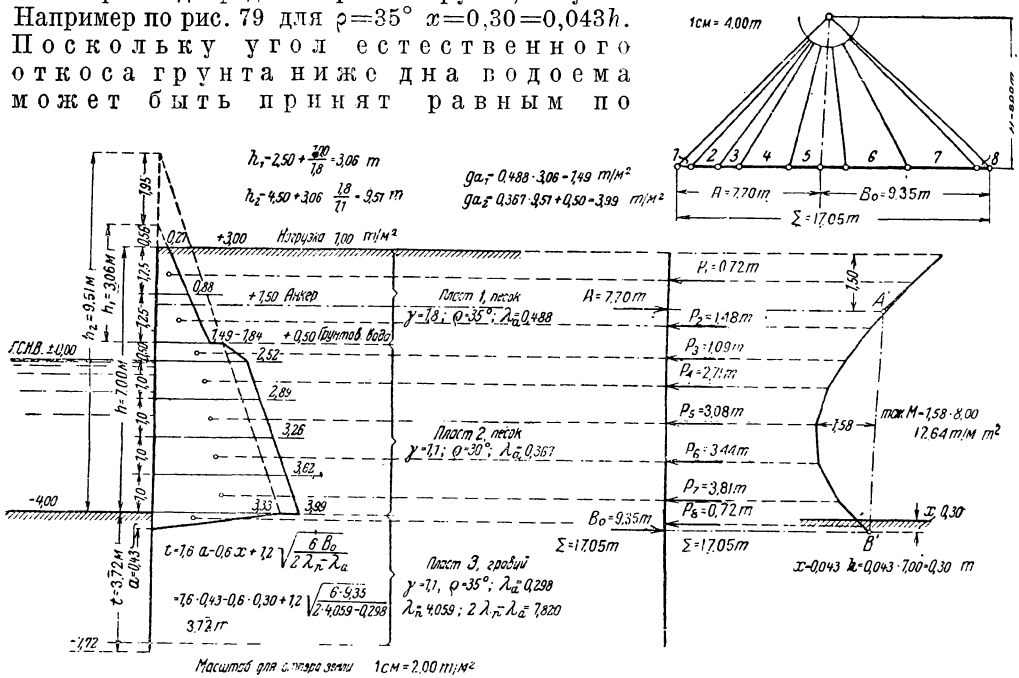


Рис. 82. Исследование стенки, закрепленной анкерами в предположении заделки как балки на двух опорах.

меньшей мере от 29 до 30°, что и имеет место в большинстве случаев, постольку можно с достаточной гарантией считать

$$x \leqq 0{,}1\,h. \tag{28}$$

Глубину забивки можно определить расчетом, не прибегая к чертежу. Если отпор земли с правой стороны заменить равнодействующей C, то забитая часть стены будет постоянно загружена одинаковым образом, как это представлено на рис. 83. Высота нижней части моментной площади, представляющая момент заделки, составляет на расстоянии ξ ниже B^1:

$$\eta = B_0\xi - \frac{1}{6}(2\lambda_p - \lambda_a)\,\xi^3 + \frac{1}{2}(\lambda_p - \lambda_a)\,(a - x)\,\xi^2. \tag{29}$$

НЕ УДУЕТ (ДІТ)

В этом выражении a получается из площади нагрузки стены, x подставляется согласно уравнению (28), а B_0 определяется из графического исследования воображаемой балки (рис. 82) в качестве нижней реакции опоры. Для $\eta=0$ получаем $\xi=\xi_0$. Если решить уравнение (29) по ξ_0, то глубина забивки, принимая в соображение уравнение (27), равняется:

$$t = a + 1{,}20\, t_0 = a + 1{,}20\,(\xi_0 + x - a) =$$
$$= 1{,}6\, a - 0{,}6\, x + 12 \sqrt{\frac{6\, B_0}{2\,\lambda_p - \lambda_a} + \frac{9}{4}(a-x)^2}. \qquad (30)$$

В уравнении (30) второй член под знаком радикала $\frac{9}{4}(a-x)^2$ имеет настолько малую величину, что им можно пренебречь.

На рис. 82 при условии расчета балки на двух опорах дано упрощенное решение для примера, приведенного на рис. 79. Так как ниже дна водоема угол естественного откоса грунта $\rho=35°$, то согласно разъяснениям на стр. 83 следовало бы принять для x значение $0{,}035h=0{,}035.7{,}00=0{,}25$ *м*; между тем из рис. 79 взято определенное для него более точное значение $x=0{,}30$ *м*. Обусловленное этим изменение в величине наибольшего изгибающего момента не превосходит точности рисунка. Глубина забивки, согласно приведенному на рис. 82 расчету, получается по уравнению (30) равной 3,72 *м*, между тем как графически она была определена на рис 79 и 80 равной 3,66 *м*.

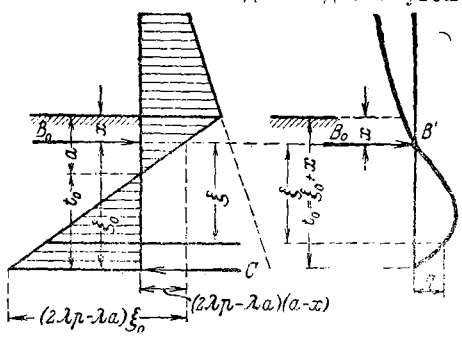


Рис. 83. Исследование стенки больверка, закрепленной анкерами в предположении нижней заделки; определение глубины забивки.

В заключение следует еще раз особенно подчеркнуть, что этот способ в частности как при нахождении наибольшего момента, так и для вытекающего из него определения глубины забивки по уравнению (30) всегда допустим при условии, если угол естественного откоса ниже дна грунта по меньшей мере от 29 до 30° и если не имеют места какие-нибудь необычные случаи нагрузки. Во всех других случаях этот способ пригоден только для приблизительных расчетов, надежное же решение может дать только точное исследование с применением упругой линии.

Выгода описанного метода заключается главным образом в том, что он позволяет быстро и достаточно надежно определять необходимую толщину стены и глубину забивки для различных площадей нагрузок, которые получаются при различных предположениях относительно свойств грунта и напора воды. При сомнительности этих основных предпосылок такие сравнительные исследования являются очень ценными, так как они дают представление о напряжениях стенки, соответствующих различным предположениям. В общем будет достаточно подвергать последующей проверке лишь одно из этих сравнительных исследований при помощи более точного метода упругой линии.

2) Расчет стенки при условии незаделанного нижнего конца.

Вторым предельным случаем, подлежащим исследованию, будет согласно изложенному выше тот, который представлен на рис. 77 и при котором отпор земли с правой стороны не имеет места, а отпор слева достигает своей наибольшей величины, т. е. другими словами, когда стена внизу как бы не заделана. Он требует наименьшей глубины забивки, но зато вызывает наибольшее напряжение стены на изгиб. На рис. 84 этот случай подвергнут исследованию для того же больверка, который был исследован на рис. 79 при другом предельном случае (с заделкой внизу). Эпюра моментов вычерчивается

НВ ВУЗ (ДИТ)

так же, как и на рис. 79, но замыкающая проводится из A'' в виде касательной к эпюре моментов. Точка касания определяет высоту нижней точки стенки. На рисунке площадь моментов простирается только до центра тяжести самой нижней полоски площади нагрузки (на высоте C''); стенка доходит до нижнего края этой полоски.

Для обоих исследованных случаев (с заделкой и без нее) получается глубина забивки 3,66 и 1,83 *м*, полная высота стенки—10,66 и 8,83 *м*, изгибающие моменты—12,64 и 16,8 *м/т*. Таким образом случай без учета заделки требует только 0,83 необходимой для другого случая высоты стены, но зато момент сопротивления ее в первом случае должен быть в 1,33 раза больше, чем во втором. Для деревянных стенок и для железобетонных в случае, если арматура распределена в них равномерно, моменты сопротивления относятся между собой как квадраты толщины стенок или соответственно как их объемы. То же самое относится и к железным стенкам, поскольку поперечные сечения отдельных шпунтин подобны друг другу, что имеет место для большинства случаев. И здесь моменты сопротивления относятся между собой приблизительно как квадраты веса стенок на единицу высоты. Предельный случай при отсутствии заделки для исследованной подпорной стенки потребовал бы следовательно только $0{,}83 \cdot 1{,}33 = 0{,}96$ расхода строительного материала в сравнении с другим предельным случаем. Если сделать сравнение и для других случаев, то получается, что предельный случай с отсутствием заделки тем более благоприятен в смысле расхода строительных материалов, чем меньше величина угла естественного откоса рассматриваемого грунта и чем больше избыточное давление воды.

Здесь следует привести результаты некоторых сравнительных расчетов. Исследованию подвергнута подпорная стенка, верхний конец которой расположен на высоте 6 *м* выше дна гавани. Глубина воды составлет 3 *м*; на горизонтальной площади берега расположена нагрузка 2 *т/м*^{2}. Грунт предположен однородным по всему протяжению, с объемным весом 1,8 над водой и 1,1—под ней. Избыточное давление воды в расчет не введено. Угол естественного откоса принят последовательно в 20, 30 и 40°. Для этих трех данных в предположении отсутствия заделки исследование дает по сравнению со случаем с заделкой следующие отношения: для высоты стенки—0,81, 0,83 и 0,86, а для изгибающего момента—1,28, 1,40 и 1,39; отсюда отношения для расхода строительных материалов определяются цифрами 0,92, 0,99 и 1,02. Если при угле естественного откоса в 20° принять в расчет избыточное давление воды в 1 *м*, то при отсутствии заделки высота стены будет составлять 0,81 от ее высоты для другого случая; отношения для изгибающего момента и расхода материала будут соответственно равняться 1,24 и 0,90.

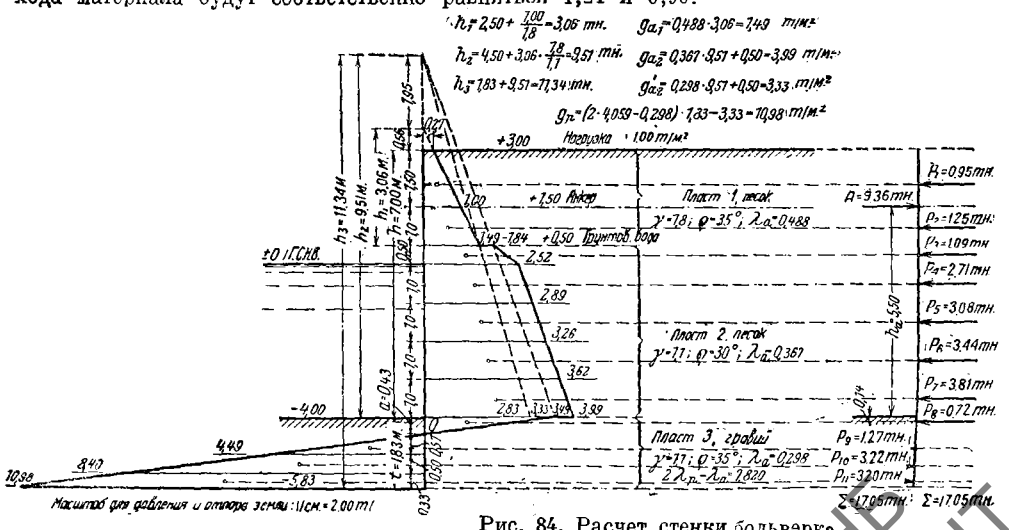
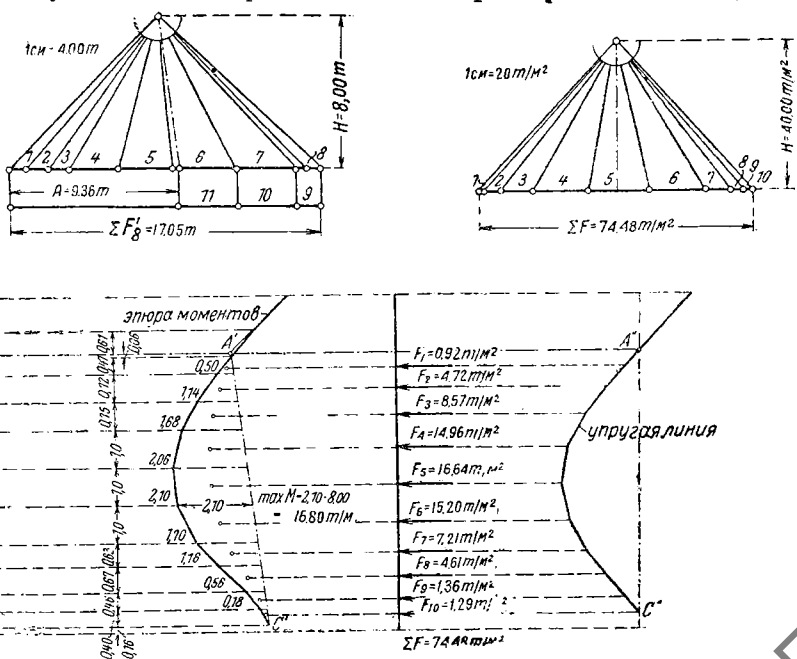


Рис. 84. Расчет стенки бульверка.

Если даже расход материала и получается несколько более значительным при расчете с предполагаемой заделкой, чем без нее, то все же рекомендуется всегда производить его именно таким образом, и в частности только по той причине, что случай без заделки дает для глубины забивки значения, едва удовлетворяющие требованиям безопасности. Если подпор-

ная стенка по каким-либо причинам будет перегружена в результате необычайной нагрузки или необычного напора воды или в расчете были преуменьшены объемные веса грунта или, положим, происходит деформация анкера, то глубина забивки оказывается уже недостаточной и подпорная стенка приходит в движение. Наоборот, когда перегрузке подвергается подпорная стенка, для которой размеры назначены на основании расчета, произведенного в предположении заделки применительно к другому предельному случаю, то замыкающая эпюры моментов передвигается направо, момент заделки уменьшается, а момент в пролете увеличивается. Другими словами, стенка испытывает большие изгибающие напряжения, и она может их выдержать, используя частично запас прочности, на который она рассчитана при назначении допускаемого напряжения на изгиб. Глубина забивки вначале оказывается достаточной, нижний конец стенки поддается, сохраняя упругость, влево, и случай нагрузки с заделкой (рис. 77, *б*) приближается к случаю без заделки (рис. 77, *в*). В крайнем случае достигается предельное положение в отсутствии заделки (рис. 77), при переходе через которое стенка испытывает деформацию. Изгибающий момент стены в этом случае увеличивается в зависимости от грунтовых условий приблизительно на 33—50%. Только тогда стенка внизу перестанет оказывать достаточное сопротивление.

Поэтому предельное положение без заделки не следовало бы класть в основу расчета. Если оно, несмотря на это, разобрано здесь так подробно, то это сделано так лишь потому, что до сего времени такой способ производства расчета являлся обычным. Так как при нем получаются очень толстые стены и незначительные глубины забивки, то никогда не приходило аварий в результате прогиба стенки, превосходящего предел упругости или разрушения, но имели место очень многочисленные аварии вследствие смещения нижнего конца стенки. Ввиду этого делались попытки согласовать расчет с действительностью; при этом или уменьшали отпор земли с левой стороны у нижнего конца стенки, или



закрепленной анкерами, без заделки

стремились создать гарантию, учитывая отпор земли только частично, или же наконец допускали при расчете толщины стены напряжения, почти доходящие до предела текучести или разрушения. Все эти способы применялись за неимением других средств: без них можно обойтись, если рассчитать стенку в предположении наличия нижней заделки.

НБ ДГТУ (ДПТ)

з) Укрепление больверка анкерами.

1) Положение и размеры анкерных плит.

Анкерные плиты не должны располагаться в области призмы обрушения, положенной в основу расчета давления земли действующего на подпорную стенку. Масса грунта этой призмы приходит немедленно в движение по всему протяжению одновременно с перемещением стены; расположенная на ней анкерная плита будет захвачена этим движением и не представляет уже опоры для стены. Ограничивающая призму плоскость обрушения начинается у точки D, около которой при перемещении вращается стена (рис. 85). Если D лежит глубже нижнего конца стены и последний отодвигается следовательно вперед, то плоскость обрушения начинается у нижнего конца стены. Если точка D лежит выше, то простоты ради можно также предположить, что плоскость обрушения берет свое начало от нижнего конца стенки. Стало быть анкерная плита не должна быть расположена выше плоскости обрушения (EC), составляющей с горизонтальной прямой угол $\frac{\pi}{4}+\frac{\rho}{2}$ (рис. 85).

Земляная масса, лежащая выше линии естественного откоса BF, удерживается в своем положении только подпорной стенкой, поэтому расположенная

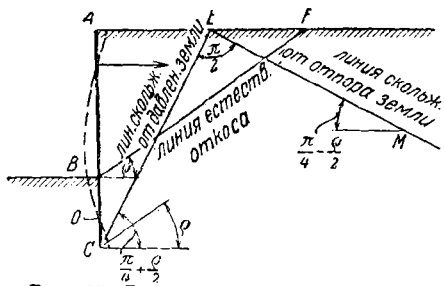


Рис. 85. Расположение анкерных плит.

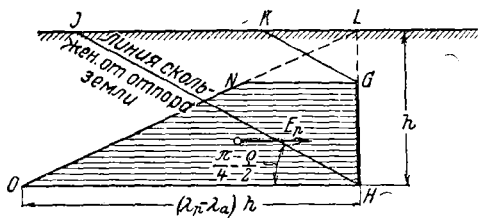


Рис. 86. Отпор земли у анкерных плит.

здесь анкерная плита равным образом подвергается влиянию деформаций последней и притом тем сильнее, чем ближе плита расположена к линии обрушения CE и чем больше движение стенки. Линия откоса BF в противоположность линии обрушения EC берет свое начало не от нижнего конца стенки, а от дна водоема перед последней. Ввиду этого влияния от сдвигающейся подпорной стенки отпор земли для анкерной плиты не может быть простым способом определен путем расчета. Хотя приблизительный расчет и возможен, тем не менее вследствие его сомнительности следует по возможности избегать расположения анкерных плит выше линии BF, и во всяком случае нужно отказываться от помещения их выше этой линии вблизи линии обрушения EC.

Если анкерная плита расположена на достаточном расстоянии от подпорной стенки, то при определении отпора земли, препятствующего ее перемещению, исходят из призмы обрушения, которая лежит выше поверхности обрушения—HJ, заключающей с горизонтальной прямой угол $\frac{\pi}{4}+\frac{\rho}{2}$. Оказывающая противодействие земляная масса $GHUK$ удерживается в плоскости GK трением вышележащей земляной массы GKL. При расчете можно с достаточной точностью принять, что анкерная плита доходит до верхней поверхности земли, т. е. удерживается всем объемом призмы обрушения HJL[1], а потому к изображенной на рис. 86 в заштрихованном виде площади нагрузки $GHON$ (отпор земли, уменьшенный на величину давления земли) может быть добавлен начерченный пунктиром треугольник LGN.

Такой расчет отпора земли правилен до тех пор, пока линия отпора земли HJ не пересекается с линией обрушения CE от приходящегося на

[1] Доказательство см. Кrey, Erddruck, Erdwiderstand и т. д., стр. 197.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

стены давления грунта. Если же эти две линии пересекаются, то при движении подпорной стенки уже не имеет значения часть призмы отпора, расположенная внутри призмы обрушения и скользящая вследствие движения стенки за ней. При всех анкерных плитах, расположенных ниже линии *EM* по рис. 85, величина отпора земли должна быть таким образом уменьшена в соответствии с уменьшением призмы обрушения. Размер уменьшения определяется сравнением полного объема призмы обрушения, вызываемого отпором земли, с исключаемой ее частью.

Резюмируя все вышеизложенное о положении анкерных плит, следует сказать следующее (рис. 87).

1. Внутри призмы обрушения *ACE* расположение анкерных плит недопустимо.

2. Отпор земли для анкерных плит, расположенных выше дна водоема к линии естественного откоса *BF* (другими словами, внутри земляной массы *ERF*), может быть определен только приблизительно. По сравнению со своим полным значением он более всего подвергается уменьшению поблизости от поверхности обрушения *CRE*, между тем как с правой стороны ослабление его незначительно. Поэтому по возможности следует избегать помещения анкерных плит в пределах земляной массы *ERS*. Размеры анкерных плит, расположенных внутри земляной массы *ESF*, должны назначаться осторожно.

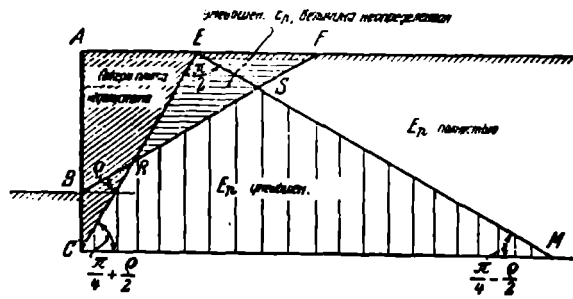


Рис. 87. Расположение анкерных плит.

3. Отпор земли для анкерных плит, лежащих ниже линии *EM*, другими словами, расположенных внутри земляной массы *CRSM*, не может приниматься полностью, а должен быть уменьшен в соответствии с ограничением призмы обрушения.

Требование, с которым часто приходится встречаться, а именно, чтобы анкерные плиты вообще не располагались ниже линии *CEM*, является чрезмерным; оно приводит часто к излишне большой длине анкеров. С другой стороны, необходимо придавать анкерным плитам такие размеры, чтобы имеющийся в распоряжении отпор земли никоим образом не был использован полностью. В этом случае следовало бы задаваться по меньшей мере двойным запасом прочности, т. е. придавать анкерным плитам такие размеры, чтобы противодействующий их перемещению отпор земли равнялся двойному натяжению от анкеров. Это требование не является преувеличенным, так как, с одной стороны, надежное положение анкерных плит имеет решающее значение для устойчивости всего сооружения, а с другой стороны, указанная гарантия достигается при сравнительно небольших материальных расходах.

При определении расчетом отпора земли для анкерных плит следует распределять подвижную нагрузку бульверка таким образом, чтобы даже в том случае, если стена и испытывает возможно большее давление земли, призма обрушения от действующего на плиту отпора земли оставалась в то же самое время незагруженной; с другой стороны, давление земли, действующее на плиту сзади, должно приниматься с учетом полной нагрузки[1]. Места захвата плит анкерами располагают на высоте центра тяжести контура нагрузки.

Имеющийся в распоряжении для удержания анкерных плит отпор земли может быть до некоторой степени определен только для неразрезных плит. Если между отдельными плитами оставлены промежутки (в продольном направлении бульверка), то отпор земли оказывается значительно больше, чем для данной ширины плиты (считая по длине бульверка), подобно тому как отпор

[1] G. Franzius, «Bautechnik», 1929, стр. 520.

земли, испытываемый отдельно стоящими сваями, сравнительно более значителен, чем тот, который испытывает непрерывная стенка. Причиной этого является то обстоятельство, что при движении плиты лежащий перед ней грунт сдвигается массой большей ширины, чем сама плита. Как велик объем оказывающей противодействие земляной массы—неизвестно; поэтому отпор земли поддается только приблизительному подсчету[1]. В большинстве случаев будет достаточно принимать отпор земли в соответствии с шириной плиты, грубо оценивая избыточную величину и учитывая ее при определении требуемой числовой величины запаса прочности для анкерной плиты.

2) Высота расположения анкеров.

Расположение анкеров представляется наиболее выгодным в экономическом отношении в том случае, если опорный момент в точке приложения анкера равен пролетному моменту стенки. Такое расположение легче всего определяется графически, особенно если применить для этой цели описанный выше для укрепленной анкерами стенки метод балки на двух опорах. При этом следует однако иметь в виду, что анкера не должны располагаться слишком далеко от верхнего края стенки, так как в противном случае в последней легко могут иметь место нежелательные деформации, особенно под влиянием морозов. Ниже 1 *м*, а при толстых стенках ниже 2—2,5 *м*, считая от верхнего ее края, располагать анкера не следует. Если по вышеуказанным соображениям является целесообразным более низкое расположение, то следует устраивать два ряда анкеров один над другим. Такое решение вопроса применяется, как правило, для высокого больверка.

[1] Расчет см. Krey, Erddruck, Erdwiderstand и т. д., стр. 199.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ВТОРАЯ ЧАСТЬ

СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ (НИЗКИЙ СВАЙНЫЙ РОСТВЕРК).

1. ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ ЗАМЕЧАНИЯ К УСТРОЙСТВУ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ.

Сваи имеют своим назначением передавать нижележащему грунту вес сооружения и проявляющиеся в нем усилия. Ввиду того, что сваи могут быть устойчивы как вследствие сопротивления острия, так и вследствие трения по боковой поверхности, то способ передачи усилий от сооружения на основание бывает различен. Предельные случаи следующие:

1. Сваи проходят слои, неспособные к восприятию нагрузки до прочного основания; усилия воспринимаются только концами свай.

2. Несущая способность самого глубокого достигнутого сваей слоя не больше, чем вышележащих слоев; усилия почти целиком воспринимаются трением боковой поверхности свай.

Между обоими этими предельными случаями лежат всевозможные промежуточные. Зачастую нельзя с уверенностью определить, каким образом сопротивление сваи распределяется между сопротивлением острия и боковым трением; вообще же это распределение имеет значение только в случаях, близких к предельным, так как тогда соответствующей формой свай можно повысить их сопротивление. Если исключительное или преимущественное значение имеет боковое трение, то коническая форма свай (сваи Раймонда и Штерна) более выгодна, чем цилиндрическая; в этом случае выгодны шероховатая поверхность и утолщения свай (например у свай Штрауса и деревянных свай Вольфа). Если же главным образом приходится рассчитывать на сопротивление концов свай, то более выгодны цилиндрические сваи с утолщением на опорном конце, как это может быть исполнено у свай по системе Симплекс, Гау, Маст и др.

Второй предельный случай соответствует так называемому в з в е ш е н н о м у с в а й н о м у ф у н д а м е н т у. Он применяется в тех случаях, когда не имеется прочных грунтов на экономически выгодных глубинах и если грунты основания настолько слабы, что не обеспечивают уширения подошвы фундамента. Уплотняя грунт, сваи увеличивают его несущую способность и кроме того передают усилия от сооружения более глубоко лежащим слоям. Такой уплотненный грунт часто сам оказывается в состоянии непосредственно принять на себя часть нагрузки от сооружения или, другими словами, находящийся между сваями грунт также участвует в работе основания.

Устройство взвешенных фундаментов требует всегда особой осторожности, так как должна существовать уверенность в постоянстве сопротивления свай, определенного первоначально при помощи пробных нагрузок. Следует иметь в виду, что глинистый грунт сначала оказывает свайной бойке большое сопротивление, но со временем сдает по мере вытеснения находящейся в порах грунта воды под действием нагрузки. Далее уменьшение сопротивления и ослабление грунта, уплотненного забивкой свай, может произойти от подмыва, размыва или какого-либо движения грунтовых вод. Поэтому в условиях изменяющегося го-

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

ризонта воды (шлюзы, набережные стенки и т. д.) следовало бы по возможности избегать такого типа конструкций или по крайней мере достаточным образом обеспечить их от подмыва шпунтовыми рядами. При этом надо принять во внимание, что шпунтовые ряды, ограждающие грунт уплотненной забивкой свай, долгое время после забивки испытывают напор грунта, раскрываются и не удовлетворяют своему назначению. Выемка земли поблизости или новая забивка свай также могут нарушить равновесие грунта. Наконец взвешенный свайный фундамент, основанный на ненадежном грунте, особенно опасен ввиду возможности образования под ним поверхностей обрушения.

Разделение и классификация различных конструкций свайных фундаментов по признаку распределения сопротивления свай между острием и боковой поверхностью не применяются и приводятся здесь только в качестве общего замечания. Это легче достигается следующим образом. Свайные фундаменты состоят из свай и несущей конструкции—ростверка—плиты, соединяющей верхние концы свай и передающей вес сооружения на сваи. Назначение ростверка может выполнять нижняя часть фундамента сооружения: сваи в этом случае непосредственно входят в него. Ростверк может быть расположен непосредственно на уровне поверхности земли, в которую забиты сваи на глубине или же он располагается выше поверхности, так что верхняя часть свай остается открытой. В зависимости от этого различают:

1. Низкий свайный ростверк на сваях, забитых в землю полностью.
2. Высокий ростверк на открыто стоящих сваях.

Обе конструкции различаются в зависимости от рода материала для свай, а именно дерева, железа или железобетона, причем железо встречается конечно в редких случаях. Кроме того в последующем изложении обе конструкции будут рассмотрены в зависимости от рода сооружений, в которых они применяются. Так, низкий ростверк применяется при устройстве оснований для жилых и торговопромышленных зданий, складов, башенных сооружений, мостовых быков и устоев, береговых стенок, шлюзов и т. д.; высокий ростверк—при возведении оснований для набережных стенок, надстроек на откосах, пристаней, мостовых быков и т. д.

2. ВЫСОТА СВАЙНОГО РОСТВЕРКА.

Деревянные сваи и ростверк никогда не должны выступать из воды (в том числе и грунтовой) на столько времени, сколько требуется, чтобы дерево могло просохнуть, так как оно начинает подвергаться гниению. Деревянный ростверк и могущие выступать выше него верхние концы свай (работающие на растяжение) должны поэтому располагаться ниже самого низкого горизонта воды, какой можно ожидать хотя бы в течение несколько часов. При этом следует иметь в виду, что в результате регулирования рек и других гидротехнических работ открытые и грунтовые воды могут значительно понизиться в сравнении с имеющимися наблюдениями над их уровнями. Необходимо также подумать о том, не встретятся ли при производстве строительных работ понижение уровня грунтовых вод и опасность загнивания. В областях приливов и отливов, где уровень воды подвержен быстрым изменениям, можно устраивать деревянный ростверк на среднем уровне низких вод.

Так как деревянный ростверк не может быть срублен ниже уровня воды, то за исключением областей, подверженных приливам и отливам, сооружение его возможно только при условии водоотлива. Если это невыгодно, то ростверк располагают выше уровня грунтовых вод и применяют железобетонные или составные сваи, деревянные части которых находятся под водой. Равным образом применяют железобетон в том случае, если свайный фундамент вообще не доходит до грунтовых вод.

Низкий ростверк имеет перед высоким то преимущество, что его сваи большей частью не подвергаются продольному изгибу. С другой стороны, благодаря более высокому расположению ростверка уменьшается вес сооружения, а вместе с тем и нагрузка на сваи. В каждом отдельном случае путем сравнитель-

РЕПОЗИТОРИЙ БНТУ (ДИТ)

ного исчисления нетрудно определить наиболее выгодную в экономическом отношении высоту. Большей частью самый благоприятный результат получается, если расположить деревянный ростверк непосредственно под горизонтом низких вод, а в области приливов несколько выше, чтобы дерево не просыхало. Если при таком решении вопроса водоотлив и земляные работы слишком дороги, следует переходить к железобетонным сваям, с более высоким положением ростверка.

3. РАСПОЛОЖЕНИЕ СВАЙ.

При исключительно вертикальных нагрузках сваи располагаются в направлении действующих сил вертикально. Если имеются также и силы, действующие наклонно или горизонтально, то наклонно устанавливают столько свай, чтобы указанные силы могли быть полностью восприняты. При переменной нагрузке сооружение поддерживается сваями, в особенности по всем тем направлениям, по которым могут действовать силы. При этом заставляют сваи испытывать не только сжатие, но устанавливают их таким образом, чтобы они работали и на растяжение; соединенные сжатые и растянутые сваи действуют совместно.

Расстояние между сваями определяется в зависимости от общей нагрузки и несущей способности отдельной сваи. Сваи располагают продольными и поперечными рядами или в шахматном порядке. Расстояние между рядами и отдельными сваями меняется в зависимости от толщины свай от 0,60 до 1,25*м*.

4. КОНСТРУКЦИЯ РОСТВЕРКА.

а) Ростверк на деревянных сваях.

Самая простая конструкция ростверка состоит в том, что сваи вводят в нижнюю часть поддерживаемого массивного сооружения. Таким способом возводятся на деревянных сваях гражданские сооружения, причем сначала отрывают котлован для стен фундамента, затем забивают сваи, срезывают их на высоте 0,20—0,30 *м* выше подошвы фундамента и производят потом бетонную кладку фундамента таким образом, чтобы головы свай входили в бетон.

Бернгард [1] предложил для лучшего обеспечения положения свай оплетать их головы перед укладкой бетона обручным железом по способу, представленному на рис. 88. Способ отличается простотой, но имеет тот недостаток, что железо в местах соприкосновения со сваями подвержено действию ржавчины, а распространение ржавчины может подвергнуть бетон разрыву. Лучше применить железо в качестве арматуры и уложить на расстоянии 3—4 *см* от свай. Для предохранения арматуры от ржавчины большое значение имеет непроницаемость бетона.

Каменная кладка вместо бетона для фундаментов гражданских сооружений в настоящее время меньше применяется*, так как бетон можно с достаточной уверенностью предохранить от влияния химических воздействий, а кроме того он дешевле каменной кладки; заделка голов свай в каменную кладку представляет затруднения, вызывает большие расходы и трудно выполнима. Если желательно и в настоящее время уложить каменную кладку по сваям, то делают настоящий деревянный ростверк, как указано далее.

Деревянный ростверк образуется из продольных и поперечных брусьев (насадок) и настила из толстых досок. Лежащие непосредственно на сваях брусья называются насадками или основными брусьями. Вместо одиночных насадок применяют также парные схватки, которые охватывают свайные ряды. Таким образом схватки бывают расположены либо ниже, либо выше упомянутых брусьев; они прирубаются к сваям и скрепляются с ними посредством болтов. Продольные насадки скрепляются с поперечинами посредством врубок вполдерева,

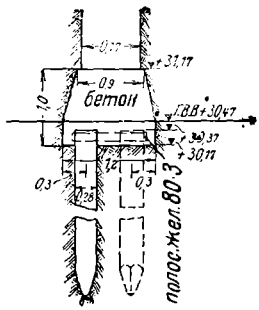
[1] «Zentralblatt d. Bauv.», 1907, стр. 243.

* В наших условиях следует применять именно бутовую или бутобетонную кладку, требующую меньше цемента чем бетона (*Прим. ред.*).

НЕ УДУТ (ДИТ)

равно как и схватки с насадками; в последнем случае однако насадки пропускаются без ослабления, а врубки делаются в схватках.

Основные брусья или насадки скрепляются со сваями на шипах; шипы расклиниваются для прочности нагелями из твердого дерева (рис. 89). В наклонные сваи насадки врубаются без шипов, но скрепляются с ними болтами (рис. 90). Стыки насадок лучше всего делать в виде прямых или косых замков, которые для надежности скрепляются болтами (рис. 91). Так как в местах стыков сопротивление насадок изгибу значительно уменьшается, стыки для нижнего ряда брусьев располагаются настолько близко к головам свай, насколько это позволяют шипы, а стыки верхнего ряда брусьев—по возможности точно над местами пересечения с нижележащими насадками. Поэтому у насадок накладки расположены с



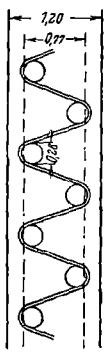


Рис. 88.

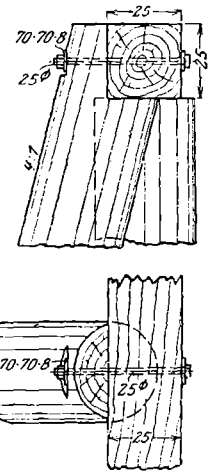


Рис. 90.

Рис. 89.

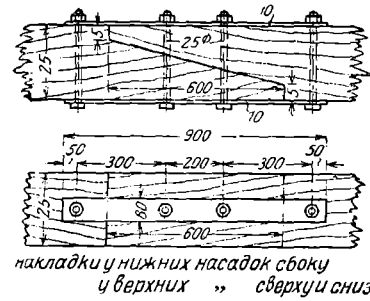


Рис. 91.

Рис. 88. Свайное основание зданий. Соединение голов свай по способу К. Бернарда. Рис. 89. Сопряжение сваи с насадкой посредством шипа. Рис. 90. Сопряжение наклонной сваи с насадкой. Рис. 91. Стык насадки.

боков, а плоскости перерева балок имеют вертикальное положение; у верхних брусьев расположение обратное.

Дощатый настил имеет толщину от 6 до 10 *см*. Он пришивается гвоздями к насадкам или схваткам и располагается между брусьями или схватками верхнего ряда.

Различные конструкции деревянных свайных ростверков будут подробно описаны на самых разнообразных примерах для отдельных случаев низкого и высокого свайного ростверка. Приведем лишь на выборку несколько примеров устройства двух пересекающихся рядов брусьев низкого ростверка на рис. 116 и 117 для бескамерного шлюза в Эмдене, а высокого ростверка для набережных более ранней конструкции в Бремергафене (рис. 121 и 122), набережных в Брунсбюттелькуге (рис. 130 и 139), Штеттине (рис. 141 и 142) и Гамбурге (рис. 166—169). Парные схватки, расположенные над рядом продольных насадок, применены для стен набережных в Эмдене (рис. 148—150); последний рисунок изображает детали конструкции ростверка при неблагоприятном положении свай, в Везермюнде (рис. 151 и 152) и Штеттине (рис. 155). Обратное расположение с лежащими ниже поперечными схватками осуществлено для набережных в Бремергафене (рис. 145—147), Штеттине (рис. 156) и Гамбурге (рис. 170). Наконец поперечные схватки с расположенными частью ниже, а частью выше насадками применены для набережных в Киле (рис. 158, 159 и 171; на последнем рисунке—детали). Примеры высокого ростверка приведены здесь также потому, что при

НБ УДУНТ (ДІІТ)

низком ростверке употребительны те же конструкции. Во всяком случае следует иметь в виду, что при низком ростверке полное скрепление при помощи врубок применяется сравнительно редко, так как передача усилий происходит обычно очень просто, а также потому, что издержки по водоотливу из-за пониженного расположения ростверка бывают в большинстве случаев сравнительно очень незначительными.

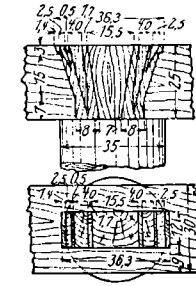


Рис. 92. Сопряжение сваи с насадкой при помощи шипа замков с расклинкой.

Так как деревянный ростверк постоянно находится под водой, т. е. имеет продолжительный срок службы, то железные скрепления дерева представляют собой в таких случаях слабые места. Поэтому целесообразно производить все деревянные сопряжения таким образом, чтобы при обычных нагрузках они имели достаточную прочность и без железных частей. Однако полностью достичь этого невозможно, особенно при боковых усилиях в ростверке. Долговечность мелких железных частей можно значительно увеличить оцинковкой. Сверх того рекомендуется покрывать железные части и п о с л е их установки смесью из смолы и гудрона или обмазывать каким-либо другим аналогичным составом.

В известных случаях, в особенности у флютбетов камерных и бескамерных шлюзов, ростверк или дно шлюза подвергаются действию сил, направленных кверху, которые стремятся приподнять ростверк или сооружение со свай. В этих случаях необходимо прочно соединить головы свай с деревянным ростверком или дном шлюза, чтобы противостоять разрушению флютбета. Хорошее решение вопроса представлено на рис. 92. Способ этот голландского происхождения.

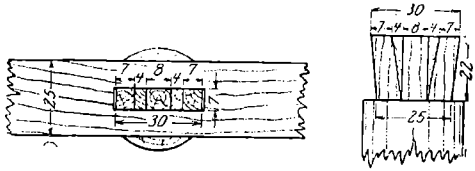


Рис. 93.

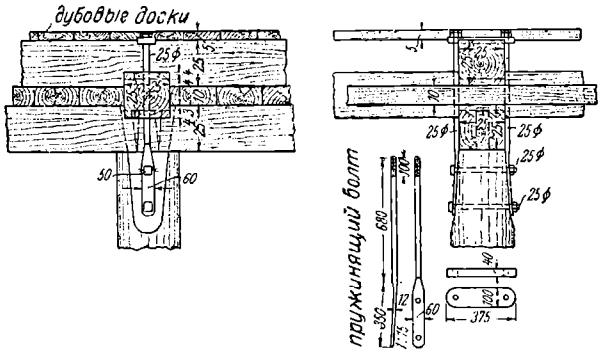


Рис. 94.

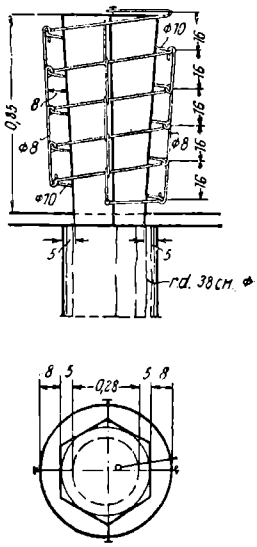


Рис. 95.

Рис. 93. Сопряжение сваи с насадкой при помощи шипа с расклинкой. Рис. 94. Прочное соединение распорной балки и сваи при помощи болтов с пружинами и хомутов (второй Борсумский бескамерный шлюз у Эмдена, ср. рис. 117 в). Рис. 95. Прочное (на растяжение) соединение бетонной плиты и деревянной сваи.

На свае зарезается двойной шип; на приведенном примере каждый имеет поперечное сечение 8×12 *см*, затем оба шипа пропиливаются для заклинивания дубовых клиньев на глубину, соответствующую их длине. Насадка перед посадкой ее на шипы подвергается обработке по способу, указанному на рисунке. После этого голова сваи надлежащим образом смачивается водой, насадка надевается и все пять клиньев, сделанные из сухого дуба, загоняются ручной

НБ УЭИТ (ДИТ)

бабой в пропилы. На рисунке можно видеть, насколько шипы с первоначальной шириной поверху в 8 *см* сжимаются от действия клиньев. Во время опытной нагрузки скрепление подалось на 3 *мм* при растяжении в 18,6 *т*; до разрушения нагрузка не доводилась.

Рис. 93 представляет несколько более простую конструкцию, которая применена при устройстве упомянутых ниже бескамерных шлюзов в Эмдене (рис. 117) и в Везермюнде. В случае употребления сосны соединение обладает достаточной прочностью, хотя опытных данных на этот предмет еще не имеется.

Описанные скрепления с помощью шипов с расклинкой имеют то преимущество, что они состоят только из дерева. Той же крепости можно достигнуть и при помощи железных хомутов, которые охватывают насадки и прикрепляют-

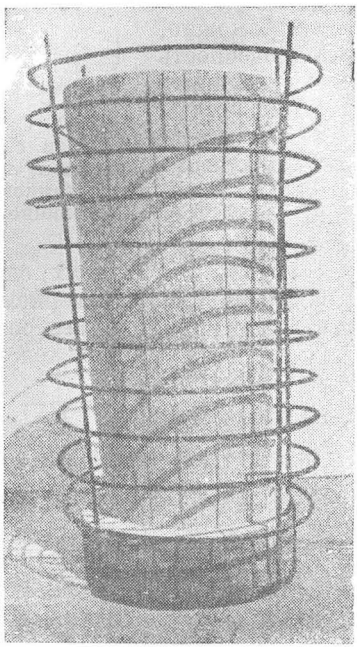


Рис. 96a.

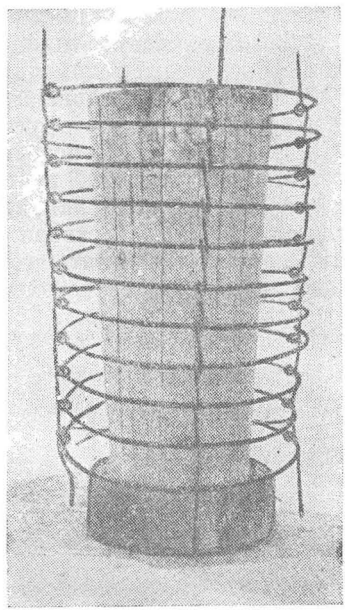


Рис. 96b.

Рис. 96a и b. Головы деревянных свай с железной арматурой для заделки в бетон (сооружение шлюза на канале Эрнста-Августа в Гарбург-Вильгельмсбурге, 1928 г.).

ся болтами к сваям; такое соединение имеет меньшую долговечность. Подобного рода скрепления сделаны для второго Борсумского бескамерного шлюза у Эмдена и представлены на рис. 94. Свайный ростверк образован здесь поперечными насадками (основные прогоны) и продольными брусьями, над которыми в отверстии для прохождения воды, как раз над поперечными насадками, расположены прижимные брусья. Последние скрепляются со сваями при помощи хомутов и натяжных пружинящих болтов.

Вполне рациональное, достаточно сопротивляющееся растяжению соединение деревянных свай с бетонным ростверком изображает рис. 95. Оно впервые было испытано и применено в 1924 г. при сооружении набережных Водного управления в Везермюнде. Головы свай обделываются на длине от 80 до 90 *см* в форме усеченного конуса или усеченной шестигранной пирамиды так, что при появлении растягивающего усилия она защемляется в бетоне. Окружающий голову сваи бетон усиливается железной арматурой в виде спирали, которая поддерживается вертикальными железными прутьями; перед укладкой бетона спираль надевается на голову сваи и сохраняет надлежащее от нее расстояние при помощи нескольких железных стержней. Размеры можно видеть на рис. 95; рис. 96 *a* и *b* наглядно представляет описанный способ.

УкрНТІ (ДІНТ)

В Везермюнде были произведены опыты для определения растягивающих усилий, какие может выдержать соединение. Для этого голова свай в перевернутом положении была забетонирована в бетонном массиве, который в точности соответствовал ростверковому помосту и заключал в себе и соседние сваи. Растягивающее усилие получалось от гидравлических домкратов, которые помещались между бетонным массивом и железными схватками из швеллеров, охватывающими сваи. Голова сваи имела в диаметре 44 *см*; обработанная часть была длиной в 0,90 *м*. Спираль состояла из 5 витков и имела в толщину 10 *мм*. Перемещения сваи в бетоне составляли при 20 *т*—0,25 *мм*, при 35 *т*—2,4 *мм*, при 42,3 *т*—3,4 *мм*, они имели частично упругий характер. Так как свая подвергалась срезыванию у швеллеров, то более значительной нагрузки не производилось тем более, что при испытании достигнуто большее сопротивление сваи на растяжение чем то, которое можно ожидать. Ни голова сваи, ни бетон не были повреждены.

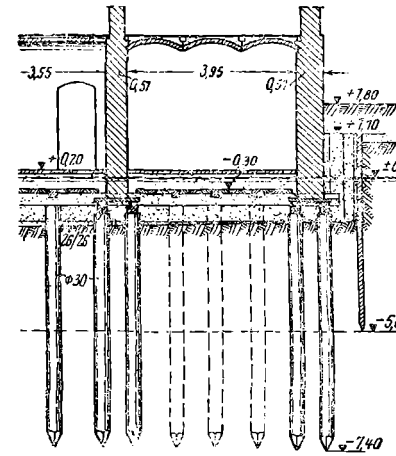
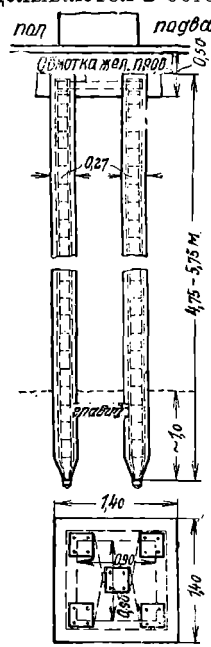


Рис. 97. Свайный фундамент для жилого дома (деревянный ростверк).

б) Ростверк с железобетонными сваями.

Скрепление между железобетонными сваями и бетонным ростверком производится такими способами: железобетонные сваи, так же как и деревянные, заделываются в бетонную плиту на глубину от 20 до 30 *см*, либо, что лучше, и свободные верхние концы продольных прутьев железной арматуры загибаются и заделываются в бетон плиты. Первый способ устройства дешевле и является достаточным для передачи исключительно сжимающих усилий. Если же представляется желательным передавать посредством свай также усилия боковые и растя-



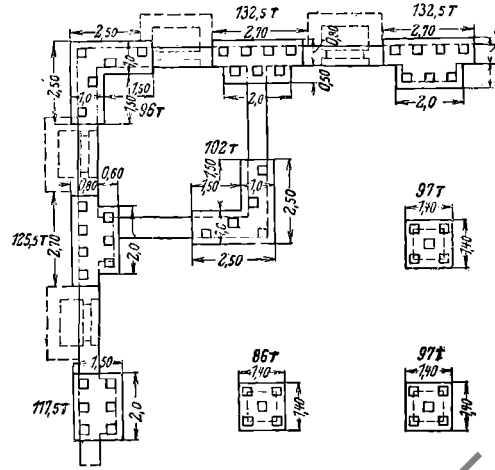


Рис. 98. Фундамент под угловой частью холодильника Древденских боен. Постройка 1907—1908 гг.

гивающие, т. е. соединить их с плитой в расчете на изгиб или растяжение, то следует отдать предпочтение второму способу. В зависимости от требующейся прочности соединения головы свай располагаются на 0,50—1,00 *м* выше нижнего края бетонной плиты, а бетон обивается настолько, чтобы сваи входили

НБ УКНТ (АГТ)

в плиту неповрежденными на длину от 0,10 до 0,30 *м*. Рис. 98 (холодильник при дрезденских бойнях) и рис. 100 (лицей им. Клейста в Берлине) уясняют детали соединений железобетонных свай со стенами фундамента.

5. ПРИМЕРЫ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ.

а) Жилые дома и помещения предприятий и учреждений.

Устройство фундамента здания на железобетонных сваях представляет рис. 98, на котором изображен фундамент угловой части холодильника Дрезденских боен[1]. Прочный грунт—крупный гравий расположен на 4—5 *м* ниже подошвы подвала. Наружные стены и внутренние несущие столбы основаны по-

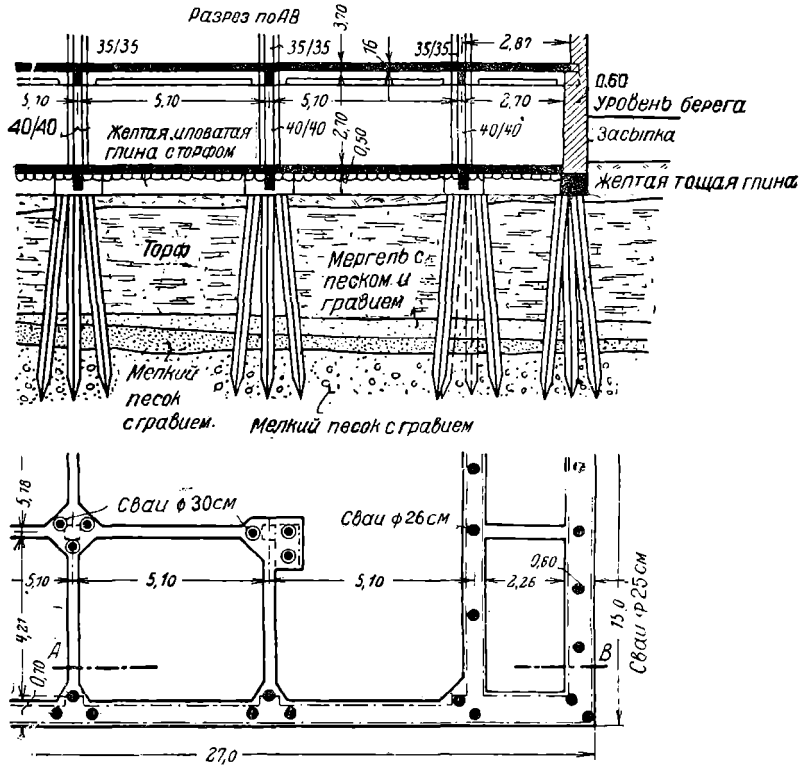


Рис. 99. Фундамент на железобетонных сваях (механическ. завод в Биле) конструкция Цюблина; построен в 1911 г.

этому на железобетонных сваях длиной от 4,75 до 5,75 *м*, которые входят в гравелистый грунт на глубину около 1 *м*. Плиты фундамента имеют толщину 50 *см*; сваи заходят в них на 25 *см*. Под наружными стенами сваи расположены группами; вертикальная нагрузка на каждую группу указана на рисунке. Под каждой колонной стоит по 5 свай с нагрузкой от 17 до 20 *т* на каждую сваю. Сваи скреплены друг с другом при помощи витков железа.

Рис. 99 изображает фундамент угловой части механического завода, выстроенного в 1911 г. в Биле[2], в Швейцарии. Здание, кроме указанного на рисунке подвала, состоит из трех этажей. Фундамент должен быть особенно прочным ввиду того, что стены подвергаются большим напряжениям от трансмиссий. Непосредственно под подошвой фундамента находится слой глины, содержащей иловатый торф; в качестве прочного грунта можно было принять только гравелисто-песчаный пласт, который на рисунке показан в самом низу. Так как

[1] «Beton u. Eisen», 1909, стр. 256, рис. 3 и 4.

[2] «Handb. f. Eisenbetonbau», 3-е изд., т. III, Grund- u. Mauerwerksbau, стр. 267, рис. 421 и 422, Берлин. 1922.

УДУТ (ДИТ)

сваи не могли доходить до находящейся на большой глубине грунтовой воды, можно было применить только железобетон. В данном случае были применены длиной от 5 до 6 *м* пятиугольные сваи с диаметром вписанного круга 30 *см*. Головы свай были соединены между собой 50-*см* железобетонными балками

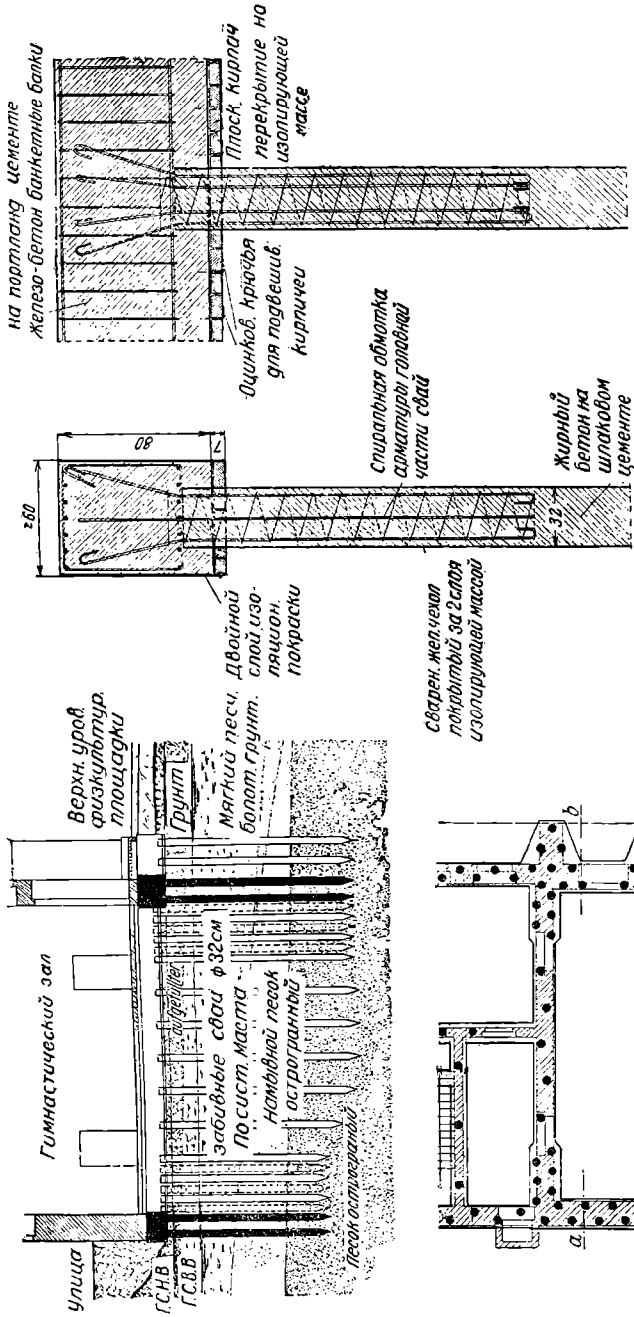


Рис. 100 а. Фундамент на сваях системы Маста для здания лицея им. Клейста в Берлине; построен в 1927—1928 гг.
Рис. 100 b. Деталь.

различной ширины, которые поддерживают вышележащую каменную кладку и столбы здания.

Сваи по системе Маста применены в 1927—28 гг. для основания здания лицея им. Клейста в Берлине [1]. Часть трехэтажного здания изображена на рис. 100.

[1] «Bautechnik», 1928, стр. 407 и сл., рис. 1, 2 и 4.

НБ УДИТ (ДІІТ)

Прочный грунт расположен на глубине от 6 до 7 *м*; выше лежит болотный грунт. Как болотный грунт, так и грунтовая вода содержат в себе вредные для бетона примеси, в особенности сернистые соли. Поэтому для устройства основания были выбраны сваи системы Маста с заполнением из бетона, приготовленного на шлаковом цементе. Трубы из листового железа для свай после забивки окрашивались внутри кольцевой щеткой. Бетон для свай приготовлялся из шлакового цемента в пропорции 1 : 4, а для стен фундамента—из кортландского цемента в пропорции 1 : 5. Заложенная в верхнюю часть свай железная арматура показана на рисунке; она запущена в железобетонные стены фундамента. Эти стены сложены насухо при низком уровне грунтовых вод; для предохранения их от действия последних нижняя часть котлована была обделана выстилкой из клинкера на асфальте, причем клинкер соединялся с бетонной кладкой стен при помощи оцинкованных крючьев. Расположение свай указано на рисунке: расстояние между ними равно по меньшей мере тройному их диаметру; во время производства работ в некоторых случаях оказалось необходимым значительно увеличить длину свай, что легко могло быть исполнено посредством сварки железных чехлов.

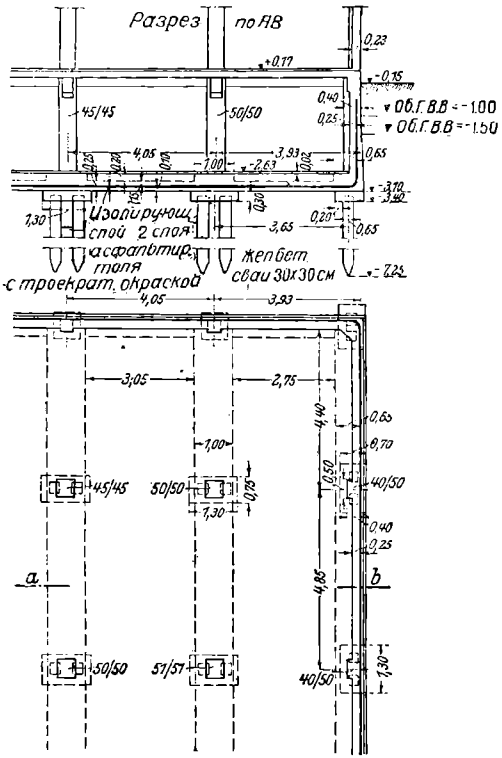


Рис. 101. Фундамент производственного здания в Ольденбурге; построен в 1919 г.

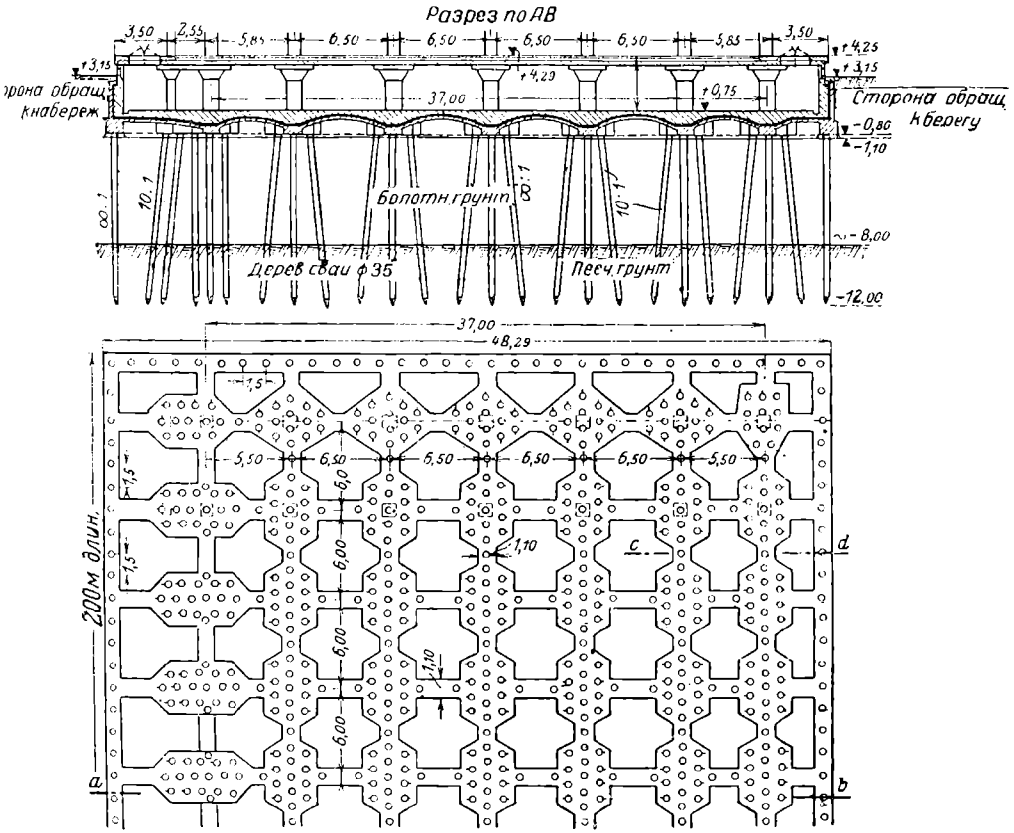
В виде примера устройства фундамента производственного здания с водонепроницаемым подвальным этажом приведена на рис. 101 угловая часть выстроенного в 1919 г. здания в Ольденбурге. Сооружение покоится на наружных стенах и внутренних отдельных опорах. Опоры основаны каждая на двух железобетонных сваях диаметром 30 *см*, а наружные стены—или на железобетонных сваях, расположенных на расстоянии приблизительно 4 *м* друг от друга, или на группах свай каждая из 2 свай; группы отстоят друг от друга на 4,50—5 *м*. Сваи длиной 4 *м* несут нагрузку в 40 *т* каждая и связаны в одно целое, если не стоят отдельно, посредством общей соединяющей их головы плиты. Выше головы идет железобетонный водонепроницаемый ящик, расположенный в области грунтовых вод и образующий собой подвальный этаж. Дно этого бассейна состоит из двух плит: из сквозной, снабженной железной арматурой бетонной плиты толщиной в 10 *см*, на ней уложен изоляционный слой из 2 рядов асфальтированного толя, а по изоляционному слою сделана вторая бетонная плита толщиной в 15 *см*, также армированная железом, которая над головами свай усилена таким образом, что здесь в продольном направлении здания получились проходящие сквозные железобетонные балки шириной 1 *м* и высотой 0,35 *м*. На обеих торцевых стенах сделано такое же усиление. Плита имеет между продольными балками свободный пролет около 3 *м* и в состоянии воспринимать как полезную нагрузку подвала, так и влияние от напора воды снизу. Разделение плиты дна на две части, сами по себе обладающие достаточным сопротивлением на изгиб, имеет своим назначением защитить расположенный между ними изоляционный слой и предохранить его в том смысле, чтобы он в случае возможных осадок не получил провеса на сохраняющих неизменное положение сваях и не дал вследствие этого трещин.

БГУТ (ДИТ)

Изоляционный слой доведен по периметру здания с наружной стороны наружных стен выше уровня грунтовых вод и отделяется от земли клинкерной стенкой.

б) Склады.

В складочных помещениях нагрузка на перекрытия обычно воспринимается колоннами, которые проходят сквозь все этажи; нагрузку от столбов передают на соответствующим образом расположенные кусты свай. В виде примера приведен фундамент шестиэтажного склада в Штеттинской гавани, выстроенного в 1927 и 1928 гг. Свайные кусты, поддерживающие отдельные столбы, распо-



Фиг. 102-а. План и разрез.

Рис. 102 а-с. Фундамент шестиэтажного склада в Штеттинской гавани; построен в 1927—1928 гг.

ложены здесь настолько часто, что возникал вопрос о распределении свай равномерно под всем сооружением или расположении их рядами. Учитывая возможность неравномерной осадки, отдали однако предпочтение объединению свай по возможности под местами приложения нагрузок, т. е. под башмаками колонн. На рисунке можно усмотреть, каким образом расположены отдельные кусты. Здесь возникли непрерывные ряды свай в продольном и поперечном направлениях: вблизи столбов расположены наклонные сваи; таким путем образованы свайные кусты. Наружные стены стоят на забитых рядами вертикальных сваях. На стороне склада, обращенной к набережной, кусты расположены иначе, потому что здесь добавлен еще один свайный ряд, который поддерживает стену сарая. Сваи имеют в среднем длину около 11 *м*.

Детальные чертежи дают возможность разобраться в устройстве фундамента подвала и расположении изоляционного слоя и железной арматуры. По окончании забивки деревянные сваи были спилены на одинаковой высоте, после чего основание было очищено и для бетонных опор уложен стщатель-

РЕПОЗИТОРИЙ БНТУ (ДИТ)

ной утрамбовкой слой шлака толщиной 30 *см*. Болотный грунт под влиянием забивки свай подвергся такому уплотнению, что образовал вместе со шлаковым слоем достаточно крепкую подготовку для укладки бетона. Головы свайных

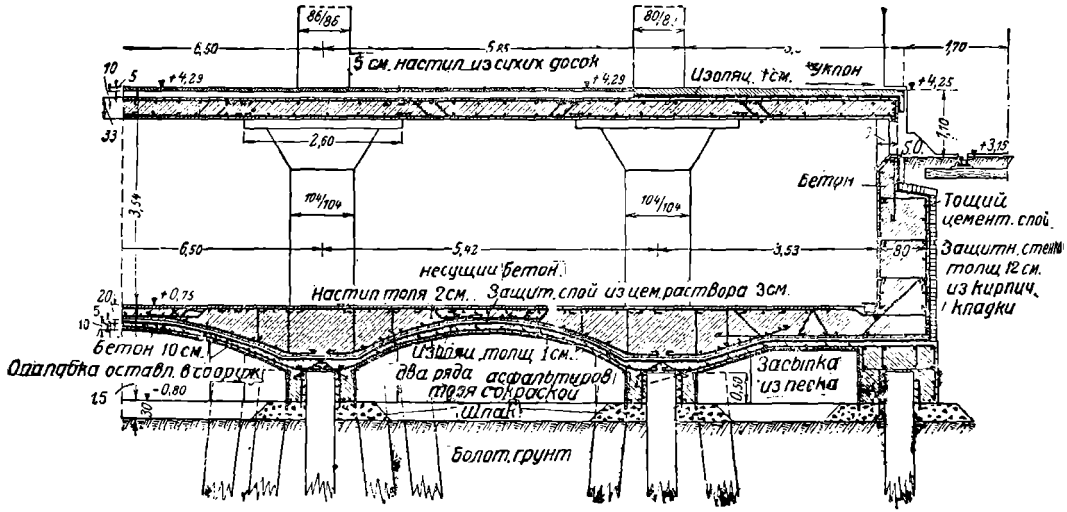


Рис. 102 b. Устройство изоляции подвала.

кустов соединены между собой при помощи ростверка; толщина плиты под столбами—1,55 *м*; между ними в поперечном направлении поставлены в распор балки шириной 10 *м*. Плиты под столбами и в продольном направлении соединены при помощи коротких бетонных стен шириной 1,10 *м*, так что фундамент представляет ряды продольных и поперечных стенок, уширяющихся в точках своего пересечения, образуя башмаки для колонн здания. Промежутки между этими продольными и поперечными стенками перекрыты сводами, оси которых параллельны длине здания. Опалубка, служившая для устройства сводов, уложена на насыпанном для этой цели песчаном грунте. Нижнюю часть сводчатого перекрытия образует армированный железом бетонный свод толщиной 10 *см*, на котором уложен изоляционный слой; он опущен до 20 *см* над головами свай. Изоляционный слой состоит из двух рядов асфальтированного толя с троекратным осмолением. Над ним сначала нанесен посредством торкретирования предохранительный слой из раствора, а затем выведен ограниченный сверху горизонтальной плоскостью железобетонный свод толщиной в ключе 18 *см*. Образованная сводом горизонтальная поверхность пола подвала покрыта наметом толщиной

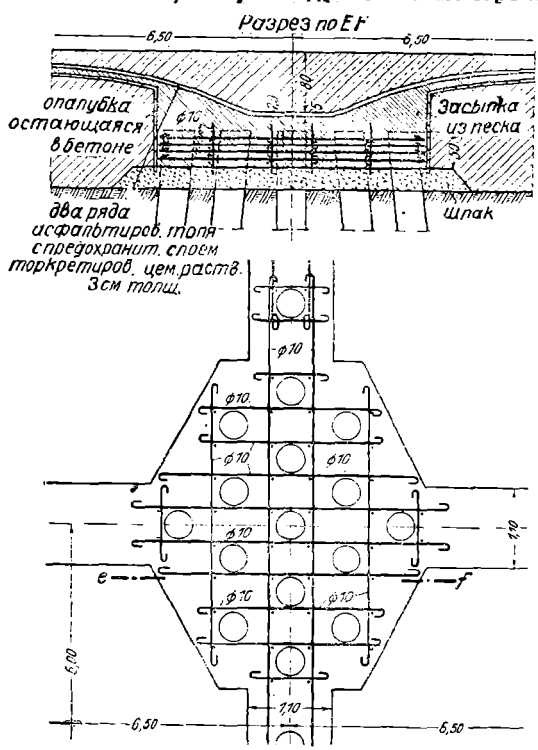


Рис. 102 c. Укладка арматуры между головами свай.

2 *см*. Изоляционный слой в наружных стенах поднят вверх в вертикальном направлении и предохранен снаружи каменной стеной от повреждений. Своды над изоляционным слоем одни передают нагрузку на головы свай; участие бетонных частей сооружения, расположенных ниже изоляционного слоя, в передаче усилий в расчет не принято.

Первоначально предположили скрепить друг с другом головы деревянных свай полосовым железом, но затем отказались, учитывая возможное появление и влияние ржавчины. Бетон вблизи свай был прочно армирован положенными друг на друга рядами железа. Арматура представлена на рис. 102.

Подобным же образом устроено основание пакгауза Томсен в гавани Лек и Кейле в Роттердаме[1] (рис. 103); этот пакгауз построен в 1921—22 г. Сваи—длиной от 17 до 20 *м*; следовательно они значительно длиннее, чем в штеттинском складе. Свайные кусты состоят из значительно большего числа свай, так как согласно результатам пробных нагрузок свая при троекратном запасе прочности могла воспринять только 6 *т*. Так же как и в Штеттине, здесь имеется сеть продольных и поперечных стен фундамента, которые в местах пересечения уширяются, образуя плиты под башмаками опор. Стены имеют в ширину 2 *м*, а в высоту, так же как и плиты под башмаками столбов, 1,15 *м*. В отличие от штеттинской конструкции здесь не применены наклонные сваи, так как, очевидно, существовало опасение, что при большой длине свай и не совсем точном их положении они могут зайти одна за другую и получить повреждения. Устройство этого основания представляется более простым в том отношении, что пол подвального этажа лежит выше горизонта воды и в укладке изоляционного слоя нет необходимости; поэтому между железобетонными стенами для пола подвального этажа устроена безбалочная железобетонная плита толщиной 15 *см*.

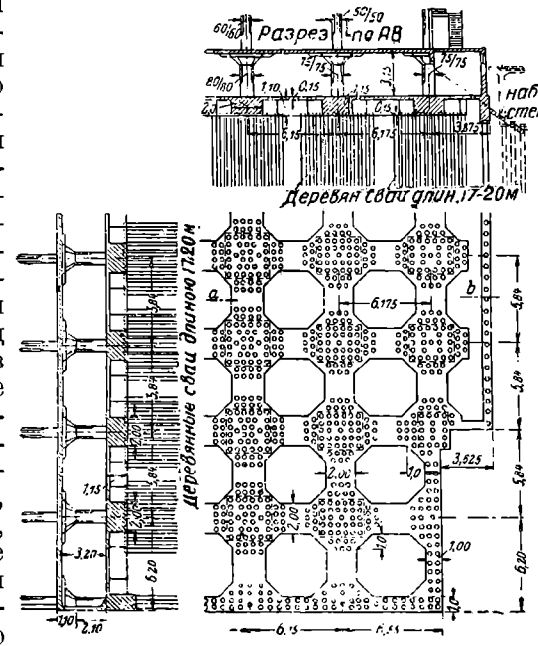


Рис. 103. Фундамент пакгауза Томсена в гавани Лек и Кейле в Роттердаме. Построено в 1921—1922 гг.

В качестве примера фундамента на группах железобетонных свай следует указать на Рейнские склады в Кельне[2]. Группы состоят в этом случае из 6 свай.

в) Башни.

Устройство фундамента водонапорной башни в Гамме, выполненное в 1922 г. (рис. 104), по существу одинаково с приведенным в предыдущем примере с той однако разницей, что свайные кусты сближаются между собой настолько, что поперечные и продольные стены основания едва могут быть различаемы; образуется скорее общая фундаментная плита для всего сооружения с отверстиями в промежутках между сваями.

Все сваи вертикальные: кроме тех, которые расположены по периметру наружных стен, и имеют наклон наружу 5 : 1; сваи железобетонные длиной 6 *м* и диаметром 30 *см*. Грунтовые условия указаны на рис. 104. Из опа-

[1] Здание описано в «Bauingenieur», 1924, стр. 71 и сл.
[2] «Beton und Eisen», 1911, стр. 311 и 342.

НБ УДУХТ (ДІІТ)

сения, что расположенные ниже подошвы слои песка-плывуна могут быть потревожены при производстве работ по соседству, водонапорная башня была основана на прочном основании—мергеле.

На рис. 105 и 106 изображено устройство фундамента для маяка при входе в остзейские шлюзы канала императора Вильгельма, причем на рис. 105 фундамент показан в том виде, как он был выведен в 1898 г. при сооружении маяка,

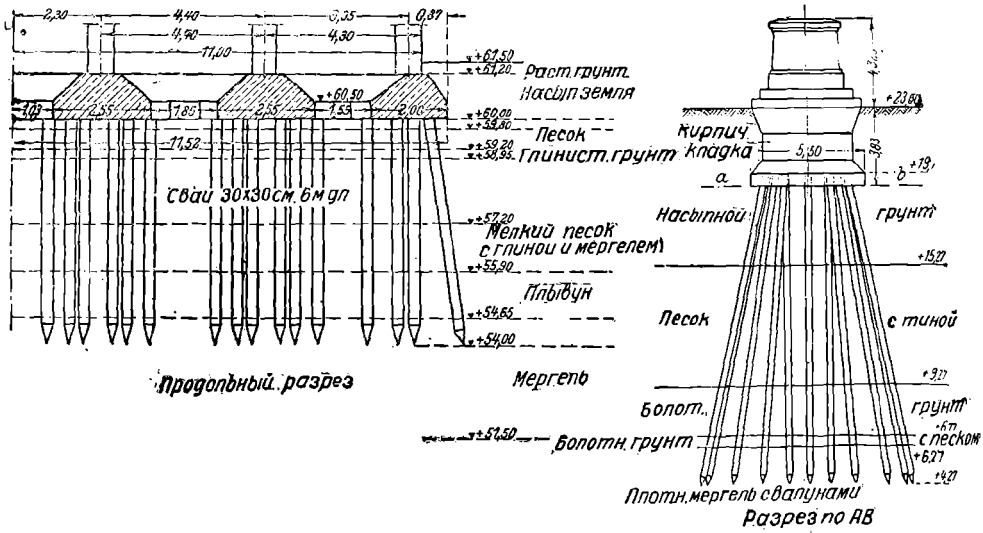


Рис. 105. Фундамент для маяка при въезде в старые Остзейские шлюзы канала Вильгельма. Построен в 1928 г.

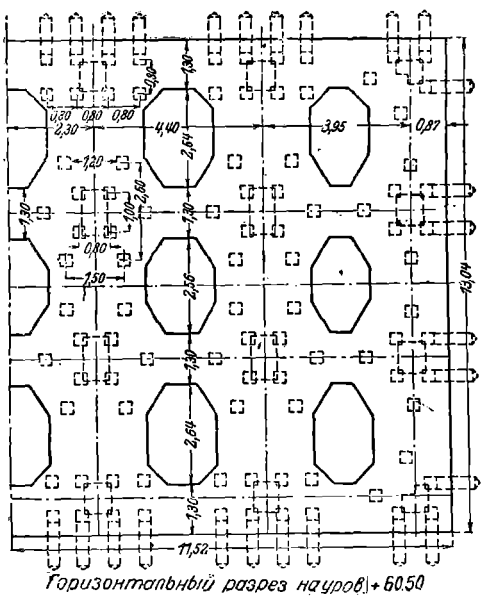


Рис. 104. Фундамент водонапорной башни в Гамме; построен в 1922 г

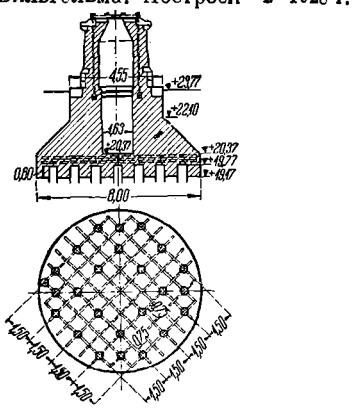


Рис. 106. Фундамент для маяка при въезде в новые Остзейские шлюзы канала Вильгельма; построен в 1915 г.

а на рис. 106 представлен фундамент, который был устроен после переноса маяка на другое место в 1915 г. Грунтовые условия одинаковы в обоих случаях. Прочное основание образует изобилующий валунами мергель на глубине приблизительно 17 *м* ниже уровня берега. При первоначальном сооружении цоколь фундамента в виде кольца с нижним диаметром 5,50 *м* установлен на 24 сваи, из которых 8 штук по середине имели вертикальное положение, а

НБ УИИТ (ДИИТ)

остальные были забиты кольцеобразно вокруг первых с уклоном 5 : 1. При перенесении маяка на новое место бетонная плита диаметром 8 *м* армирована старыми железнодорожными рельсами и основана на том же количестве свай, которые однако все имели вертикальное положение. Второй способ экономически более выгоден, несмотря на то, что он потребовал для своего выполнения значительно больше бетона, чем первый каменной кладки, так как забивка вертикальных свай обходится гораздо дешевле, чем забивка расположенных кольцом наклонных свай первоначальной конструкции.

Устройство фундамента маяка в Робенплате на Аусенвезере[1] изображено на рис. 107. Грунт под сооружением—мелкий, немного илистый песок, не обладающий большим сопротивлением. Поэтому было признано необходимым устроить основание на сваях длиной от 10 до 11 *м*; сваи окружены железной шпунтовой стенкой, чтобы препятствовать вымыванию легко подвижного песка. Шпунтовая стенка использована кроме того при производстве работ в качестве перемычки для защиты от волнения во время бури. Головы свай срезаны на 60 *см* выше среднего уровня низких вод, т. е. примерно на 1 *м* ниже границы гниения; они входят в среднем на глубину около 80 *см* в бетон, который был уложен насухо во время отливов; состав его указан на рисунке. Фундамент башни для облегчения процесса набивки стен имеет в плане квадратную форму.

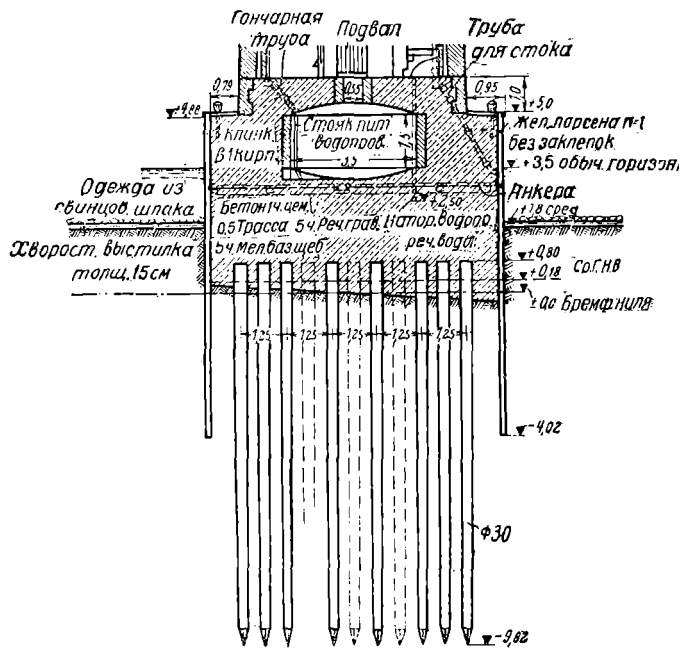


Рис. 107. Фундамент для маяка в Роббенплате на Аусенвезере; построен в 1924 г.

Рис. 108 представляет фундамент маяка при въезде в Папенвассер[2] в Штеттинском заливе. Глинистый грунт был вычерпан на глубину 8 *м* ниже уровня средних вод, а в котловане при помощи пловучего копра забиты сваи длиной в 19 *м*. Для их ограждения, также с пловучего копра, забита железная шпунтовая стенка восьмиугольной формы в плане, высотой 16 *м*, по направляющим, прикрепленным к сваям. Затем внутри и снаружи шпунтовой стенки насыпан слой песка высотой 2,50 *м*, а затем внутри стенки подводным бетонированием без трамбования сложен бетон толщиной 2,50 *м*. После его твердения вода из котлована без затруднений была выкачана, причем имеющиеся местами неплотности были сделаны водонепроницаемыми путем оконопатки паклей. Сваи после этого были срезаны на уровне 0,30 *м* выше бетона, и цоколь забетонирован насухо до надлежащей высоты. Верхняя часть цоколя, облицованная клинкером, расположена по окружности. При этом устройстве погруженный в воду бетон служит не в качестве несущей части сооружения, а только для водоотлива. Головы свай входят в бетон, безукоризненно уложенный насухо, ввиду чего нагрузка распределяется между сваями равномерно.

[1] «Bautechnik», 1926, стр. 365, рис. 24.
[2] «Bautechnik», 1929, стр. 386, рис. 14.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

г) Мостовые опоры.

При устройстве фундаментов для быков и устоев мостов на низком ростверке сваи следует располагать таким образом, чтобы они при различных нагрузках могли воспринимать проходящую через подошву мостовой опоры равнодействующую, не подвергаясь при этом напряжению на изгиб. Приведенные на рис. 109 эскизные чертежи [1] показывают, каким образом удовлетворяется это требование при различных системах мостов и мостовых опор посредством соответствующего способа расположения свай и придания им надлежащего уклона. При

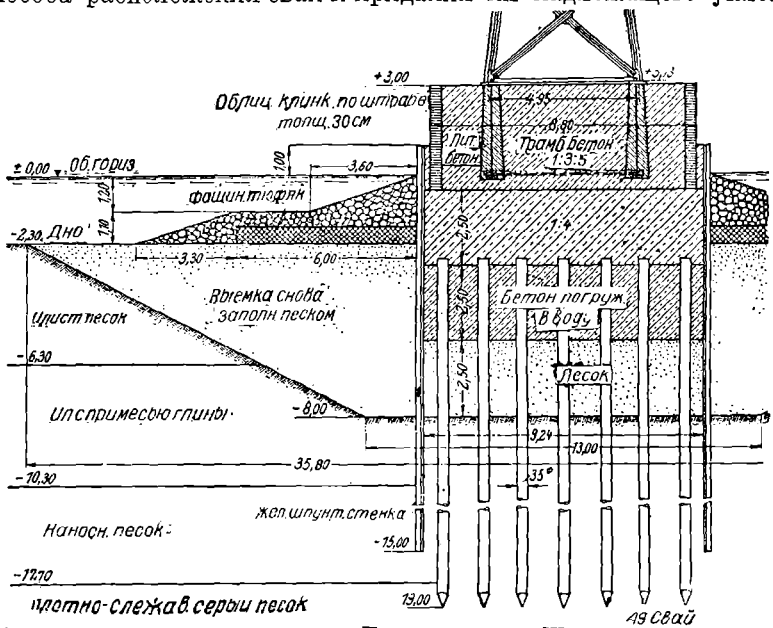


Рис. 108. Фундамент маяка при въезде в Паппенвассер в Штеттинском заливе; построен в 1927 г.

исключительно вертикальных нагрузках или имеющих небольшой уклон сваи для простоты работы можно располагать вертикально. Но если прочный грунт лежит глубоко, т. е. если сваи имеют сравнительно большую длину, то для большей надежности их придется поддержать наклонными сваями (ср. бык рис. 109, у Кенигсбергского моста). Когда удовлетворительный грунт основания лежит глубоко, то особенно затруднительно восприятие горизонтальной слагающей, проходящей через подошву быка. Поэтому при проектировании мостов следует иметь в виду, чтобы быки и устои с глубоким основанием принимали нагрузку по возможности вертикально. Рис. 109 [2] наглядно изображает различия в трудности осуществления и стоимости устройства свайного основания моста в зависимости от конструкции верхнего строения.

Пример простейшей заделки свай показан на рис. 110, где изображены устой [3] и головы свай одного из мостов, зарисованных эскизно на рис. 109. В этом случае применены деревянные сваи; при сваях железобетонных следовало бы описанным уже способом заделать продольные прутья железной арматуры свай в бетон устоя.

Устройство фундамента железобетонного устоя на низком свайном ростверке представляет рис. 220, изображающий железнодорожный мост через р. у Римини; бык этого моста основан на высоком ростверке.

Заимствованы: a) из «Bauingenieur», 1926, стр. 183, рис. 3; b) из «Bautechnik», 1927, стр. 545, рис. 49; c) из «Bautechnik», 1925, стр. 330, рис. 3; d) из «Beton u. Eisen», 1928, стр. 238, рис. 1, 2, 3, 13 и 14.

[2] «Beton u. Eisen», 1928, стр. 238, рис. 16 и 17.

[3] «Beton u. Eisen», 1928, стр. 240, рис. 20. Аналогичной конструкции мостовые быки приведены в «Beton u. Eisen», 1923, стр. 168 и 1927, стр. 374.

НБ УДУНТ (ДИТ)

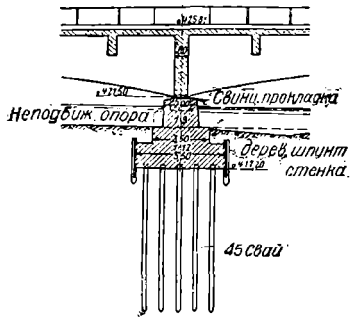


Рис. 109 a. Бык моста через Дунай у Долингена; построены в 1923—1924 гг.

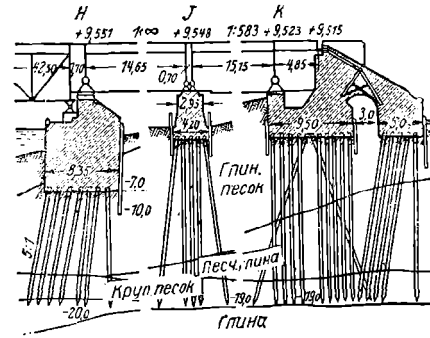


Рис. 109 c. Крайний бык и устой моста через р. Прегель в Кенигсберге (правый берег); построены в 1914—1915 гг.

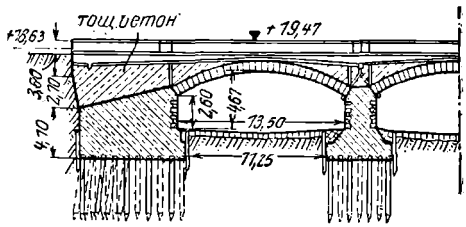
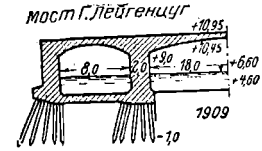
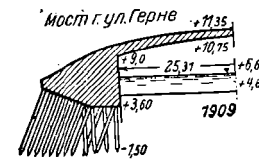
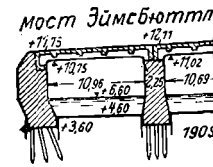


Рис. 109 b. Бык и устои моста через р. Варту у Кюстрина; построены в 1926 г.







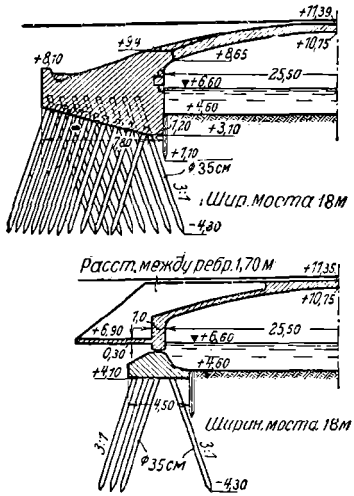
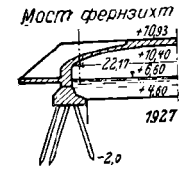


Рис. 109 e. Сравнение оснований для моста с бесшарнирной аркой и для шарнирной рамы с консолями; оба моста рассчитаны на одинаковую нагрузку и имеют одинаковые пролеты.



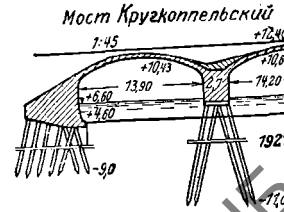


Рис. 109 d. Поперечные разрезы Гамбургских мостов из железобетона.

Рис. 109 a-e. Фундамент для мостовых опор на глубоком свайном ростверке.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

На рис. 111 изображен фундамент на низком ростверке для быка небольшого железобетонного речного моста. Гравелистый грунт был бы сам по себе уже достаточно крепким, но для увеличения запаса прочности он был уплотнен дубовыми сваями. Головы свай соединены между собой ростверком из швеллерного железа.

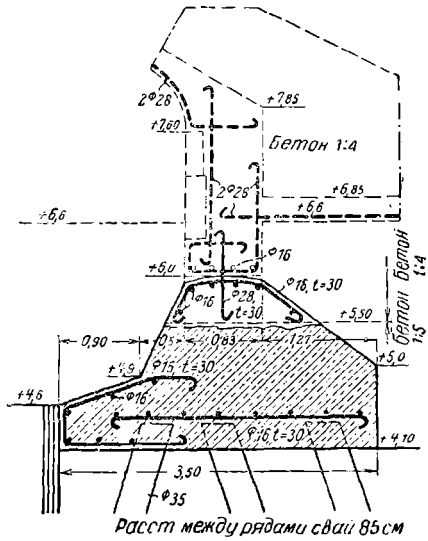


Рис. 110. Деталь моста р. Фербрюке (рис. 109).

Самый распространенный способ устройства фундаментов мостовых опор на деревянных сваях состоит в том, что сваи забивают внутри четырехугольной перемычки из шпунтовых стенок после предварительной выемки грунта до подошвы сооружения, вслед за тем их срезывают на уровне от 0,30 до 0,50 *м* выше подошвы основания, очищают дно котлована и погружают в перемычку подводным бетонированием столько охватывающего головы свай бетона, чтобы остальную часть быка можно было при помощи водоотлива сложить насухо. Примерами этого способа сооружения могут служить изображенный на рис. 112 правый бык дорожного моста через Одер у Кроссейна и на рис. 113—левый устой Дворцового моста через Шпрее в Шарлоттенбурге.

Указанная конструкция не является вполне надежной, так как доброкачественность погруженного в воду бетона сомнительна. О таком бетоне будет сказано впоследствии; здесь

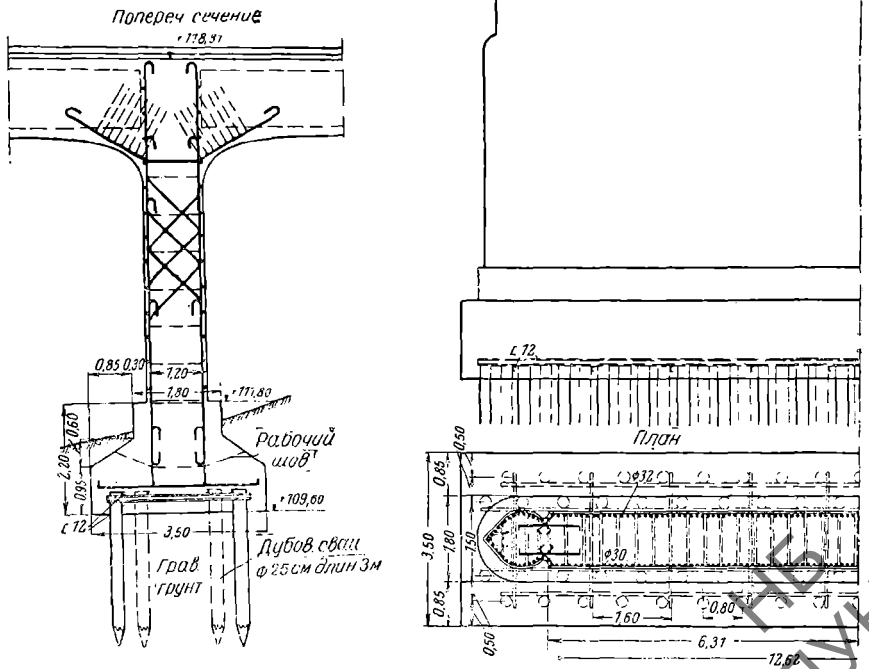


Рис. 111. Бык моста через р. Мург в Раштадте: построен в 1915 г.

[1] Подобные фундаменты приведены в «Bauingenieur», 1927. стр. 354—358.

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

следует только отметить, что при умеренных глубинах, достаточной тщательности исполнения и правильном составлении смеси можно и посредством погружения в воду сделать достаточно надежный бетон; но в то же время он никогда не будет однородным и поэтому такой бетон оказывается не совсем пригодным, чтобы передать нагрузку быка на головы свай. Вследствие своей неоднородности такой бетон во всяком случае не может иметь места, если вода или грунт содержат какие-либо вредные в химическом отношении примеси. Поврежденный бетон прежде всего начнет разбухать, причем он может нанести ущерб шпунтовым стенкам; затем он сдает (сжимается), так что мостовой бык дает осадку.

В настоящее время, если это представляется хоть сколько-нибудь возможным, следует понизить уровень воды внутри перемычки до подошвы, затем срезать сваи и по исследованию грунта основания, очистке дна котлована произвести бетонирование насухо. При не слишком водопроницаемых грунтах в большинстве случаев удается понизить уровень грунтовых вод с помощью трубчатых (абиссинских) колодцев; в этом случае можно достигнуть однородности бетона и можно быть уверенным в его прочности и устойчивости. Для таких работ следует рекомендовать железные шпунтовые стенки, отличающиеся большей плотностью по сравнению с деревянными. Прежде всего необходимо

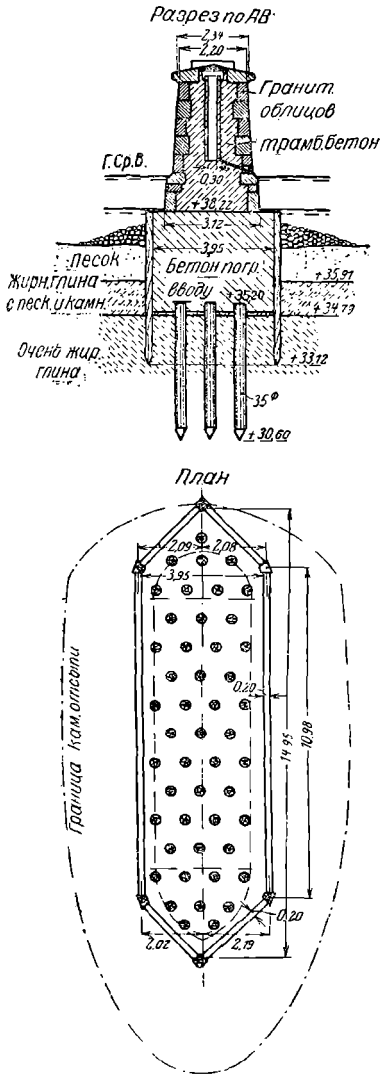


Рис. 112. Бык городского моста через Одер у Кроссена; построен в 1903 г.

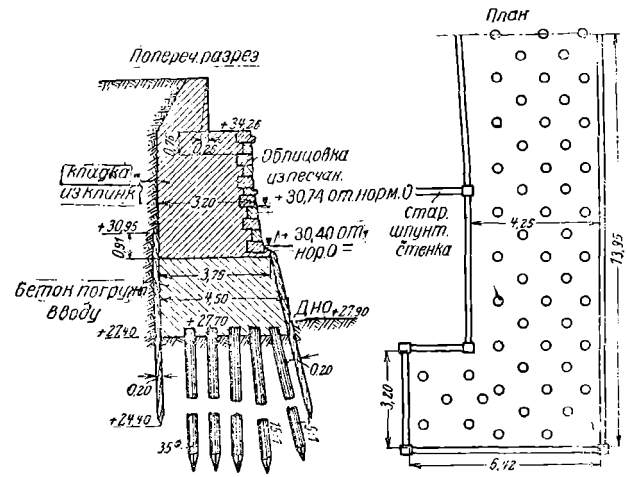


Рис. 113. Левый устой Дворцевого моста через р. Шпрее в Шарлотенбурге; построен в 1899 г.

точно установить строение грунта и назначать сообразно с этим не только длину свай, но и глубину забивки шпунтовой стенки. Достаточное сопротивление свай можно приблизительно определить во время забивки, а точнее — при помощи пробной нагрузки. Но недостаточность глубины забивки шпунтовых стенок выясняется только тогда, когда не удается произвести водоотлива. Однако и тут в большинстве случаев можно еще помочь делу тем, что бетон погружают в воду только ниже голов свай и стало быть срезывают сваи, как это например было сделано для фундамента входного маяка в Пиллау (рис. 108), а головы их заделывают в бетон, уложенный насухо, безукориз-

ненным образом. Если это только представляется возможным, следует во всяком случае избегать применения погруженного в воду бетона («посаженного» на сваи).

д) Набережные.

В качестве примера набережной на низком ростверке представлена на рис. 114 стенка у Купферграбена в Берлине; подобным же образом укреплены были раньше на больших протяжениях берега р. Шпрее в Берлине. Стенка покоится на трех рядах свай; в переднем ряду сваи отстоят друг от друга на 0,67 *м*, а в обоих задних—на 1,33 *м*. В упомянутых трех рядах сваи расположены в шахматном порядке. Сваи и шпунтовые стенки забивались при низких горизонтах воды. После этого выбиралась земля между шпунтами, сваи срезывались на 0,40 *м* выше подошвы, путем погружения в воду укладывался бетон, а затем—сначала при незначительном водоотливе — между шпунтовыми стенками производилась кладка стены из колотого камня, а выше горизонта высоких вод—из кирпича с облицовкой из песчаника и гранита. Сооруженные таким образом берлинские набережные частично уже очень ветхи, но находятся еще по большей части в безукоризненном состоянии. Так как погруженный в воду бетон, доброкачественность которого согласно предыдущему всегда находится под сомнением, не подвергается очень большой нагрузке, эту конструкцию следует признать целесообразной, но все-таки в настоящее время следует отдавать предпочтение устройству фундамента на высоком ростверке, как это будет указано ниже, или же по крайней мере срезывать сваи лишь выше погруженного в воду бетона так, чтобы они входили в бетон, уложенный насухо.

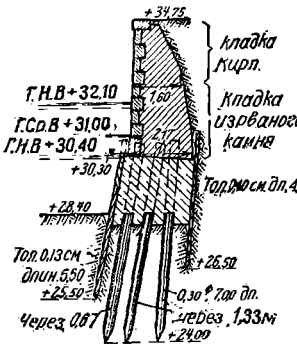


Рис. 114. Набережная у Купферграбена в Берлине; построена в 1900—1901 г.г.

е) Камерные и бескамерные шлюзы.

В случае, если грунт основания на высоте нижнего края сооружения недостаточно прочен, головы шлюзов на всем своем протяжении располагаются на сваях.

Если же более крепких пластов можно достигнуть на небольшой глубине, то основание следует закладывать несколько глубже, имея в виду, что заложение оснований вообще находится в зависимости от назначения сооружения, при этом следует стараться избегать употребления свай. Но так как вес и стоимость сооружения с увеличением глубины заложения основания быстро возрастают, то такой способ может оказаться целесообразным только при незначительной разнице в глубине заложения. При более глубоком расположении пригодного для основания грунта остается только свайный фундамент.

Камерные стены шлюзов располагают в большинстве случаев на высоком свайном ростверке, настил которого находится непосредственно ниже границы гниения (в случае деревянных свай) и на большой глубине, если это необходимо из-за устройства в стене камеры каналов. Для фундаментов голов шлюза применяется только низкий ростверк.

Разнообразные устройства свайных ростверков под головами шлюзов будут разъяснены на трех примерах бескамерных шлюзов в Эмдене. Шлюзы имеют ширину 10 *м* и снабжены удерживающими напор воды воротами (на случай высоких вод, отлива и бури), т. е. в основных чертах имеют то же устройство, как и головы камерных шлюзов. Старейший из них, а именно первый Борсумский шлюз, регулирует высокие воды устроенного выше Эмдена

НБ СТУДЕНТ (ДГТУ)

канала в р. Эмс. Он выстроен в 1906—1907 г., но через 15 лет вынуждены были его разобрать до основания и выстроить вновь, так как бетон разрушился под влиянием болотистой воды канала. Разрушение было ускорено неравномерными просадками и в особенности постоянными изменениями уровня воды снаружи (средняя высота прилива—2,90 *м*). До перестройки для большей гарантии позади первого шлюза по эту сторону дамбы был сооружен в период времени с 1917 по 1919 гг. второй Борсумский шлюз, который был снабжен двумя воротами—для высоких вод и отливов. Незадолго перед тем, в течение 1916—1918 гг., в 8 *км* ниже Эмдена был построен на р. Кнок другой шлюз тех же размеров, как и первый Борсумский шлюз

Первый Борсумский шлюз [1] изображен на рис. 115. Прочный песчаный грунт лежит примерно на 15 *м* ниже среднего уровня высоких вод; выше его расположен суглинок, смешанный со слоями растительных отложений, а также с песком.

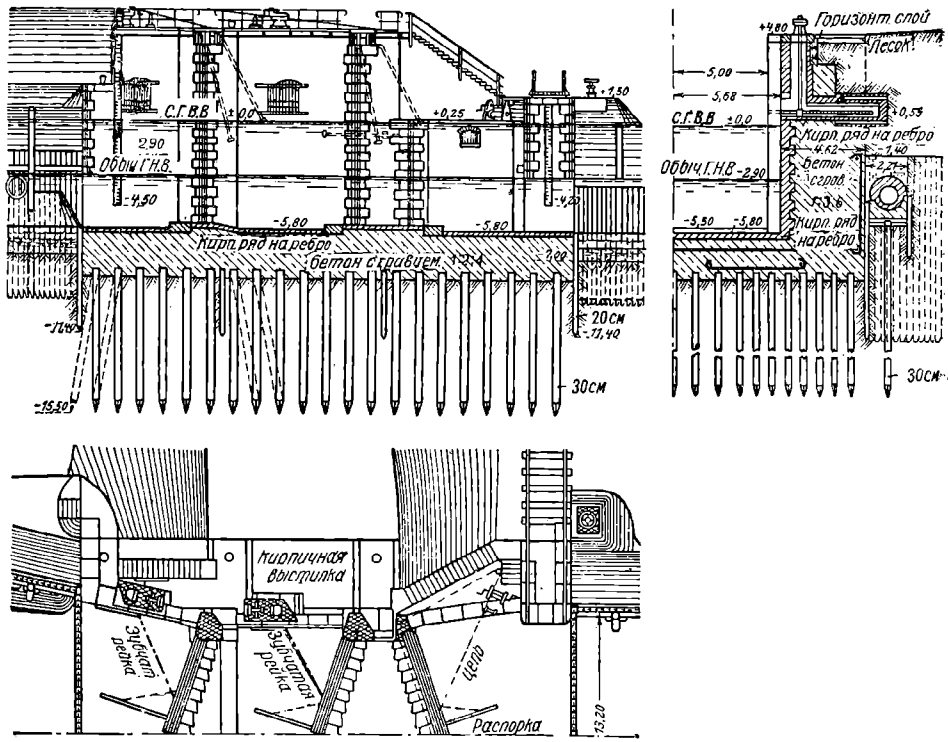


Рис. 115. Первый Борсумский бескамерный шлюз близ Эмдена; построен в 1906—1907 гг.

Так как высота порога составляет 5,50 *м* ниже среднего уровня высоких вод, а толщина бетонной подушки в отверстии для прохода воды равняется 2,50 *м*, то оказалось необходимым устроить под всем шлюзом сваи. Все сваи имеют длину 7,70 *м* и средней толщины 30 *см*. В качестве опор для короля поставлено несколько наклонных свай. Сваи были забиты в открытом котловане, осушенном при помощи понижения грунтовых вод, и затем были срезаны на одном уровне, на 50 *см* выше нижнего края бетонной подушки. После этого был уложен трамбованный бетон подушки, а затем возведены шлюзовые стены. Бетонная подушка усилена железной арматурой, а головы свай без особых связей введены в бетон.

Бетонная подушка ограждена шпунтовыми стенками, внутри которых как в перемычке расположены под порогами поперечные стены; между ними по обеим сторонам также находятся поперечные стены, устроенные в виде крыльев. Попе-

[1] «Zeitschr. f. Bauwesen», 1914, стр. 423, Атлас, лист 38, рис. 1—3.

НВ УДІТ (ДІІТ)

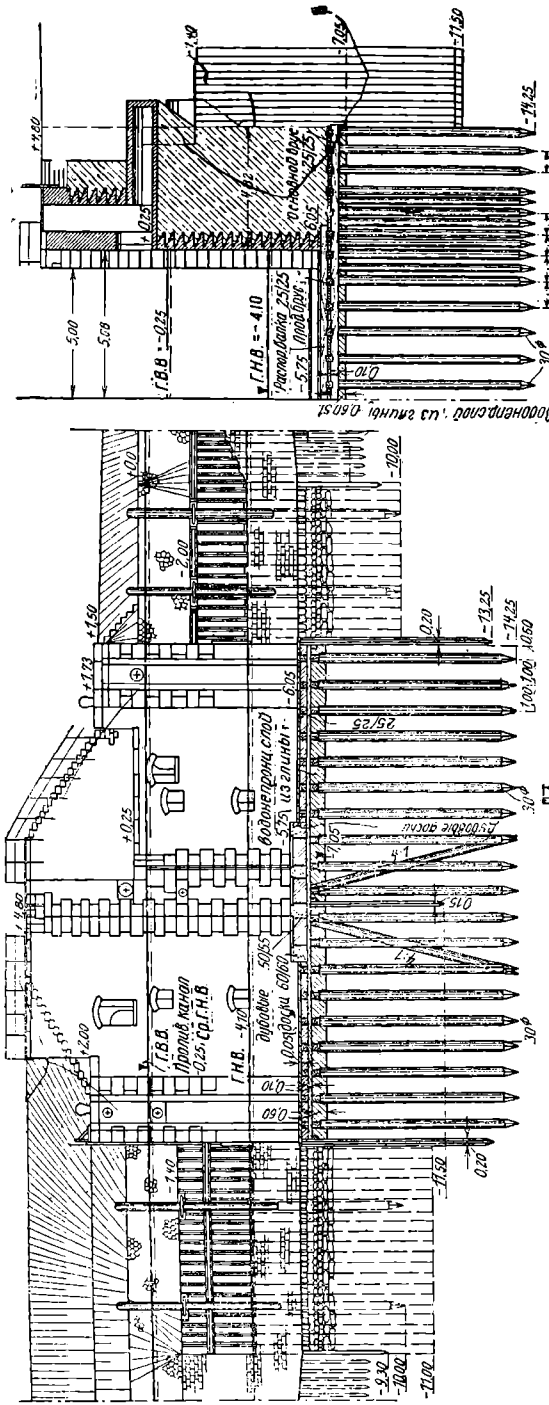
Рис. 116. Бескамерный шлюз на р. Кнок близ Эмдена; построен в 1916—1918 гг.

речные стены имеют своим назначением препятствовать размыву под сооружением и возле него.

При начале работ по постройке шлюза на р. Кнок (рис. 116) разрушение Борсумского шлюза зашло уже настолько далеко, что движение ворот предста-

НБ УЛУНТ (ДПТ)

вляло затруднения. Если размеры и причины разрушения еще и не были установлены, все же стало известно, что подушка, в которой были обнаружены трещины уже во время постройки, обнаружила излом. У нового шлюза на р. Кюк грунт основания был почти одинаков, и поэтому было принято решение основать подушку на сплошном деревянном ростверке и дать ей толщину вместо 2,50 *м* только 1,50 *м* (над верхней поверхностью настила), но зато сильнее армировать ее железом. Бетон был сделан водонепроницаемым для того, чтобы придать ему способность противодействия химическим влияниям и предохранить железную арматуру от ржавчины. Свайный ростверк образован продольными и поперечными брусьями с дощатым настилом. Продольные брусья размерами 24×26 *см* в качестве основных насажены на шипы свай, а поперечные — размерами 24×24 *см* расположены поверх продольных и соединены с ними при помощи врубок вполдерева; между ними в поперечном направлении к продольным насадкам лежит дощатый настил толщиной 10 *см*. Наклонные сваи у порога примыкают к поперечинам. Шпунтовые стенки имеют такое же устройство, как и в первом Борсумском шлюзе.



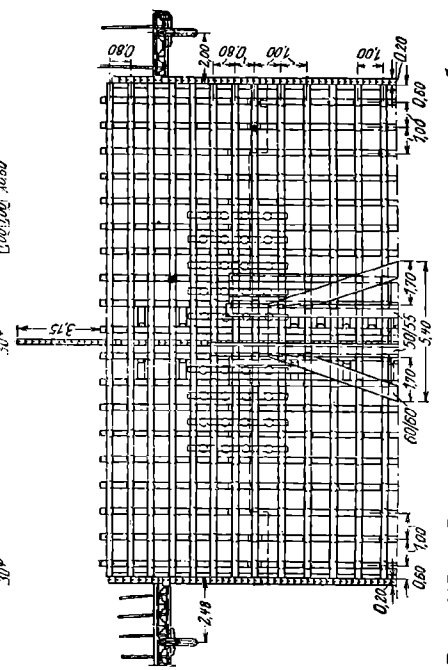


Рис. 117а. Второй Борсумский бескамерный шлюз близ Эмдена; выстроен в 1917—1919 гг. Продольный разрез, план и поперечный разрез (по каналу для зубчатой рейки ворот).

УЭВТ (ДИТ)

Под настилом ростверка для большей водонепроницаемости и предохранения бетона затрамбован слой суглинка толщиной в 1 *м*.

У второго Борсумского шлюза (рис. 117), выстроенного в течение 1917—1919 гг., бетонная подушка совершенно отсутствует. Жесткая бетонная подушка, которая подвергается неравномерной постоянной нагрузке, испытывает еще сверх того переменные напряжения от чередования приливов и отливов и, очевидно, особенно сильно подвержена опасности разрушения. Поэтому возвратились к старинному, обычно применявшемуся до распространения бетона способу постройки бескамерных шлюзов с нижней частью из дерева. Для применения дерева существует впрочем предел, за которым такое устройство уже не может иметь места; предел этот приблизительно соответствует размерам описываемых здесь шлюзов, так как при большей ширине протока размеры дубовых

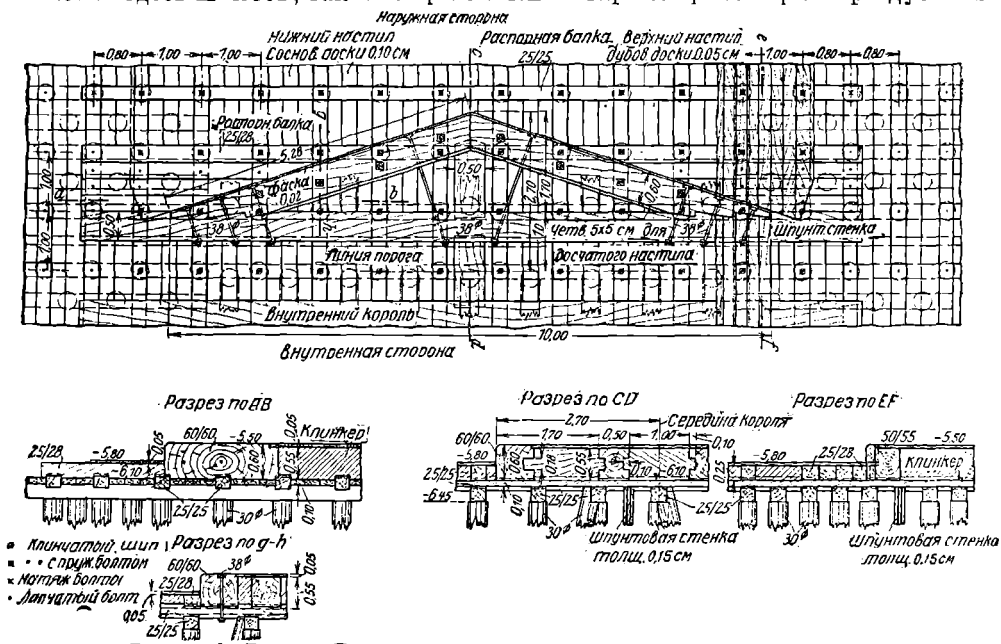


Рис. 117b. Второй Борсумский шлюз; порог на свайном ростверке.

брусьев для королей становятся настолько большими, что потребных для этого бревен достать уже невозможно. Прочный песчаный грунт расположен у второго Борсумского шлюза выше, чем у первого, а именно приблизительно на 13 *см* ниже среднего уровня высоких вод. Сваи были забиты на метр в песок. По окончании забивки было установлено, что они вместе с окружающим их глинистым грунтом снова выпирались вверх до 0,40 *м*, причем по середине котлована более, чем по краям. Поэтому они подверглись вторичной забивке, после чего сохранили уже неизменное положение. Причиной, вызвавшей указанное обстоятельство, следует считать либо упругое поведение сжатого в результате забивки суглинистого грунта, либо действовавший на этот грунт снизу напор воды, которому не было противодействия вследствие выемки земли из котлована. Далее было установлено, что поперечные шпунтовые стенки, забитые раньше свай, значительно изгибались при забивке этих последних. В других случаях продольные стенки в предвидении этого изгиба были опущены, и таким образом замкнутой перемычки из шпунтовых стенок сделано не было.

Этот ростверк отличается от устроенного для шлюза на р. Кнок тем, что его основные брусья расположены в поперечном направлении для обеспечения возможности соединения их с распорными балками. Поверх этих поперечных насадок, скрепляясь с ними врубками вполдерева, лежат продольные брусья, а между ними расположен дощатый настил. Этот настил, сделанный из сосново-

НВ УЭНТ (ДГТ)

го дерева, имеет толщину 10 *см*; кромки досок прифугованы, уложены плотно друг к другу и там, где это необходимо, проконопачены. В отверстии для прохода воды, как раз над основными брусьями и в поперечном направлении к продольным брусьям, лежат, врубаясь в них, распорные балки, которые с обеих сторон заходят на 1 *м* под стены шлюза и имеют своим назначением препятствовать выпучиванию нижней части. Основные брусья насажены на сваи посредством шипов, причем в отверстии для прохода воды шипы имеют форму клина, дающую возможность воспринимать и растягивающие усилия. Рядом с подушками под подпятниками для ворот забито несколько добавочных свай, которые соединяются короткими насадками, расположенными между основными.

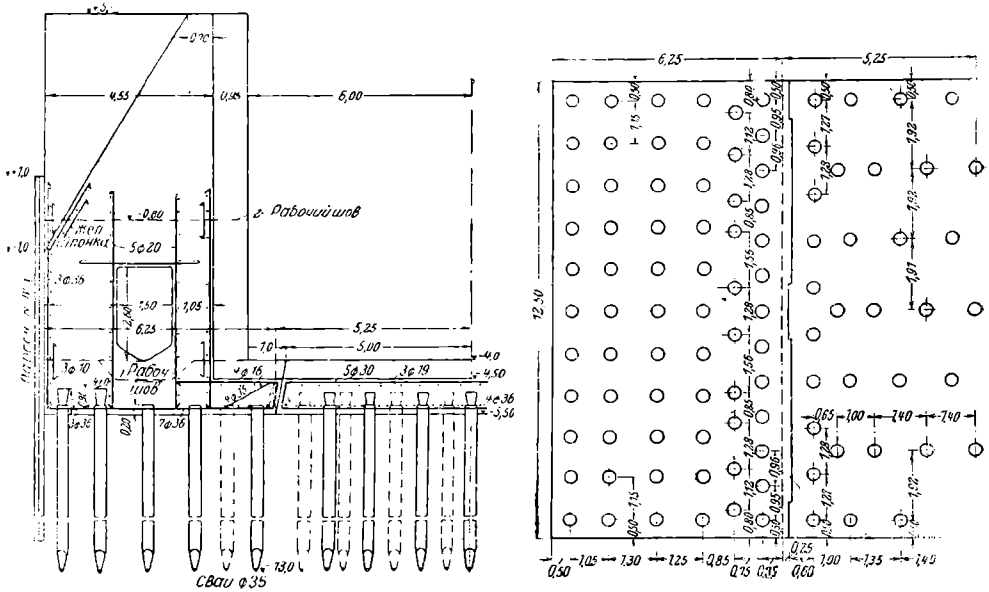


Рис. 118. Внутренняя головная часть шлюза в канале им. Эрнста в Гарбург-Вильгельмсбурге, построенного в 1928г. Перпендикулярное к оси шлюза поперечное сечение через часть головы, расположенную против камеры для ворот, и план.

Наклонные сваи для порогов примыкают к основным насадкам. Распорные балки соединены при помощи хомутов и натяжных болтов с стоящими под ними сваями. Это соединение уже описано и изображено выше (стр. 96 и рис. 94). Над распорными балками, в отверстии для прохода воды, расположен дубовый дощатый настил толщиной 5 *см* (в продольном направлении), который имеет своим назначением придать нижней части шлюза гладкую, не поддающуюся воздействиям поверхность. Пространство между дубовым и сосновым настилами заполнено клинкерной выстилкой; под сосновым настилом уложен изолирующий слой суглинка толщиной в 0,60 *м*. Порог и его соединение со свайным ростверком во всех деталях изображены на рис. 117b.

Следует упомянуть, что в течение 1924 и 1925 гг. был выстроен бескамерный шлюз в Люне у Везермюнде, имеющий такие же размеры. И здесь нижняя деревянная часть выполнена так же, как и у второго Борсумского шлюза. В Люнском шлюзе устроены ворота на случай бури, высоких вод и отлива, т. е. здесь имеется опять одними воротами больше, чем во втором Борсумском шлюзе, и столько же, сколько в обоих других. Шлюзовые стены исполнены из водонепроницаемого литого бетона без облицовки, но с опорами из тесаного гранита для ворот. Глиняный изоляционный слой под сосновым дощатым настилом и клинкерная выстилка между дубовым и сосновым настилами заменены водонепроницаемым литым бетоном; толщина слоя этого бетона под сосновым настилом 0,80 *м*.

Наконец на рис. 118 приведен еще один пример устройства свайного фундамента для голов шлюзов, а именно внутренней головной части шлюза им. Эрнста-Августа в Гарбург-Вильгельмсбурге. Шлюз имеет в свету 12 *м* и снабжен

НВ УЭИТ (ДГТ)

раздвижными воротами. Под подошвой шлюза лежит песок, частично с примесью суглинка, который при выемке оказался недостаточно крепким, так что вся голова, включая камеру для ворот, была основана на деревянных сваях средней длиной 8 *м*. Фундамент под отверстием для прохода судов и наружная часть боковой стенки стоят на сваях, забетонированных с запасом прочности в отношении растягивающих усилий; способ сопряжения подробно выяснен и

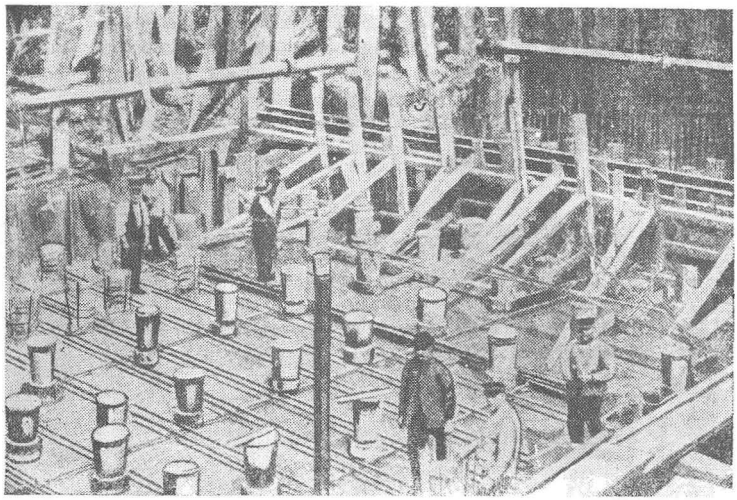


Рис. 119. Внутренняя головная часть шлюза в канале им. Эрнста-Августа в Гарбург-Вильгельмсбурге. Укладка железной арматуры в подошве, головы растянутых свай.

изображен выше (рис. 95 и 96). Сжатые сваи заходят в бетон на 0,20 *м*, вблизи них бетон надлежащим образом усилен железной арматурой. На рисунке изображена только часть головы, расположенная против камеры для ворот. Сваи, в зависимости от нагрузки, расставлены то чаще, то реже. Голова шлюза окружена железными шпунтовыми стенками, под прикрытием которых при помощи понижения уровня грунтовых вод сваи были забиты насухо; голова сделана из литого бетона. Производство работ по изготовлению бетонной подушки, в которой заделаны головы свай, работающих на растяжение, изображено на рис. 119.

В случае применения железобетонных свай устройство оснований под головы шлюзов в основных чертах остается без изменения, только соединение свай с бетоном осуществляется иначе.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ВЫСОКИЙ СВАЙНЫЙ РОСТВЕРК (ОТКРЫТО СТОЯЩИЕ СВАИ).

А. Набережные.

1. ДЕРЕВЯННЫЙ СВАЙНЫЙ РОСТВЕРК.

а) Сваи, работающие на сжатие.

При устройстве старейших набережных применялись только вертикальные сваи, и лишь впоследствии перешли к забивке наклонных. Этот постепенный переход будет рассмотрен на нескольких примерах в первом из последующих отделов; в дальнейших отделах будут затем разобраны по группам набережные стены, устроенные на сваях, испытывающих только сжимающие напряжения. Разделение по группам вытекает из расположения и направления свай. Так как в большинстве случаев не представляется возможным окончательно определить по величине и положению вызывающую напряжения в свайном ростверке равнодействующую вертикальных и горизонтальных сил реакции земли, веса каменной кладки, временной нагрузки и напора воды, а также ввиду того, что самое положение и величина этой равнодействующей изменяются в зависимости от изменения горизонтов воды и временной нагрузки, сваи под набережными стенами располагаются с различным наклоном для того, чтобы таким образом переменные нагрузки могли быть по возможности восприняты по направлению осей свай, не вызывая их прогиба. Но так как, с другой стороны, сопротивление свай на изгиб является значительным, можно устанавливать все сваи с одинаковым наклоном. Такие стены с одинаково направленными сваями составляют первую группу стен на сваях, работающих только на сжатие. Они образуют одинаково расположенные свайные ряды и легко забиваются, так как в результате забивки грунт уплотняется повсюду равномерно. Поэтому такой способ следует применять в особенности там, где нагрузка мало изменяется, и в частности, где наблюдаются обычно однообразные горизонты воды. Впрочем позднейшее исследование выстроенных уже стен не дает возможности констатировать, что это правило всегда выполнялось.

Следующую группу составляют набережные со сравнительно широкими против боковых перемещений ростверками на вертикальных сваях, обеспеченные при помощи отдельных наклонных свай со сравнительно большим уклоном.

У дальнейшей группы можно видеть разделение возложенной на ростверк задачи; передняя часть поддерживает собственно подпорную стенку и опирается на прямые и наклонные сваи; задняя, напротив, должна перекрывать расположенный под настилом подводный откос таким образом, чтобы пересекающая заднюю сторону сооружения горизонтальная слагающая давления земли была по возможности мала. Эта часть ростверка в большинстве случаев поддерживается вертикальными сваями или такими, которые имеют слабый наклон: иногда она служит и для того, чтобы заанкеровать переднюю часть. Задняя сторона свайного ростверка ограничивается шпунтовой стенкой.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Последнюю группу образуют набережные, ростверки которых по ширине равны приблизительно только ширине собственно подпорной стенки. Ростверк поддерживается сваями главных и промежуточных рядов с различным уклоном. Промежуточные ряды свай имеют больший наклон.

1) Наклонные сваи оснований набережных.

В качестве примера первоначального применения деревянного свайного ростверка для стен набережных следует привести выстроенные в прошлом столетии набережные в Бремергафене[1]. Вначале подводная часть крутого берега была обделана в виде земляного откоса и укреплена слоем хвороста, уложенного крутым уклоном. Для тогдашних плоскодонных судов это устройство было достаточным. Оно имело однако тот недостаток, что хворост быстро сгнивал и сверх того служил убежищем для крыс. Поэтому впереди этих хворостяных берегов

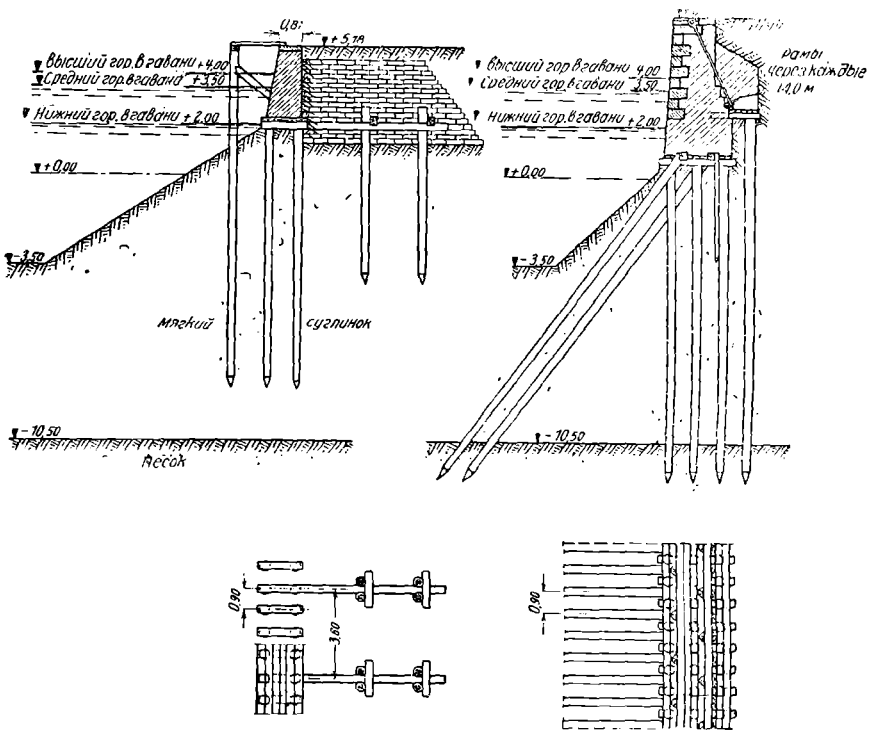


Рис. 120. Набережная стена в Старой гавани в Бремергафене, построенная в 1827—1830 гг. (недостатки: недостаточное восприятие горизонтальных сил).
Рис. 121. Набережная стена в Старой гавани в Бремергафене, сооруженная в 1860—1862 гг. (недостатки: опасное положение наклонных свай).

построили согласно рис. 120 легкие каменные стенки, которые были поставлены на отвесные сваи и связаны с особыми сваями задней стороны деревянными анкерами. В твердо суглинистом грунте основания эта конструкция была устойчивой, но в мягком наносном илистом грунте тех частей гавани, которые расположены за пределами дамбы, она оказалась недостаточной. Ввиду этого заведующий строительством в Бремергафене уже в 40-х годах прошлого столетия первый в Германии применил для восприятия горизонтальных усилий от засыпки наклонные сваи.

[1] «Zeitschr. f. Architektur und Ingenieurw», Hannover 1900, стр. 668 и сл. Рис. 120—122 заимствованы из этого источника, лист 4, вып. V (рис. 14—17 и 24—26); Jahrbuch der Hafenbautechn. Gesellschaft, т. IX, 1926, стр. 105 и сл.

НВ УЛУНГ (ДГТ)

В первых подобных сооружениях наклонным сваям придан уклон 1 : 1, как это было сделано в 1860—1862 гг. при постройке набережной в Старой гавани в Бремергафене (рис. 121). Стена покоится на отстоящих друг от друга в расстоянии 90 *см* рядах свай, по три вертикальных сваи в каждом, соединенных между собой поперечными насадками; над поперечными насадками расположены два продольных бруса и дощатый настил. В продольные брусья, попеременно в передний и задний, упираются наклонные сваи, забитые между рядами вертикальных свай. Позади в предупреждение вымывания грунта забит небольшой шпунтовый ряд.

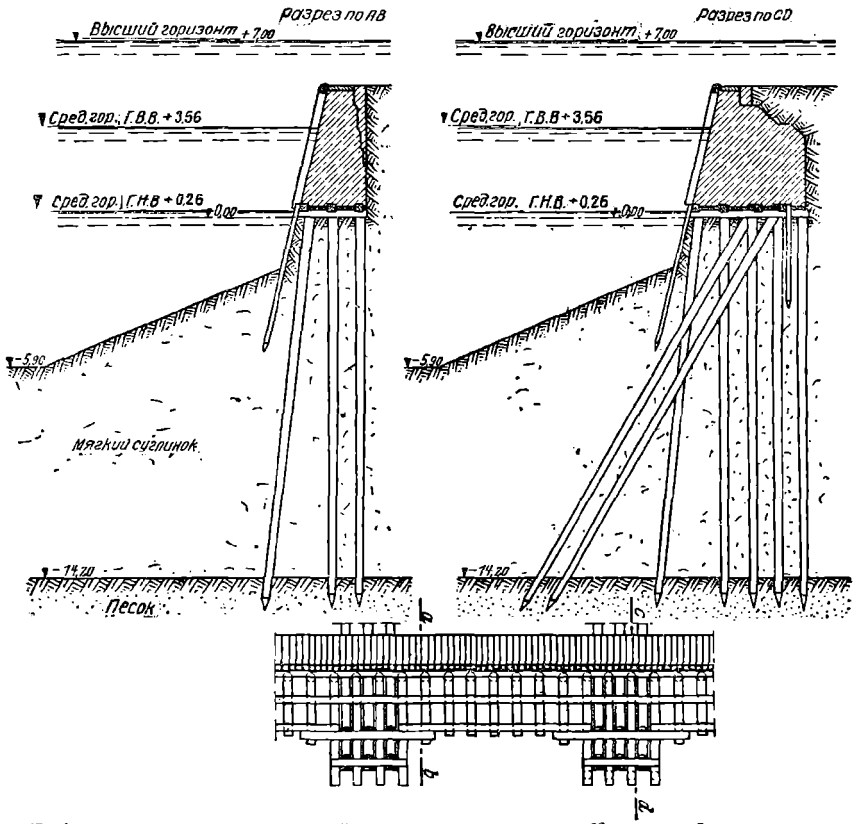


Рис. 122. Набережная стена передней части пристани в Бремергафене, построенная в 1872—1876 гг. (недостатки: неравномерная осадка участков стены различной толщины).

При позднейших постройках стен в Бремергафене вместо вертикальных были применены слегка наклонные сваи; в остальных отношениях было сохранено прежнее устройство. С увеличением осадки морских судов выступавшие вперед наклонные сваи представляли однако все большее и большее препятствие и часто сами подвергались повреждению и разрушению, если расположенный перед ними подводный откос оказывался размытым. Для предохранения таких свай набережные большей частью снабжались спереди деревянными устройствами, которые требовали однако для своего поддержания весьма значительных расходов. Поэтому для первых набережных стенок гавани в Бремергафене, сооруженных в 1872—1876 гг., наклонные сваи поставлены круче и при этом отодвинуты далее назад (рис. 122). С этой целью стенка набережной с задней стороны снабжена для усиления устоями на расстоянии 10 *м* друг от друга; устои охватывают наклонные сваи. Устройство спереди небольшой шпунтовой стенки обеспечивает откос под свайным ростверком от размыва и предохраняет сваи от повреждения судами. Такое решение обнаружило однако,

УДИТ (ДИТ)

что устои давали другую осадку, чем соответствующий участок более легкой, непрерывной стенки, и отрывались от последней; пришлось на этом протяжении укрепить стенку анкерами, что вызвало большие издержки. Поэтому при расширении гавани в Бремергафене в 1892—1897 гг. от такого устройства также отказались и выбрали описанную ниже конструкцию со сваями, работающими на растяжение (рис. 145 и 146).

Несмотря на то, что уже у построенных в 1860—1862 гг. набережных в Бремергафене обнаружилось неудобство, вызываемое выступающими вперед наклонными сваями, все-таки с таким решением вопроса приходится встречаться и в сравнительно новых сооружениях. Здесь следует настоятельно предостеречь против столь опасного положения наклонных свай, на которых в первую очередь зиждется устойчивость стены. Если раньше такие устройства и не вызвали еще особых опасений, то в настоящее время, при почти прямоугольном поперечном очертании морских и речных судов, они должны быть признаны совершенно непригодными.

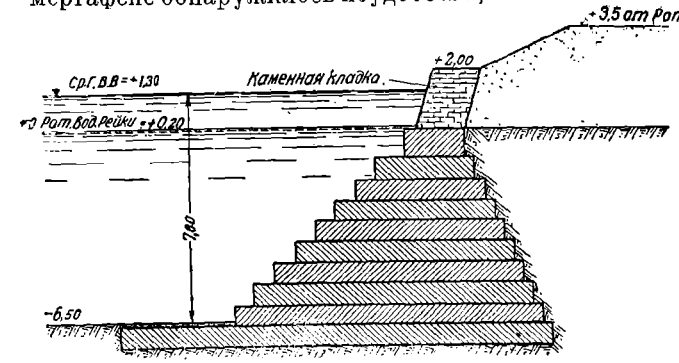


Рис. 123. Стена на набережной Вильгельмины в Роттердаме. Построена в 1852 г. (фашины).

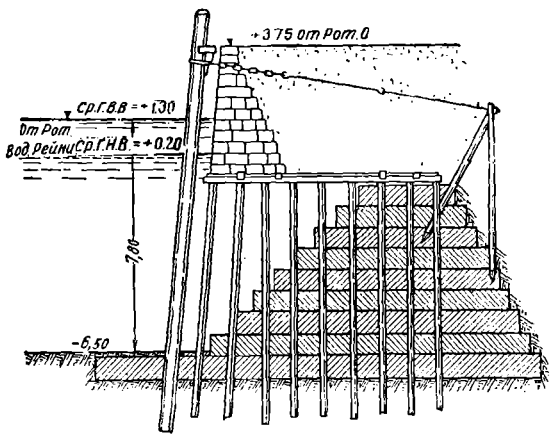


Рис. 124. Стена на набережной Вильгельмины в Роттердаме; построена в 1860 г.

Дальнейшим примером первоначального развития набережных на деревянном свайном ростверке являются более старые набережные стены в Роттердаме. В Голландии набережные стены устраивались вначале с применением фашин, так как голландцам по их сооружениям в области увеличения земельной площади и устройства запруд[1] были издавна знакомы фашинные работы. Поэтому в Роттердамской гавани первоначально была сооружена в качестве берегового ограждения дамба из положенных один на другой, широких внизу и суживающихся кверху фашинных тюфяков, как это показано на рис. 123, а наверху этой дамбы на каменной отсыпи выведена небольшая подпорная стенка. Первая подобная конструкция относится к 1852 г. Стена однако вскоре дала осадку и обрушилась. Поэтому в 1855 г. на дальнейшем протяжении соорудили каменную стенку на сваях, с расположенной позади шпунтовой стенкой; последняя поддерживалась наклонными сваями. Однако и такая стенка не оправдала своего назначения.

После этой неудачи в течение ближайших десятилетий старались уменьшить горизонтальные силы таким образом, чтобы земляной откос под деревянным ростверком спускался при естественном уклоне, или же придавали ему более крутой уклон, защищая фашинами. Горизонтальный ростверк поддерживался вертикальными сваями и продолжался за пределы естественного надводного или соот-

[1] Ср. Bautechn. Mitteilungen der Firma H. Butzer (сообщения фирмы Г. Бутцер), Дортмунд 1917, вып. 3/4, стр. 15; Entwicklung der Kaimauerbauten in Holland (развитие набережных в Голландии). Рис. 123 и 124 заимствованы оттуда. Подробные данные в статье D. Boomsma, Jahrb. der Hafenb. Gesell., т. X, 1927, стр. 127.

НВ УПУНТ (ДИТ)

ветственно переднего откоса, равно как и дальше фашинной дамбы. Таким образом сооружена стенка набережной в Роттердаме (рис. 124). На передней части ростверка расположена подпорная стенка, которая ограничивает лежащий выше ростверка грунт. Предохраняющая стенку отбойная свая удерживается особым устройством анкеров. Деревянный ростверк над сваями собран при помощи водолазного колокола. Относительно бойки свай сквозь фашины даны будут более подробные сведения ниже, при описании набережной в Роттердаме, изображенной на рис. 131.

При позднейших постройках устойчивость стены увеличивалась благодаря тому, что с передней ее стороны, где помещено было только немного фашин, располагались сваи с более сильным уклоном. Однако все эти стены не оправдали своего назначения, так как фашины в мягком грунте основания мало-помалу проседали. Тем не менее такая система постройки в своих основных чертах была сохранена и только усовершенствована в том смысле, что мягкий грунт вычерпывался на сравнительно значительную глубину и заменялся песчаной отсыпкой; сооружение в собственном смысле этого слова воздвигалось уже на этом усовершенствованном основании. Выполненные таким способом стены будут рассмотрены дальше (рис. 131 и 132).

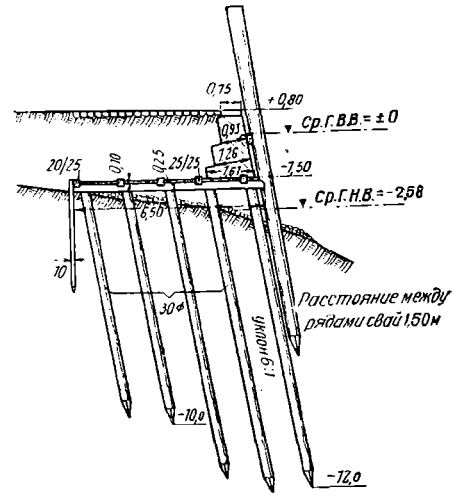


Рис. 125. Набережная стена в Фридрихштадте; построена в 1899—1900 гг.

В Гамбургской гавани[1] набережные на свайном ростверке начали строиться сравнительно поздно, так как сначала довольствовались бульверками, а первые набережные стенки в пристанях Зандтор, Шифбауер и Грасбрук строились в течение 1868—1870 и 1874—1876 гг. на опускных колодцах. В 1873 г. у пристани Зандтор, а несколько лет спустя у пристани Штранд[2], были сложены стены на низком свайном ростверке и притом таким образом, что в огражденном шпунтовыми стенками котловане бетон погружался в воду между сваями. Шпунтовые стенки и сваи доходили почти до среднего уровня низких вод; над головами свай бетонная кладка стен производилась затем насухо. Первые набережные на высоком ростверке выстроены в Гамбурге только в 1884—1888 гг. в гавани Гакен (набережные Ферсмана и Петерсена). В то время целесообразность наклонных свай была уже общеизвестна, так что применение их не

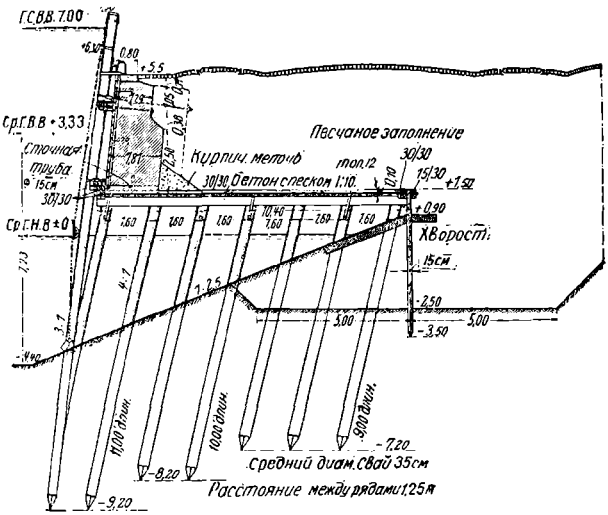


Рис. 126. Набережная стена на Северной стороне Рыболовной пристани в Везермюнде; построена в 1898—1899 гг.

[1] Jahrb. der Hafenbautechn. Gesell., 1919, т. II, ч. II, стр. 63 и сл., особ. стр. 75.
[2] Приведенный ежегодник, прил. III, рис. 7.

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

представляет собой ничего особенного. Впрочем указанные набережные сооружены таким же образом, как и изображенная на рис. 140 набережная, выстроенная в Гамбурге 20 лет спустя.

2) Сваи одинакового направления, работающие на сжатие.

На рис. 125—128 изображено 4 примера набережных на сжатых сваях, имеющих одинаковое направление; набережные в Фридрихштадте, на северной стороне рыболовной пристани в Везермюнде, в первом бассейне морской гавани в Гарбурге и во внешней гавани в Эмдене. У этих стенок имеются соответственно следующие полезные глубины воды ниже среднего уровня высоких вод; 3,00 *м*, 7,73 *м*, 9,72 *м* (позднейшее углубление до 11,72 *м*) и 11,50 *м*. Сваи Гарбургской стены имеют не вполне одинаковый уклон: передние поставлены круче (10 : 1), чтобы лучше приспособить лицевую сторону стены к прямоугольному очертанию морских судов; зато задние имеют более пологое направление (4 : 1). Сваи в Фридрихштадте в Эмдене имеют одинаковый уклон 6 1, а в Везермюнде—4 1.

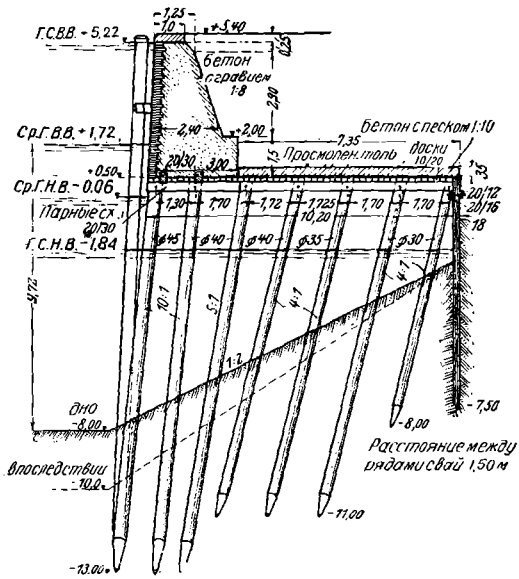


Рис. 127. Набережная в первом бассейне морской гавани в Гарбурге; построена в 1905 г.

Эмденская стена отличается необыкновенно широким свайным ростверком. Грунт основания состоит из мягкого илистого и суглинистого слоев, в отношении которых можно предположить только небольшую несущую способность. Сваи входят приблизительно на 1 *м* в песчаный грунт и только три передние, поддерживающие стену, забиты на 2 *м* глубже; в поперечном к стене направлении они расположены несколько чаще. Берег под свайным ростверком обделан откосом с уклоном 1 2 и притом без какой-либо особой одежды, так как суглинистый грунт благодаря сваям достаточно прочно удерживается в своем положении. Только на высоте низких вод уложен хворостяной тюфяк перед шпунтовой стенкой небольшой высоты, находящейся с задней стороны свайного ростверка. Тюфяк имеет своим назначением препятствовать в этом месте вымыванию грунта от прибоя волн.

Для защиты находящегося под водой откоса набережной в Гарбурге особых мер не принято; в Фридрихштадте для этой цели произведена каменная наброска. У набережной в Везермюнде подобно тому, как это сделано в голландских набережных, подлежащих рассмотрению в дальнейшем, слабый илистый и суглинистый грунты перед началом работ вычерпывали до нижележащего песчаного слоя (2,50 *м* ниже среднего уровня вод) и заменяли песчаной отсыпкой. Откос под ростверком спускается с уклоном 1 : 2,5. Сверху он защищен фашинным тюфяком, через который проходит расположенная на задней стороне ростверка пятиметровая шпунтовая стенка; она прорезывает песчаную отсыпь и входит еще на 1 *м* в нетронутый песчаный грунт.

У обеих стенок в Эмдене и Гарбурге полезная глубина воды одинаковая (если считать для Гарбурга будущую глубину, применительно к которой стенка рассчитана); для обеих принят одинаковый уклон подводного откоса (1 : 2). Наоборот, ширина ростверка в Эмдене 18,30 *м*, а в Гарбурге—только

10,20 *м*. В соответствии с этим на задней стороне Эмденской стенки находится лишь тонкая четырехметровая шпунтовая стенка, между тем как шпунтовая стенка Гарбургской набережной, которая должна передавать на ростверк значительные усилия от давления земли, имеет высоту 8 *м*.

Для защиты наклонных свай от повреждений, производимых причаливающими судами, перед всеми набережными стенками установлены отбойные сваи; у Эмденской набережной последние выступают на уровне дна гавани недостаточ-

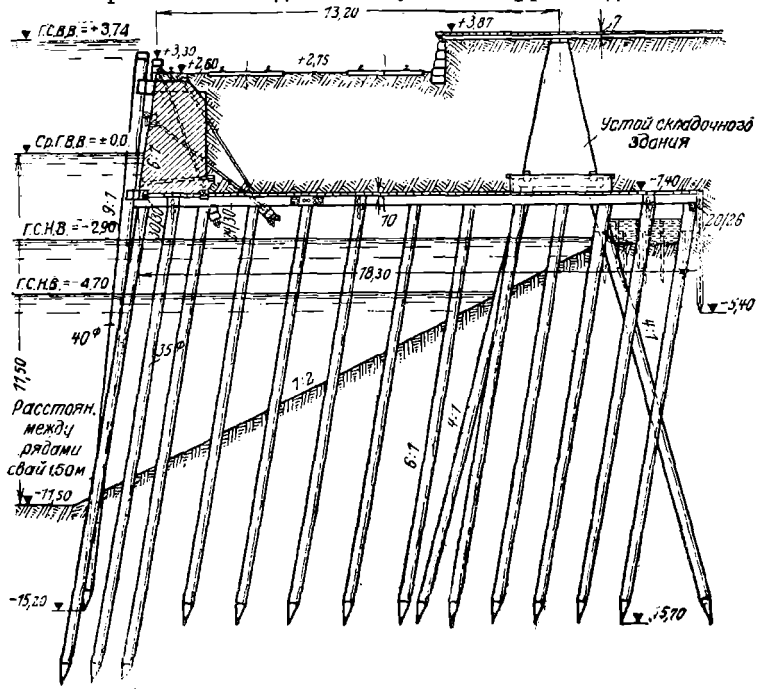


Рис. 128. Набережная в Эмденской внешней гавани, построенная в 1900—1901 гг. (для лучшего предохранения свай подвергшиеся износу отбойные сваи заменяются более пологими, с уклоном около 6:1).

но далеко вперед, чтобы оказывать надлежащее предохраняющее действие. Поэтому возобновленные здесь с течением времени отбойные сваи установлены с несколько более пологим уклоном. Сваи стоят одинаковыми рядами, на расстоянии от 1,00 до 1,50 *м*. Сваи в ряду соединены между собой поперечными насадками, а в Гарбурге—парными схватками. В некоторых местах поперечные насадки соединены со сваями посредством хомутов для того, чтобы во время производства работ (все стены сооружены во время отливов) они не могли быть подняты кверху. Поверх насадок или—соответственно—парных схваток уложен продольный дощатый настил, в который у Фридрихштадтской стены включено пять приблизительно равномерно распределенных продольных брусьев. У стены в Везермюнде имеется только один продольный брус по переднему ее краю, а у обеих других по два бруса под передней подпорной стенкой. Для того чтобы воспрепятствовать просачиванию мелкого песка задней засыпки, дощатый настил стены в Везермюнде покрыт 12-*см* слоем бетона. Та же самая конструкция применена в Гарбурге, только здесь на доски уложен сначала слой осмоленного толя, а бетонный слой сделан толще (35 *см*).

3) Широкий ростверк с отдельными наклонными сваями.

У следующей группы набережных ширину ростверка определяют с таким расчетом, чтобы перекрывался естественный береговой откос в главной своей части. Настил ростверка поддерживается вертикальными или слабо наклонными

НБ УКНТ (ДПТ)

сжатыми сваями. Кроме того между ними забиты группы свай с более крутым уклоном, которые должны воспринимать горизонтальные усилия.

На рис. 129 представлена выстроенная в 1901—1903 гг. на грузовом дворе б. военного склада в Кенигсберге набережная с полезной глубиной воды в 6,5 *м* ниже уровня средних вод и шириной ростверка 10,90 *м*. Прочный песчаный грунт лежит примерно на 10 *м* ниже уровня средних вод; сверху находится илистый грунт. Все без исключения сваи забиты в песчаный грунт на глубину около 6,5 *м*. Вертикальные сваи по 10 шт. в ряду расположены на расстоянии 1,20 *м* друг от друга; между ними стоят по четыре наклонных сваи. Сваи того и другого ряда соединены между собой поперечными насадками, над которыми лежит продольный дощатый настил, усиленный шестью продольными брусьями. Перед стенкой стоят особые отбойные сваи.

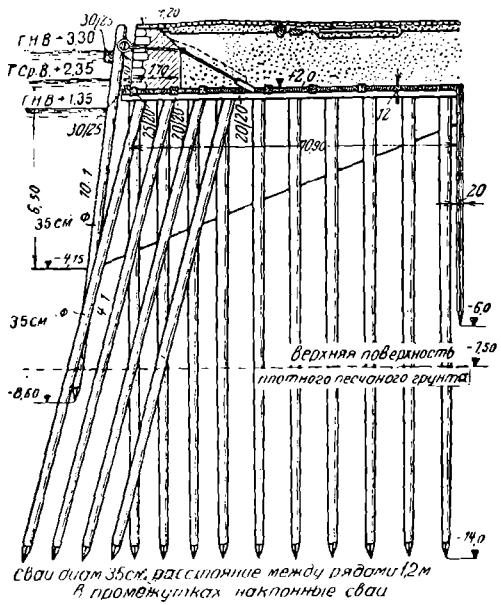


Рис. 129. Набережная на грузовом дворе б. военного склада в Кенигсберге; построена в 1901—1903 гг.

Набережная, построенная в 1909 и 1910 гг. при расширении канала на южной стороне новой Брунсбюттелькугской внутренней пристани (рис. 130), основана на сваях; ряды на расстоянии 1,50 *м* состоят из семи свай с уклоном 6 : 1; между рядами расположены по две наклонных сваи с уклоном 2,5 : 1. Прочное песчаное основание находится приблизительно на 20 *м* ниже уровня средних вод; под ним лежат суглинок и илистый грунт. Три передних сваи главных рядов и наклонные сваи забиты в песчаный грунт основания на глубину около 1,50 *м*, а остальные, поддерживающие находящуюся сзади часть ростверкового помоста, стоят в суглинке и забиты настолько глубоко, что их концы находятся на глубине 9 *м* ниже проектной отметки подошвы подводной части откоса. Такая глубина основана на расчетах, которые были произведены при постройке более старых набережных стен в Брунсбюттелькуге (стр. 135).

Свайный ростверк имеет в ширину 8,70 *м*; он поддерживает спереди непрерывную бетонную стенку шириной внизу в 2,70 *м*, которая облицована клинкером и перекрыта тесаными гранитными плитами. Главные свайные ряды соединяются поперечными насадками, над которыми врублены в гребень уложенные по краям бетонной стены два продольных бруса. Поперечные насадки перекрыты по всей ширине ростверка продольными досками. Под поперечными насадками расположены внутренняя насадка задней шпунтовой стенки и два продольных бруса, в которые упираются сваи. Очевидно, для того чтобы не перенапрягать эти продольные брусья, наклонные сваи забиты непосредственно рядом с главными свайными рядами; но лучше было бы расположить их посредине между главными рядами, потому что в этом случае их было бы легче забить и уменьшилась бы опасность их взаимного повреждения.

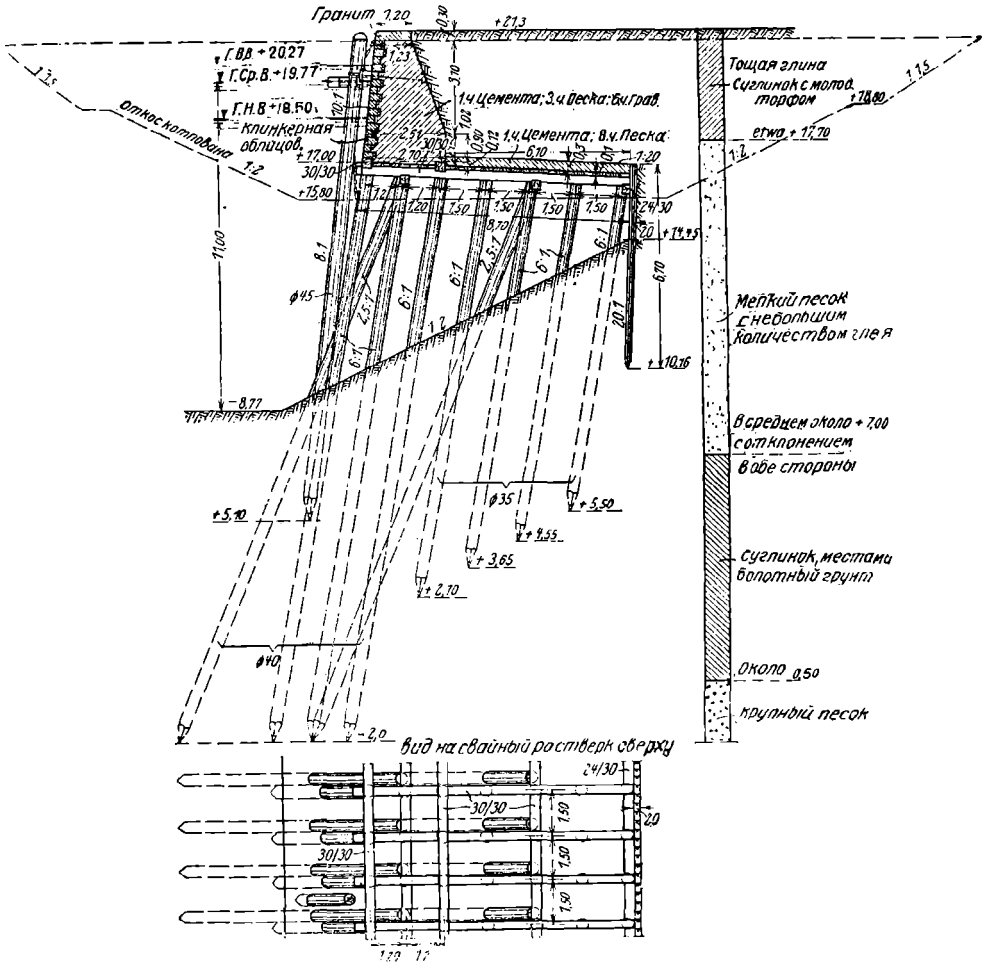
На части ростверка шириной 6 *м*, находящейся сзади, над дощатым настилом расположен в виде перекрытия тощий бетонный слой толщиной в 0,30 *м*, который, как и в набережных стенах на рис. 126 и 127, имеет своим назначением придать ростверку надлежащую жесткость и воспрепятствовать движению песка.

Свайный ростверк срублен в котловане с водоотливом; сваи забивались после того как выемка котлована была сделана примерно на 1 *м* ниже уровня ростверка. С задней стороны стены расположен деревянный шпунтовый ряд высотой

НВ УЭУНТ (ДГТ)

в 6,70 *м* для предохранения задней засыпки. Подводная часть откоса под ростверком образуется в результате вычерпывания грунта перед стеной.

Эта набережная до некоторой степени дает уже намек на разделение свайного ростверка на две части, что будет подвергнуто обсуждению на дальнейших примерах. Передние сваи поддерживают собственно стену, а задние несут на себе только ростверковый помост, который настолько перекрывает подводную часть откоса, что задняя ограничивающая стена легко может


Гранит
Г.В.В. +20,27
Г.Ср.В. +19,77
Г.Н.В. +18,50
Клинкерная облицов.
Откос котлована
1:2
1:3
1:1,5
1:2
1:20
1:1
1:2
1:2
1:2

Оба следующих примера (рис. 131 и 132) изображают набережные в Роттердамской гавани[1], у которых мягкий суглинистый грунт, прорезанный илистыми

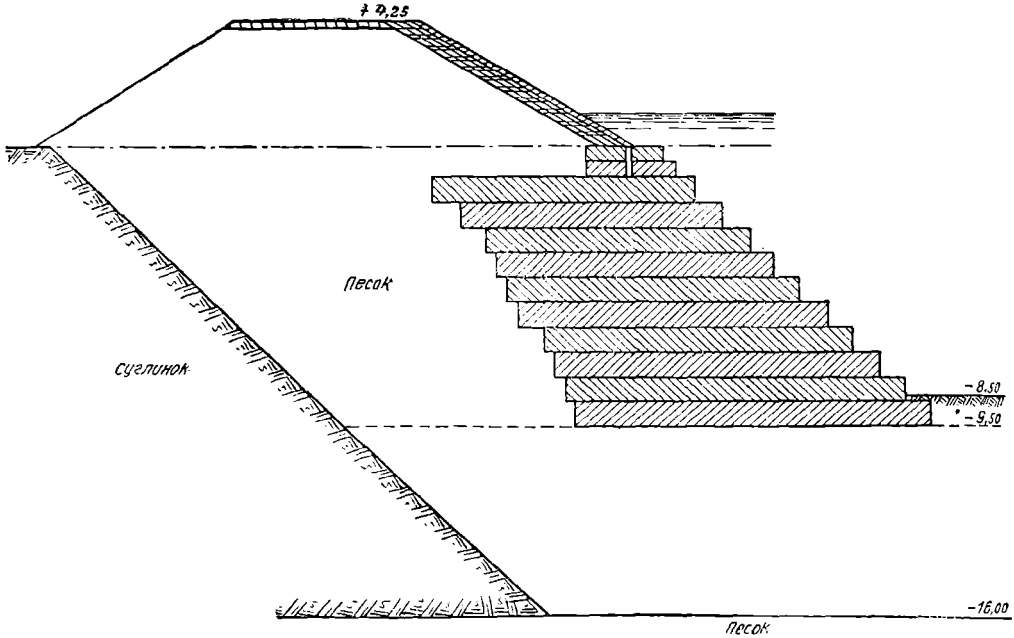


Рис. 131a. Подготовка места постройки.

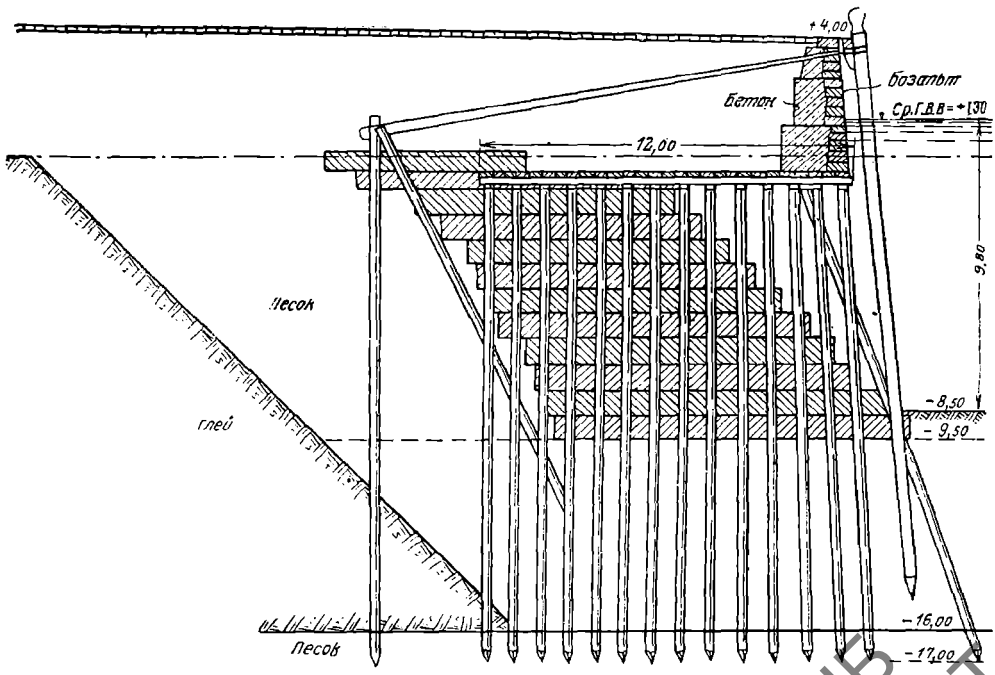


Рис. 131b. Законченное сооружение.
Рис. 131a и b. Набережная Маасской пристани в Роттердаме.

слоями, вычерпан до песчаного основания, а именно на глубину до 17,30 м ниже среднего уровня высоких вод, и заменен песчаной же отсыпью. Отсыпь была

[1] См. указание источников на стр. 120.

НБ УДУНТ (ДИТ)

сначала сделана на 1 *м* ниже дна пристани, расположенного на 9,80 или соответственно на 10,80 *м* ниже среднего уровня высоких вод, а затем на ней была устроена в лицевой плоскости набережной дамба из погруженных в воду фашинных тюфяков, с возведением которой по частям производилась на полную высоту и песчаная отсыль—перед дамбой до дна пристани, а позади ее до горизонта воды (рис. 131а). Тяжелые фашины были заполнены камнем и загружены песком. Песчаная дамба насыпалась дальше с задней стороны фашинной кладки на высоту от 3 до 4 *м* выше среднего уровня высоких вод, предварительно уплотнялась и оставлялась в таком положении некоторое время, до тех пор, пока фашинная дамба и песчаная отсыль не переставали давать какой-либо существенной осадки. После этого выступающая из воды часть песчаной дамбы, насколько это представлялось необходимым, удалялась, и сваи забивались под ростверк для стенки, проходя насквозь через ряды уложенных фашин.

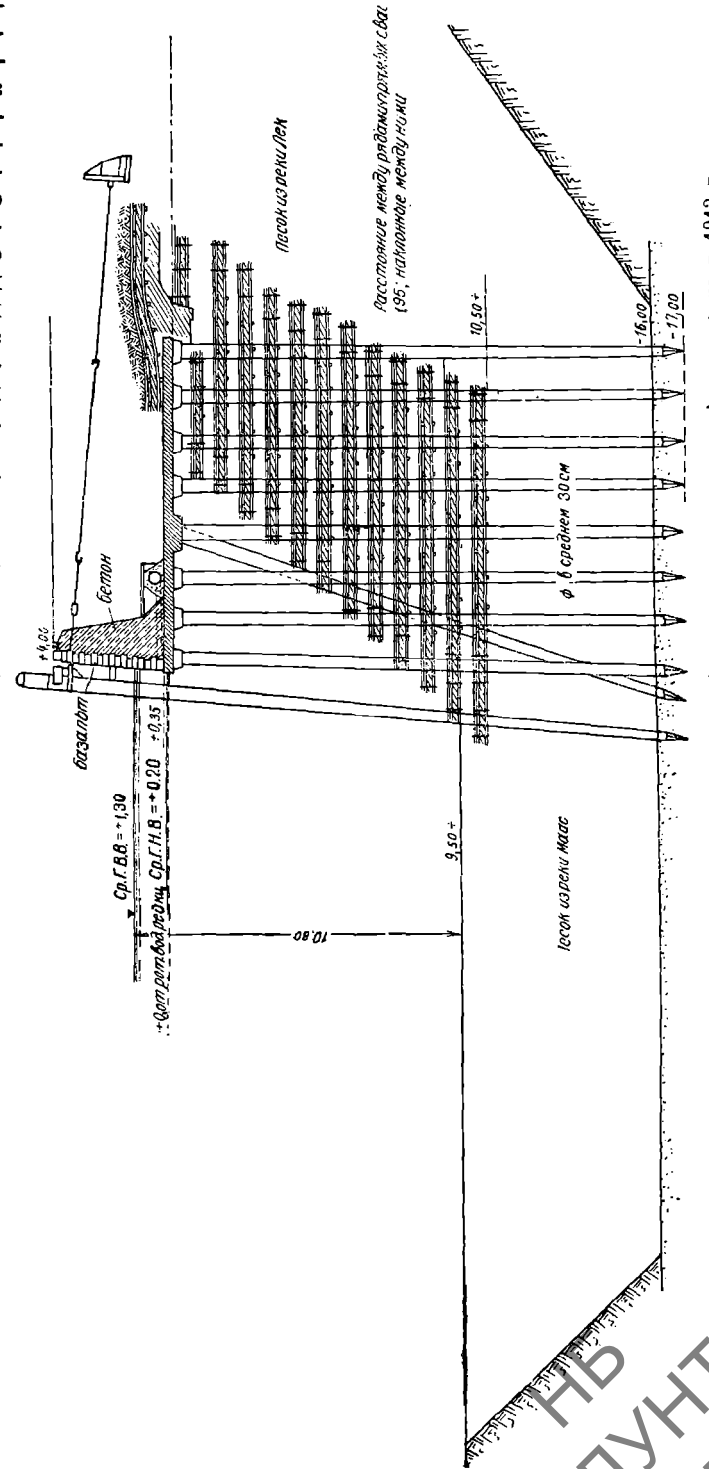


Рис. 132. Набережная Ваальской пристани в Роттердаме (северо-западная сторона); построена в 1913 г.

Забивка свай через фашины всегда представляла затруднения и оказывалась возможной на полную длину свай во всяком случае только для вертикальных свай. При нетуго связанных фашинах, в особенности таких, которые были загружены только камнем без песка, забивка шла лучше всего. Такого рода фашины оказались однако непригодными, так как в них оставалось слишком много пустот и задняя засыпка не могла притти в состояние равновесия. Плотностью обладали только фашины, обильно запол-

НБ ХГДУНТ (ДИТ)

ненные песком с песчаной засыпкой сверху (ядро заполнения тяжелых фашин всегда составляет камень); но через них почти невозможно было забивать сваи. Еловые сваи подвергались излому, обугливались и даже загорались. Тяжелые сосновые бревна, в особенности из американской сосны (пич-пайн), наоборот, оправдывали себя на деле, но при этом не следовало выбирать их для свай слишком тонкими. В конце концов в целях уменьшения расхода лесного материала и стоимости забивки тяжелые фашины укладывались не непосредственно друг на друга, а с промежуточными песчаными слоями (рис. 132); в этом случае сваи при одновременном подмыве легко поддавались забивке.

Рис. 131a—b представляет выстроенную таким способом набережную Маасской пристани в Роттердаме [1], а рис. 131a—сооруженную первоначально на

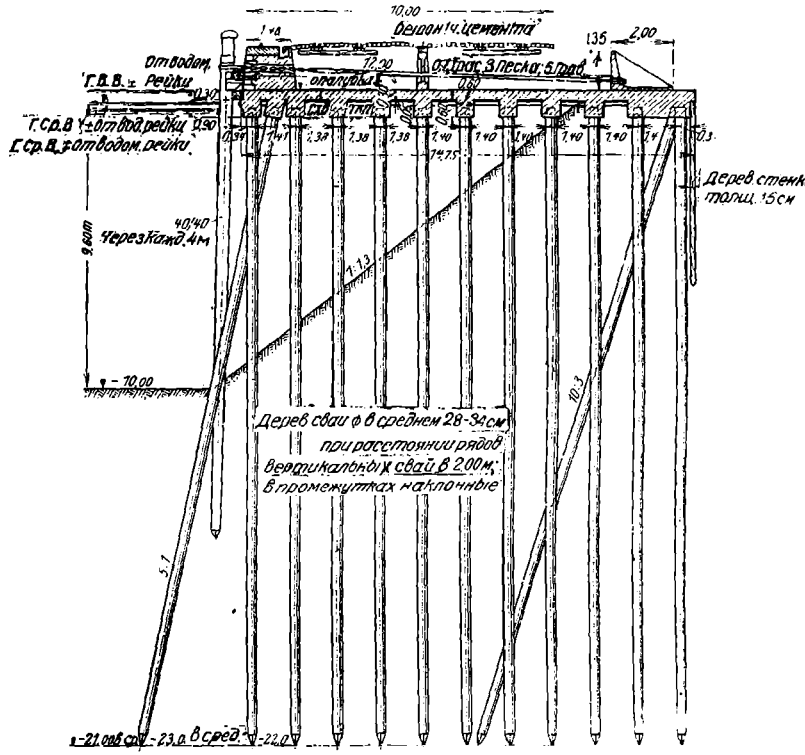


Рис. 133. Набережная Суринамской пристани в Амстердаме; построена в 1921 г.

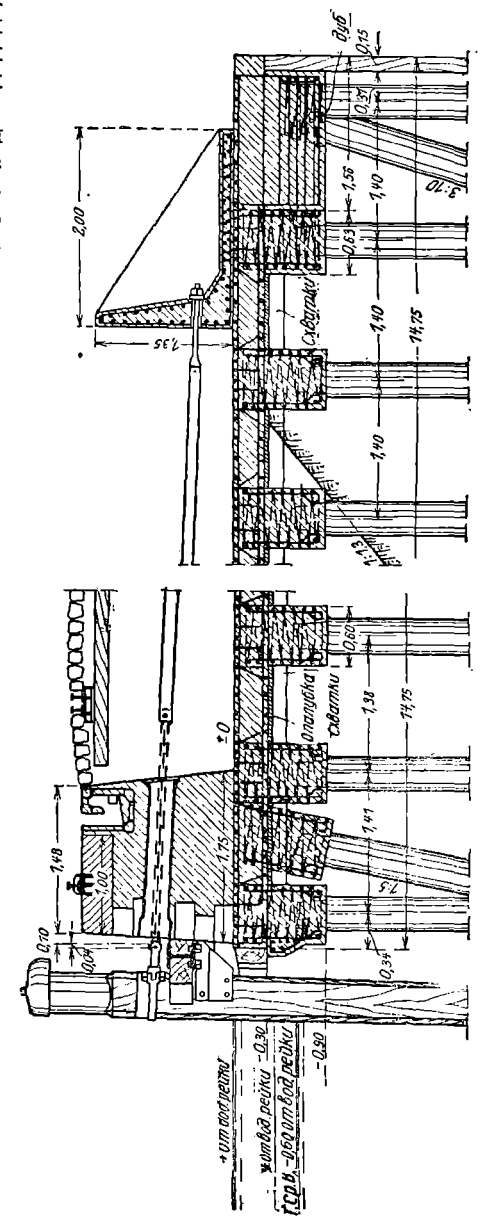
ее месте фашинную дамбу. Из рисунка можно видеть, что лишь передние сваи, проникающие через немногие фашинные тюфяки, имеют некоторый наклон; все остальные стоят отвесно. Под передней, облицованной базальтом бетонной стенкой стоит наклонная свая с уклоном 2,5 : 1, которая проходит только через самую крайнюю часть самого нижнего тюфяка. Все сваи забиты на 1 *м* в нетронутый песчаный грунт основания. Решетка ростверка при ширине его 12 *м* уложена ниже среднего уровня низких вод при помощи водолазного колокола. Отбойные сваи стоят открыто перед стенкой и укреплены анкерами независимо от нее.

Более современная, построенная по тому же способу набережная представлена на рис. 132, изображающем набережную Ваальской пристани в Роттердаме, сооруженную в 1913 г.[2] Размеры ее приблизительно такие же, как и в предыдущем примере, однако расстояние между сваями значительно больше.

[1] F. W. O. Schulze, Seehafenbau, т. I, стр. 209, рис. 255 и 256, Берлин 1913.
[2] Bautechnik, Mitteil. der Firma Butzer, 1927, стр. 17, рис. 6; «Jahrb. der Hafenbautechn. Gesellsch»., 1927, т. X, стр. 135.

Верхнее строение ростверка сделано из железобетона; устройство его аналогично описанному в следующем примере. Набережные на северной стороне Маасской пристани выполнены таким же способом, но так как им приходится поддерживать очень тяжелые мостки для нагрузки руды, то они усилены еще добавочной наклонной сваей и уширены на один ряд вертикальных свай.

В Амстердаме грунтовые условия несколько более благоприятны, чем в Роттердаме. Ввиду этого здесь нет необходимости в описанном выше улучшении качеств грунта, которое является обычным в Роттердаме. Равным образом здесь не были применены и фашинные дамбы, а оказались достаточными обыкновенные стенки на деревянном ростверке. Горизонт воды подвержен лишь незначительным изменениям (рис. 133), а подходящий для основания грунт (песок) лежит на глубине 14 *м* ниже среднего уровня или глубже, но в западной части гавани он может быть достигнут уже на глубине от 11 до 12 *м*. Сооруженная в 1921 г. у Суринамской пристани в Амстердаме набережная (рис. 133) представляет собой типичный пример амстердамской конструкции. При полезной глубине в 9,60 *м* ширина ростверковой плиты равняется 14,75 *м*. Сваи имеют в длину 22 *м* и примерно на 5 *м* входят в крепкий песчаный грунт. Грунт под ростверковой плитой принимает естественное положение между сваями в среднем с уклоном приблизительно $1 : 1^1/_3$. На задней стороне ростверка для предохранения откоса расположена деревянная шпунтовая стенка высотою в 6 *м*. Сваи имеют вертикальное направление, и только под бетонной стеной на передней стороне ростверковой плиты и перед самой задней вертикальной сваей забито по одной наклонной свае. Ряды вертикальных свай расположены на расстоянии 2 *м* друг от друга; между ними стоят наклонные. Только самая задняя вертикальная свая расположена в одной плоскости с наклонными. Стоящая спереди наклонная свая защищена отбойной сваей, которая однако не прикрывает ее вполне (так же, как и в Эмденской стенке, рис. 128).



К рис. 133.

Сваи не соединены между собой поверху деревянной конструкцией, но заделаны в железобетонную плиту. Устройство железобетонной плиты ростверка и заделка в нее свай производятся последнее время в Амстердаме особым способом[1];

[1] Kaimauern an der Sumatrakade u. an der Surinamekade «De Ingenieur», 1923, стр. 349 и сл.

НТБ УДУГХ (ДІІТ)

головы деревянных свай должны находиться ниже границы гниения, другими словами, постоянно в воде, а водоотлив, необходимый для устройства железобетонного ростверка, требовал вспомогательной шпунтовой стенки на лицевой стороне стены, что сопряжено с большими расходами, поэтому головы свай обделываются выступающими выше уровня воды бетонными оголовками, при помощи которых и производится соединение сложенной над водой плиты ростверка со сваями, расположенными в воде. Для достижения надежного примыкания бетонного оголовка к верхнему концу сваи на последний надевают сначала деревянный ящик, в дне которого вырезано отверстие, соответствующее голове сваи. В более ранних постройках[1] вместо деревянного ящика употреблялся имевший такую же форму железный сосуд. Ящик прикрепляется железными кляммерами; для плотности между сваей и стенками в дне ящика забивается джутовый рукав с набивкой из мха; затем вода из ящика вычерпывается, и работы по обделке головы свай производятся насухо. После этого надеваются изготовленные на берегу оголовки из бетона; оголовки и сваи скрепляются деревянными схватками, а на схватки настилается в качестве опалубки деревянный настил. Схватки и настил укрепляются таким образом, чтобы во время укладки бетона и твердения не было никакого его перемещения. С той же целью бетонные оголовки расклиниваются с верхушками свай и заливаются цементным раствором. После этого производится бетонирование плиты. Бетонные оголовки армированы спиралью и восемью вертикальными стержнями, которые наверху выходят наружу и затем заделываются в бетон плиты. Бетон оголовка должен быть выдержан от 6 до 8 недель до устройства плиты.

У выстроенной несколько позднее почти по такой же системе набережной Суматрской пристани было принято во внимание основание расположенного вблизи амбарного склада, ввиду чего и была забита впереди набережной вспомогательная шпунтовая стенка, которая дала возможность произвести работы по обработке голов свай и устройству ростверковой плиты при водоотливе. Однако и в этом случае на верхние концы свай были насажены готовые бетонные оголовки, так как представлялось более удобным и выгодным заготовлять оголовки в одном месте на строительном дворе, чем устраивать для них опалубку над каждой отдельной сваей. Ящики для обделки свайных голов оказались излишними вследствие производства водоотлива под прикрытием вспомогательной шпунтовой стенки.

У набережных стенок на Суринамской и Суматрской пристанях задние наклонные сваи с последней вертикальной сваей соединены посредством надетых на них общих железных хомутов; при этом между их головами помещены дубовые вкладыши. Ростверковой плите придана в данном случае большая толщина (рис. 133). Таким образом задняя вертикальная свая работает на растяжение; такая набережная, собственно говоря, подлежит рассмотрению в другом месте этого труда.

4) Широкий раздельный ростверк.

В этой группе набережных передняя часть ростверка поддерживает собственно стенку бетонную или из каменной кладки и поддерживается вертикальными и наклонными сваями. Другая, находящаяся сзади часть сооружения отделяется от передней шпунтовой стенкой, причем засыпка доводится до этой последней и до низа задней части плиты, либо же располагается без особой разделяющей стенки над поднимающимся к берегу подводным откосом. В первом случае задняя часть плиты перехватывает нагрузку от действующей на шпунтовую стенку земляной призмы и следовательно разгружает эту стенку; во втором случае плита перекрывает подводный откос сзади настолько, что ниже ее сооружение не испытывает вовсе горизонтального давления земли или лишь в незначительной мере. Включение в состав конструкции шпунтовой стенки представляет преимущество в смысле большей защиты от вымывания грунта под

[1] Kaimauer an der De Ruyterkade in Amsterdam, «De Ingenieur», 1914, стр. 349 и сл.

РЕПОЗИТОРИЙ УАДИ (ДИИТ)

свайным ростверком, но зато удорожает постройку. Сваи, поддерживающие заднюю часть плиты, имеют вертикальное направление, так как несут лишь вертикальную нагрузку. Достаточное сопротивление этих свай на изгиб обусловливает для передней части ростверка до некоторой степени анкерное закрепление. То же самое в основных чертах представляет собой и набережная стенка в Бремене (рис. 137); в этом случае только передняя часть сооружения расположена на вертикальных сваях, задняя же, которая в то же время служит анкерным устройством, лежит на наклонных сваях.

Более ранний пример такого устройства представляет изображенная на рис. 134 набережная Амстердамской гавани[1]. Облицованная выше уровня

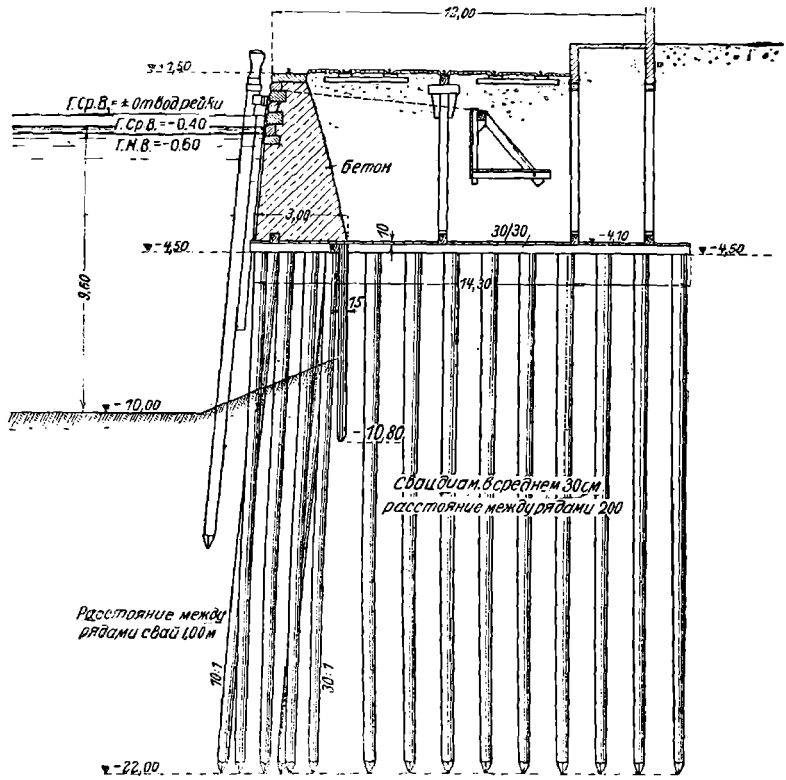


Рис. 134. Более старая набережная стенка Амстердамской гавани.

горизонта низких вод бетонная стенка своим основанием шириной 3 *м* покоится на передней части ростверка, образуемого поперечными насадками с продольным дощатым настилом. Передняя часть поддерживается рядами свай, находящимися на расстоянии 1 *м* друг от друга; в ряду три сваи, они имеют попеременно уклон 30 : 1 и 10 : 1. С задней стороны эта часть ростверка ограничивается шпунтовой стенкой высотой 6,60 *м*. Остальная часть ростверка шириной 11,30 *м* опирается на расположенные в 2 *м* расстояниях ряды вертикальных свай. Все сваи имеют в длину 17,5 *м* и входят в песчаный грунт примерно на глубину 5 *м*. Набережная построена в открытом котловане с водоотливом до вычерпывания грунта в бассейне гавани, ввиду чего ростверк мог быть заложен глубоко, а именно на 3,70 *м* ниже уровня средних вод. Благодаря этому вес бетонной стенки увеличился, а сооружение сделалось более устойчивым. Подводный откос доходит только до шпунтовой стенки, позади которой ниже ростверка сделана полная засыпка. На ростверк опирается рельсовый путь для крана

[1] Заимствовано из „Bautechn. Mitt der Firma Butzer", 1927, стр. 17, рис. 7.

НТБ УАДТ (ДІІТ)

и фундаментные стены береговых складов. Расположенное выше анкерное устройство удерживает отбойную сваю.

Одинаковым в основных чертах является устройство набережной, выстроенной в 1920 г. в западной части Коенской пристани в Амстердаме[1] (рис. 135). Верхний край ростверка лежит на 3,10 *м* ниже уровня средних вод, т. е. несколько выше, чем на предыдущем примере. Благодаря более благоприятным грунтовым условиям основания, деревянные сваи имеют меньшую длину; они входят в передней части сооружения примерно на 8 *м*, а в задней—приблизительно на 6 *м* в песчаный грунт; забивка свай производилась с подмывом.

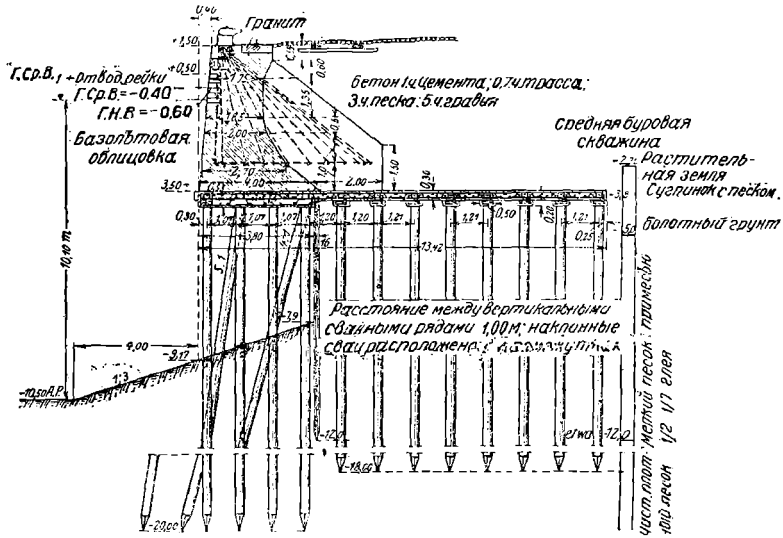


Рис. 135. Набережная стена в западной части Коенской пристани в Амстердаме; построена в 1920 г.

Плита ростверка сделана из железобетона. Сваи охватываются так же, как и в набережных стенках в Суринамской и Суматрской пристанях (рис. 133) железобетонными оголовками, которые в данном случае однако изготовлялись на месте ввиду того, что сваи не стоят открыто в воде, а почти до уровня плиты находятся в леске. Сваи были забиты после удаления верхних ненадежных слоев грунта; затем они спиливались на высоте нижней стороны плиты (—3,80 *м* от нуля водомерной рейки), после чего на них устраивалась опалубка для железобетонных оголовков и последние бетонировались. Опалубка после затвердевания снималась, и пространство до уровня ростверковой плиты тщательно заполнялось песчаным грунтом с водой. Наконец производилась бетонная кладка плиты. Плита имеет толщину в 0,30 *м*, а в передней части для возможности помещения наклонных свай—0,50 *м*.

Следует обратить внимание на то, что при подобном устройстве шпунтовая стенка не может быть более жесткой опорой, чем сваи, так как в противном случае плита ростверка могла бы дать над шпунтом трещины вследствие разности просадок. В настоящем случае этой опасности не существует, так как сваи доходят до крепкого песчаного грунта, а шпунтовая стенка не доходит. Примером второго рода устройства набережных этой группы служит набережная, изображенная на рис. 136 с раздельным ростверком без продольной шпунтовой стенки; она выстроена в 1917—1918 гг. в Вольной гавани в Готенбурге[2] (Швеция). Грунт основания состоит до глубины в 0,80 *м* из мягкого

[1] «De Ingenieur», 1923, стр. 350; Werft, Reederei, Hafen 1923, стр. 487, и 1926, стр. 237, «Bautechnik», 1926, стр. 57. Доклады на международном конгрессе судоходства в Каире 1926, 2-й отдел, тезис I, доклад № 39 Келера из Амстердама.

[2] «Zentralbl. d. Bauv.» 1926, стр. 453 и сл. (рис. 3 на стр. 454); The Dock and Harbour Authority, 1925, стр. 71, п. 95; Knut E. Petterson und Torsten Hultin, Der Hafen Gothenburg, 1922; Deutsche Bauztg., 1917. Mitt., стр. 106 и 115.

НТБ УГЛТУ (ДИТ)

синего суглинка с содержанием влаги около 67% и только под ним лежит крепкий песчаный грунт. Сначала здесь строили возможно более легкие береговые сооружения из деревянных ряжей с забивкой свай и широкими фашинными выстилками позади них. Для более значительных глубин воды такое устройство оказалось недостаточным; сверх того обнаружилось, что с дальнейшим вычерпыванием грунта в устье Гета-Эльф содержание соли в воде увеличилось настолько, что существенный вред стали приносить деревоточащие черви. Поэтому при сооружении новейших набережных сначала выбирался глинистый грунт на глубину до 6 *м* ниже проектной отметки дна гавани и заменялся осыпью из гравия. Через эту отсыпь забивались потом сваи, а стены на лицевой стороне ограничивались железобетонными стенками, которые должны были предохранить сваи от червя. Первые стены такой конструкции дали осадку, с одной из них произошла даже в 1916 г. более значительная авария,

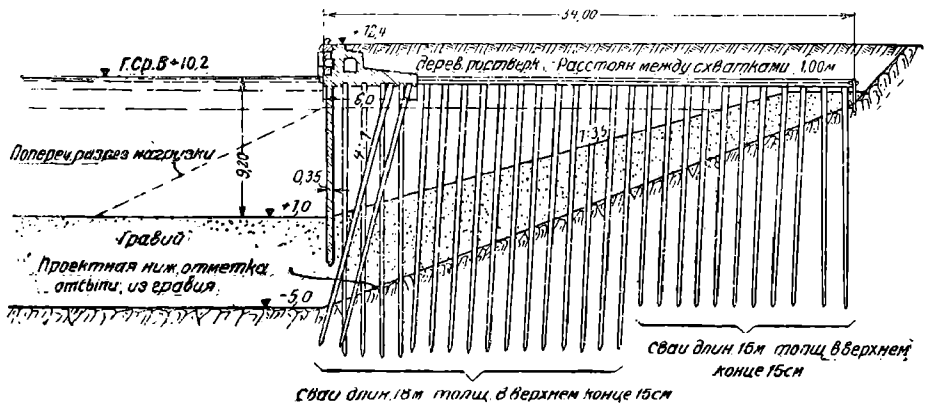


Рис. 136. Набережная Вольной гавани Готенбург (Швеция); построена в 1917—1918 гг.

вызвавшая тщательные исследования, пробные нагрузки и возведение опытных сооружений; результаты нашли отражения в конструкции набережной, выстроенной вслед затем в Свободной гавани.

Суглинистый грунт выбран на глубину до 6 *м* ниже дна гавани, расположенного на 9,20 *м* ниже уровня средних вод; откос выемки поднимается от лицевой линии набережной в сторону берега с уклоном 1 : 2,5. Вслед за тем на протяжении стены в качестве нагрузки на грунт был насыпан показанный на рисунке слой гравия, доходивший по линии набережной до высоты 13,5 *м*. После достаточной осадки грунта гравий был удален настолько, что перед линией набережной толщина оставшейся части составляла 6 *м*; вверх по откосу толщина слоя гравия уменьшалась. После этого через гравий забивались сваи спереди длиной в 18 *м*, а сзади в 15 *м*.

Передняя часть стены состоит из свайных рядов по четыре вертикальных сваи в каждом. Ряды расположены на расстоянии 1,1 *м* друг от друга и между ними забито по две наклонных сваи с уклоном 4 : 1; впереди стоит железобетонная шпунтовая стенка высотой в 12 *м* и толщиной в 35 *см*—защита от деревоточащего червя. Шпунтовая стенка и сваи непосредственно примыкают к бетонной стене, имеющей в ширину 6 *м*; бетонная кладка стены произведена по опалубке под водолазным колоколом, с рабочей камерой с размерами 10 × 7,5 *м*. С бетонной стеной соединена находящаяся сзади деревянная часть ростверка, расположенная несколько выше уровня средних вод. Эта часть была срублена при благоприятных горизонтах воды, ширина ее составляет 28 *см*; слабо наклонные сваи расположены рядами, находящимися на расстоянии 1,10 *м* друг от друга. Таким образом задняя часть ростверка перекрывает подводный откос и служит одновременно анкерным устройством для передней части стены.

В виде последнего примера набережных с раздельным ростверком приведена на рис. 137 набережная, сооруженная в 1924—1926 гг. на северной

НТБ УДУ (ДГТ)

стороне № 2 в Бремене[1]. Как уже упомянуто было выше, она отличается от описанных в последних примерах конструкций тем, что передняя ее часть поддерживается только вертикальными сваями, а задняя только наклонными. Под передней частью стены стоит по семь свай в каждом ряду; расстояние между рядами составляет 1,5 *м*. Между этими рядами, под задней частью стены, расположено 7 наклонных свай с уклоном 3 : 1; в той же плоскости, около лицевого края стены, стоят по две вертикальных сваи. В зависимости от грунтовых условий основания для большей прочности в рядах вертикальных свай забиты еще добавочные вертикальные сваи. Грунт состоит из песка с прослойками мягкого суглинка; прочный песчаный грунт лежит на разной высоте.

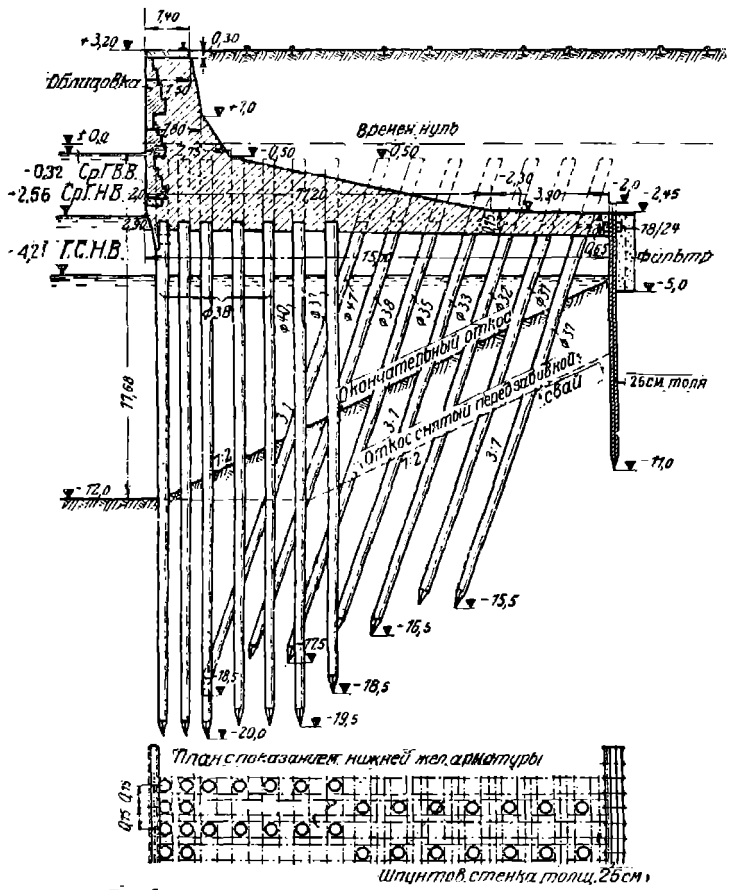


Рис. 137а. Поперечный разрез и план.
Рис. 137 a и b. Набережная северной стороны гавани № 2 в Бремене; построена в 1924—1925 гг.

Сваи не соединены поверху при помощи деревянных сопряжений, а входят в бетонную стену, продолжающуюся в заднюю сторону в виде плиты ростверка 0,65 *м*. Нижний край бетонной кладки расположен значительно ниже границы гниения дерева, так как приходилось считаться с возможностью дальнейшего понижения горизонтов воды.

Железная арматура плиты расположена таким образом, что между головами третьей и четвертой от конца свай в плите образуется шарнир; это сделано для того, чтобы в случае возможного перемещения стены трещина в плите образовалась именно здесь, где она не представляет опасности перенапряжений

[1] Werft, Reederei, Hafen, 1926, стр. 225; «Bauing.», 1926, стр. 659; «Jahrb. der Gesellsch. f. Bauingenieurwesen», 1925, стр. 32, Берлин 1925; «Jahrb. der Hafenbautechn. Gesellsch.», т. IX, 1926, стр. 118 и сл. Рисунки были любезно предоставлены в наше распоряжение главным советником по строительным делам Гедде.

в арматуре. Для лучшей передачи толчков от судов бетонная плита и в данном месте сохраняет полную свою толщину. Трещин впрочем до сих пор не обнаружено, и следовательно шарниру не пришлось проявить своего действия.

У задней стороны стены расположена шпунтовая стенка толщиной в 25 *см* и высотой в 9 *м*; позади ее верхней части помещен фильтрующий слой из гравия толщиной в 2,50 *м*, который при помощи прорезей в шпунтовой стенке

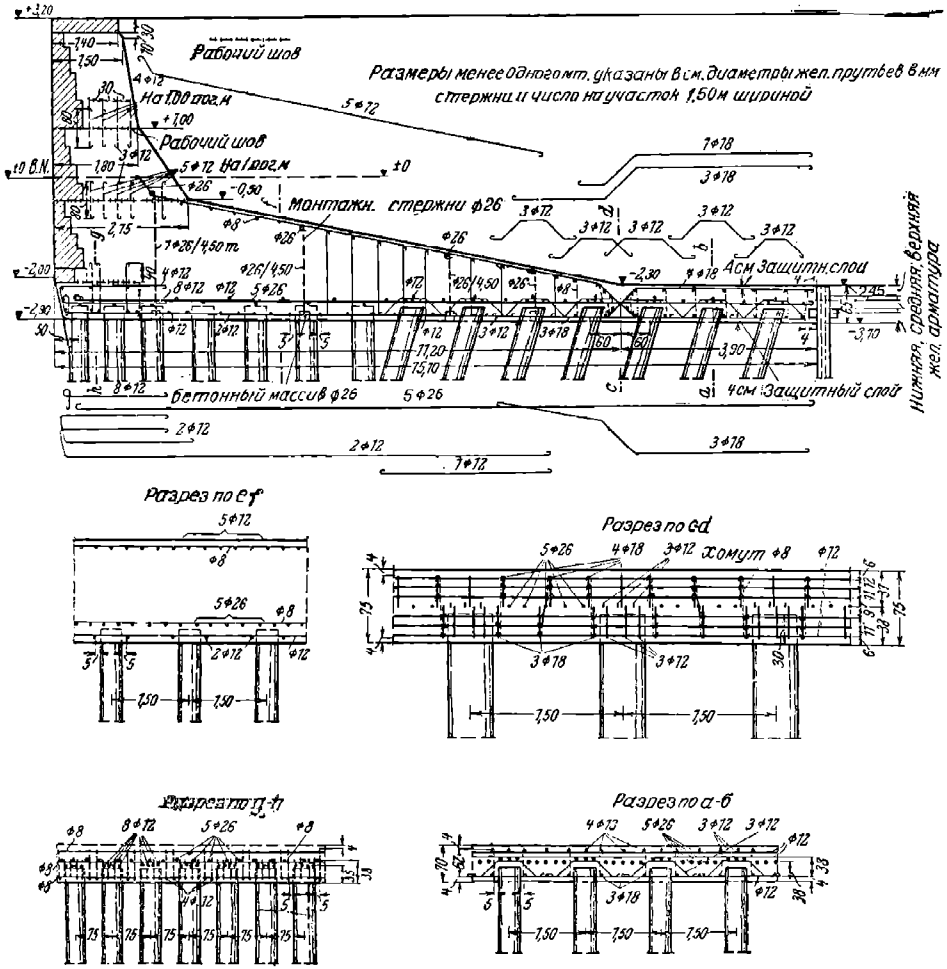


Рис. 137b. Детали.

отводит в гавань воду из засыпки и способствует быстрому уменьшению избыточного водяного давления при быстром спаде воды.

Бетонная стенка сделана из литого бетона, относительно приготовления которого приведены подробные данные во втором из названных выше источников. Бетон составлен из смеси: 1 объемная часть цемента, $^1/_2$ объемной части трасса, 8 объемных частей гравия. Швы расширения закрыты стержнями круглого железа и клинкером. Лицевая сторона стены облицована железняком. Между сваями и над ними облицовка отсутствует на высоту 0,75 *м*. Здесь на ширину 1,50 *м*, считая от переднего края стены, уложен бетон из каменного щебня. Передний край стены выступает вперед за переднюю вертикальную сваю; расстояние его от оси сваи равно 0,50 *м*. Спереди под плитой ростверка расположены непрерывно вдоль стены два отбойных бруса, врубленных в передние вертикальные сваи. Расположение арматуры уясняется из деталей на рисунке.

НВ УВКГТ (ДГТ)

Перед началом работ по забивке свай дно гавани на протяжении стены было вычерпано на глубину 12 *м* ниже среднего уровня высоких вод. После этого были забиты сваи—вертикальные с пловучих копров, а наклонные с подмостей. После предварительного соединения свай между ними была насыпана при помощи баржей с открывающимся дном и подъемника песчаная перемычка в сотой до нижнего края ростверковой плиты, а в нее на расстоянии 2 *м* от переднего ряда свай вторая перемычка шириной в 2 *м*, заполненная песком. После забивки задней шпунтовой стенки котлован был разделен поперечными шпунтовыми стенками на отдельные части длиной в 100 *м*. Затем, пользуясь понижением уровня грунтовых вод, сваи обделывались оголовками, грунт планировался и на нем укладывался предохранительный слой из песчаного бетона толщиной в 10 *см*, который покрывался гудроном. На этом предохранительном слое, после укладки железной арматуры, бетона из каменного щебня и кладки облицовки, отдельными частями протяжением 15 *м* отливалось самое тело стены; через 60 *м* устраивались температурные швы. В заключение убирались водоотливные приспособления и перемычка, производилась отсыпка заднего заполнения (через три месяца после укладки бетона) и затем вычерпывалась песчаная насыпь перед стеной.

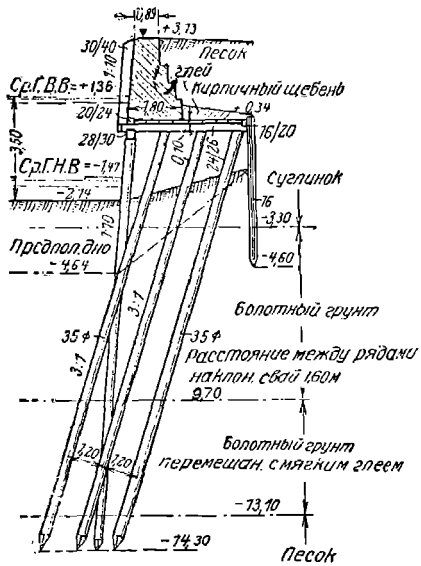


Рис. 138. Набережная внутренней пристани в Глюксштадте; построена в 1901—1902 гг.

У стены не было сделано никаких отбойных приспособлений, что не вызвало неудобств на практике. Тем не менее оказалось, что было бы лучше верхнюю плиту перекрытия несколько отодвинуть назад, так как она не в достаточной степени обеспечена от сдвига.

5) Ростверк незначительной ширины.

Легкая набережная при незначительной глубине воды представлена на рис. 138; эта набережная выстроена в 1901 и 1902 гг. во внутренней пристани в Глюксштадте. Ростверк поставлен на наклонные ряды свай, имеющие уклон 3 : 1, в ряду—три сваи. Между рядами наклонных свай под передним краем стены имеется по одной наклонной свае с уклоном 10 : 1, на которую насажена продольная насадка. Поверх этой насадки уложены поперечины, к которым примыкают наклонные сваи. По поперечинам настлан в продольном направлении дощатый настил, на передней части которого стоит бетонная стенка. Ростверк ограничен с задней стороны продольным шпунтовым рядом. Сваи забиты через показанный на рисунке илистый грунт в песок.

В 1892—1894 гг. перед брунсбюттельскими шлюзами были выстроены набережные наружной пристани 800 *м* и внутренней—550 *м*[1]. Прочный песчаный грунт был расположен в данном случае на глубине около 20 *м* ниже среднего уровня высоких вод; над ним залегал суглинок различного качества. Посредством пробной бойки свай было установлено, что не было необходимости забивать сваи до глубины песчаного грунта; оказалось, что сваи, забитые на глубину от 8 до 9 *м* в суглинок, выдерживали нагрузку от 20 до 25 *т*, не осаживаясь более чем на 12—15 *мм*. Для набережной наружной пристани была выбрана конструкция, показанная на рис. 139, при которой равнодействующая проходит в точности через середину ростверка; при этом условии нагрузка на каждую сваю равняется 11,6 *т*, что соответствует углу внутреннего трения в зад-

[1] «Zeitschr. f. Bauwesen», 1897, стр. 525 и сл. Атлас, л. 69 и 70, рис. 2 и 3.

УАДИ (ДІІТ)

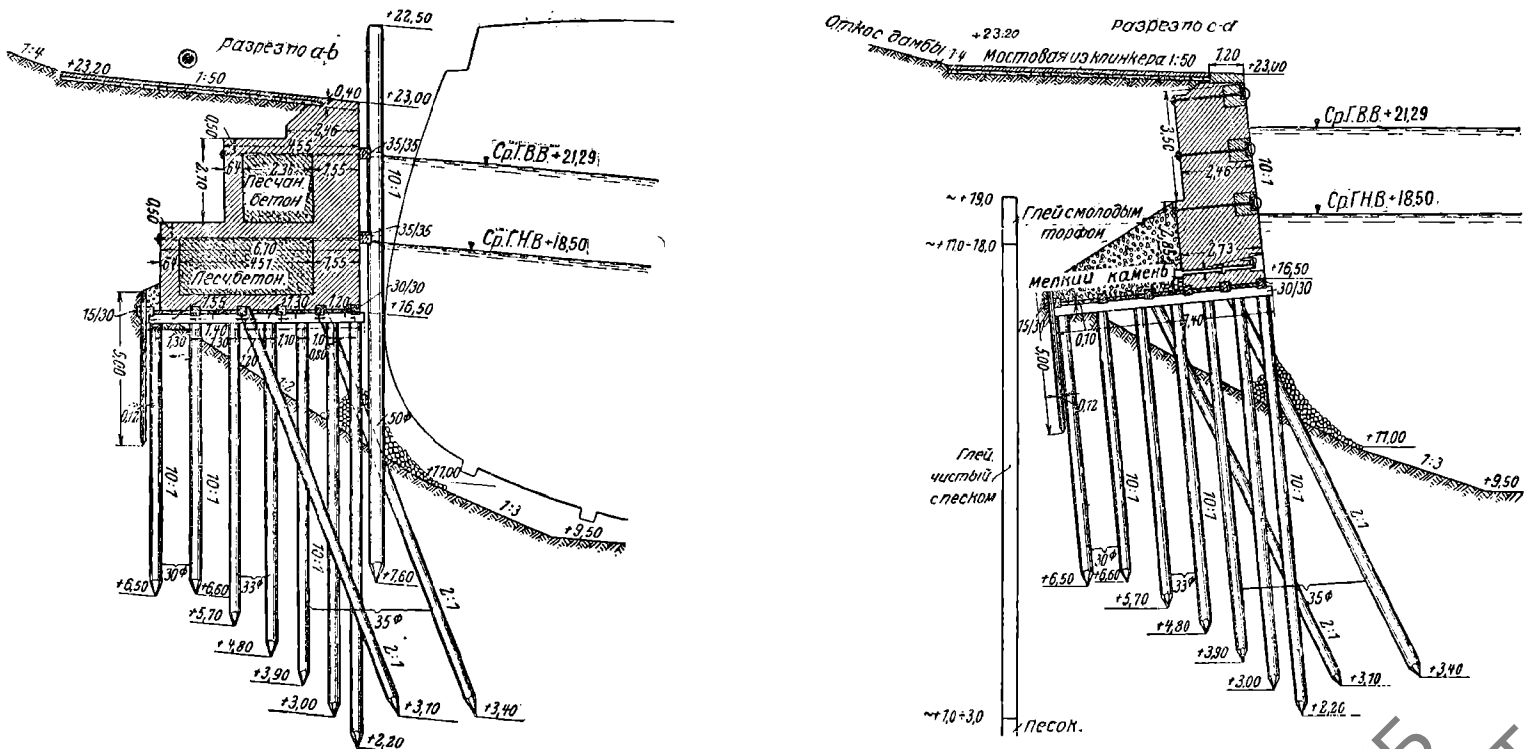
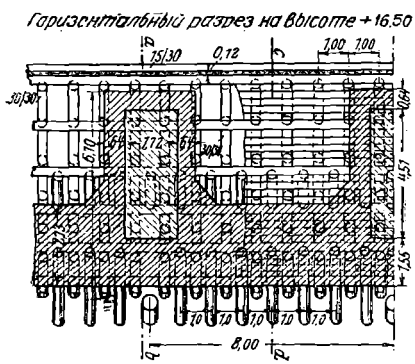


Рис. 139. Набережная наружной пристани канала Вильгельма в Брунсбюттельскуге; построена в 1892—1894 гг.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ней засыпке, равному 17°. Для того чтобы не придавать большого веса стене, была применена конструкция, уже описанная на примере одной из набережных в Бремергафене (рис. 122) и состоящая в том, что длинная стенка сравнительно слабого поперечного сечения усиливается контрфорсами. Неравномерной осадки частей стены, наблюдавшейся в Бремергафене, удалось избежать путем контрфорсов, расположенных сравнительно близко друг к другу, и устройством свайного фундамента на всем протяжении и полной ширине стенок. Помимо всего прочего, на выбор такой конструкции повлияло то обстоятельство, что стена, несмотря на незначительность своего веса, должна обладать достаточной боковой жесткостью, так как подвержена не только постоянному изменению давления воды, но и сильному морскому волнению. Она выложена из клинкера; ядро устоев — из песчаного бетона. Ширина стены составляет понизу 2,73 *м*; устои толщиной в 3 *м* расположены через каждые 8 *м*. Ширина ростверка, а вместе с тем и устоев равна 7,40 *м*. Между устоями, с задней стороны стены, на ростверке сделана отсыпь из каменной мелочи, от которой через стену проведены трубы, служащие для более быстрого выравнивания уровней и давления воды.



К рис. 139.

Главные ряды свай ростверка состоят из семи свай с уклоном 10 : 1 в каждом ряду; сваи соединены между собой поперечными насадками. Расстояние между рядами равно 1 *м*. Над насадками расположено шесть продольных брусьев и дощатый настил. Ко второму и четвертому продольным брусам от переднего края стены примыкают две наклонные сваи с уклоном 2 : 1, которые расположены посредине между главными рядами. Перед серединой каждого контрфорса, т. е. на расстоянии 8 *м* друг от друга, впереди набережной забито по одной отбойной свае; во всех этих местах наклонные сваи отсутствуют. Длины свай назначены с таким расчетом, чтобы в соответствии с пробными нагрузками каждая свая после проектной отделки подводного откоса входила на 9 *м* в нетронутый грунт. Передний свайный ряд достигает таким образом местами нижнего песчаного грунта. Ростверк срублен в перемычках с водоотливом.

Находящийся под ростверком нетронутый грунт, обделанный откосом 1 : 2, защищается каменной наброской, отсыпанной снаружи стены. На задней ее стороне расположена деревянная шпунтовая стенка высотой 5 *м*, забитая в нетронутый грунт для защиты заполнения от обрушения в случае чрезмерного размыва откоса.

Описанная выше набережная в наружной пристани оказалась на практике безукоризненной, чего нельзя сказать о набережной внутренней гавани. Последняя в целях сбережения материалов сооружена не сплошной, а опирающейся на отдельные устои. Устои основаны на сваях, расположенных таким же образом, как и в набережной наружной пристани, только чаще. Устои расперты сводами, которые спереди поддерживали непрерывную лобовую стену, а сзади замыкались шпунтовым рядом. Под концами свай, т. е. примерно на глубине 7 *м* ниже дна гавани, расположен горизонтальный слой мягкого суглинка толщиной примерно 1 *м*, который позади стены нагружен заполнением, а перед стеной был разгружен, когда в этом месте при помощи черпания была достигнута проектная глубина воды. Во время вычерпывания стена обрушилась вперед, увлекая за собой окружающий грунт, расположенный на слое вязкого суглинка; при этом она повернулась и осела [1]. Эта авария доказывает, насколько необходима осторожность, когда сваи ростверка, подверженного действию горизонтальных сил, недоходят до действительно прочного грунта. Особенно тщательно над-

[1] Ср. рис. 108 на стр. 533 в «Zeitschr. f. Bauwesen», 1897.

УДИТ (ДІПТ)

лежит исследовать, не может ли образоваться под сооружением поверхность обрушения, как это имело место в данном случае.

В предыдущем примере ширина ростверка такова, что можно было бы поместить еще больше наклонных свай, а в набережной стенке Гарбургской внутренней гавани у Цигельвизенского канала, выстроенной в 1908—1909 гг. (рис. 140), для помещения наклонных свай использовано все имевшееся в распоряжении пространство. Наклонные сваи настолько отодвинуты назад, что опорная часть передней из них на высоте дна гавани находится под прикрытием стоящей перед стеной отбойной сваи. Стена включает в свое устройство существовавший ранее больверк, который состоял из шпунтовой стенки и ряда стоящих перед нею, подпирающих ее наклонных свай. Сваи соединены между собой тремя продольными насадками, поверх которых расположены поперечные брусья и поперечный дощатый настил. Ростверк срублен с водоотливом.

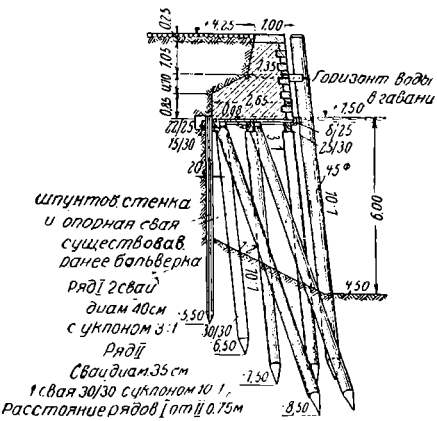


Рис. 140. Набережная Гарбургской внутренней гавани Цигельвизенского канала; построена в 1908—1909 гг.

Такие же стены сооружались и в Гамбургской гавани, как например упомянутые выше (стр. 120) стены Бакенской пристани (выстроены в 1884—1888 гг). Одновременно строились однако уже и первые набережные с характерными для гамбургского строительства свайными козлами, которые будут описаны ниже. Без этих козел набережные сооружались в Гамбурге только в редких случаях; сюда относится например выстроенная в 1890—1892 гг. стена Ганзейской гавани у набережной Освальда, которая в основном отличается от изображенной на рис. 140 только тем, что и перед сваями расположена шпунтовая стенка и сваи между обеими стенками доверху засыпаны землей.

Подобную конструкцию имеют и сооруженные в 1898 г. набережные стены в Штеттинской гавани[1], а именно стенка набережной Вильгельма (рис. 141) и набережная около Дунцига (рис. 142). У обеих прочный песчаный грунт лежит примерно на 10 *м* ниже уровня средних вод; выше его расположен илистый грунт. Главные свайные ряды состоят каждый из 5 соединенных поперечными насадками свай и расположены на расстоянии 1,25 *м* ряд от ряда. Между ними стоят по 3 наклонных сваи, которые примыкают к трем продольным брусьям, расположенным поверх поперечных насадок. Кроме этих трех над насадками лежат еще два продольных бруса. Между продольными брусьями уложен дощатый настил. Стена на набережной Вильгельма выстроена в сухом котловане, а стена около Дунцига в шпунтовом ограждении с водоотливом. Учитывая наличность шпунтового ряда, наклонные сваи Дунцига отодвинуты более назад и поставлены более круто (3 : 1 вместо 2,5 : 1); кроме того ростверку придана большая ширина. Задняя шпунтовая стенка имеет в обеих стенах вертикальное направление, равно как и задняя свая в главных рядах. У Дунцигской стены обе шпунтовые стенки затянуты расположенными через каждые 5 *м* на высоте поперечных насадок анкерами круглого железа. На набережной Вильгельма на равных расстояниях (над каждым четвертым по порядку главным свайным рядом) в поперечном направлении над продольными брусьями расположены по две проходящих по всей ширине стены V-образных железных балки, которые при помощи болтов с проушинами прикреплены к пяти сваям главных рядов. Для анкеров обоего рода была предусмотрена возможность устройства впоследствии дальнейшего анкерного закрепления набережной стены; однако воспользоваться этим на деле не пришлось.

[1] «Zeitschr. f. Bauwesen», 1899, стр. 67.

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

Сооруженная в 1893—1895 гг. набережная Американской пароходной линии в Куксгафене[1] (рис. 143) имеет расположенную с передней стороны бетонную стенку для предохранения деревянного свайного ростверка от древоточащего червя; в то же время эта стенка плотно и надежно ограждает засыпку, что нечасто имеет место при деревянных стенках. Главные ряды свайного ростверка образуются тремя сваями с уклоном 15 1 и двумя расположенными с задней стороны стенки вертикальными сваями. Эти свайные ряды находятся на расстоянии 1,25 *м* ряд от ряда; между ними стоит по три наклонных сваи с уклоном 3 1. Сваи проходят слой суглинка толщиной 8 *м* и примерно на 3 *м* в нижележащий песчаный грунт. Из рисунка видно, что сваи стоят очень часто; может быть этим следует объяснить то обстоятельство, что стенка после окончания построй-

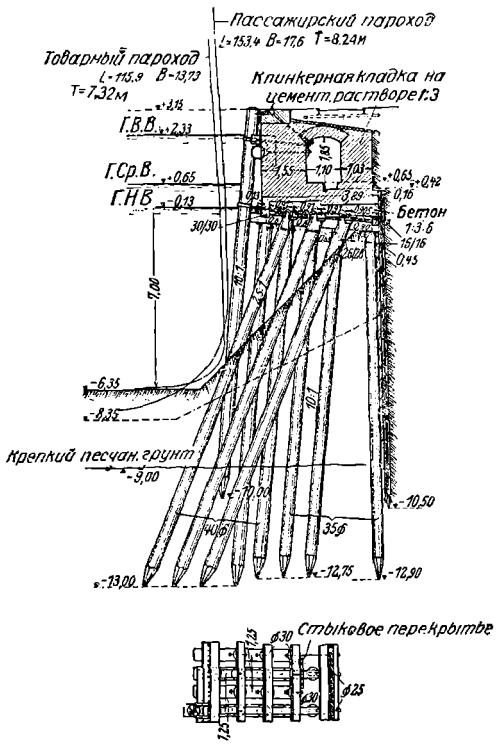


Рис. 141. Стенка набережной Вильгельма в Вольной зоне Штеттина; построена в 1918 г.

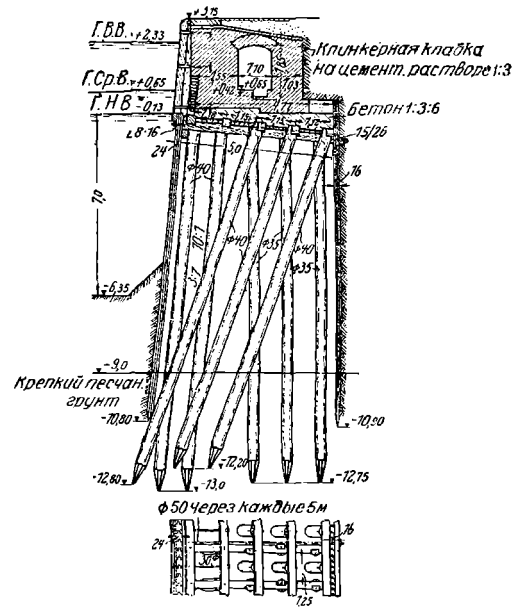


Рис. 142. Стена Дунцигской набережной в Штеттине; построена в 1898 г.

ки сдвинулась несколько вперед, так как при таком частом расположении свай всегда является большая опасность их повреждения вследствие чрезмерного уплотнения грунта[2].

Передний ряд свай заключен между двумя находящимися на взаимном расстоянии в 1 *м* шпунтовыми стенками, из которых передняя имеет большую высоту. После забивки стенок земля между ними выбиралась при водоотливе до дна гавани, а затем забивались ряды свай; грунт, выступавший вверх под действием забивки (на высоту до 44 *см*), снова убирался, и затем насухо укладывался бетон. Шпунтовые стенки только с трудом удавалось забивать на строго определенном взаимном расстоянии и на некоторых протяжениях их приходилось снова выдергивать, так как они были расположены слишком близко друг к другу. Сверх того оказалось, что расстояние между стенками было слишком незначительно, так что бетон не мог безукоризненно укладываться в пространстве, стесненном сваями и выступами стенок. Хотя бетон и не должен нести какую-либо нагрузку, а предназначается только для усиления непроницаемости стен, однако и эту задачу он может выполнить с известной степенью надежности

[1] «Zeitschr. f. Bauwesen», 1898, стр. 397 и 410, Атлас, л. 47, рис. 7 и 8.
[2] Ср. также «Bauingenieur», 1927, стр. 164.

НР УДУНТ (ДІІТ)

лишь до тех пор, пока он еще не подвергся разрушению от химических воздействий морской воды. Это разрушение вследствие ненадлежащего состава бетона должно наступить через несколько десятков лет и может привести даже к расхождению и повреждению шпунтовых стенок.

Сваи не сопряжены между собой деревянными частями; главные свайные ряды соединены только двумя железными полосами (2×5 *см*), которые через проушины скреплены болтами со сваями. Помимо указанных соединений сваи удерживаются в своем положении только бетоном, в который они входят на глубину 1 *м*. Бетонная кладка не обладает водонепроницаемостью (1 объемная часть цемента на 6 объемных частей гравия), но с передней стороны защищена слоем из облицовочного водонепроницаемого бетона толщиной в 25 *см*. Последний, как это выяснилось по окончании работ по сооружению стены, во многих местах отставал от лежащей позади бетонной массы. Согласно современным сведениям такой защитный слой, даже при наилучшем выполнении не может рассматриваться как предохранительное средство против вредных для бетона влияний; он трескается и дает тогда

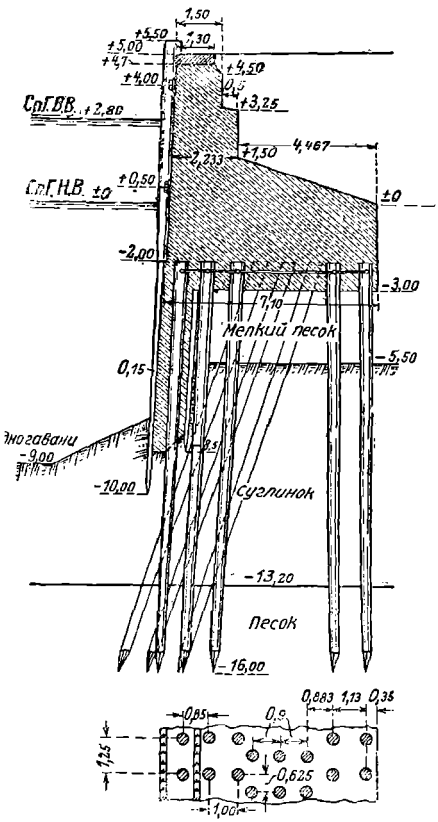


Рис. 143. Стена Ленцской набережной (пристань для судов Американской пароходной линии) в Куксгафене; построена в 1893—1895 гг. (Пригодность бетонной завесы сомнительна.)

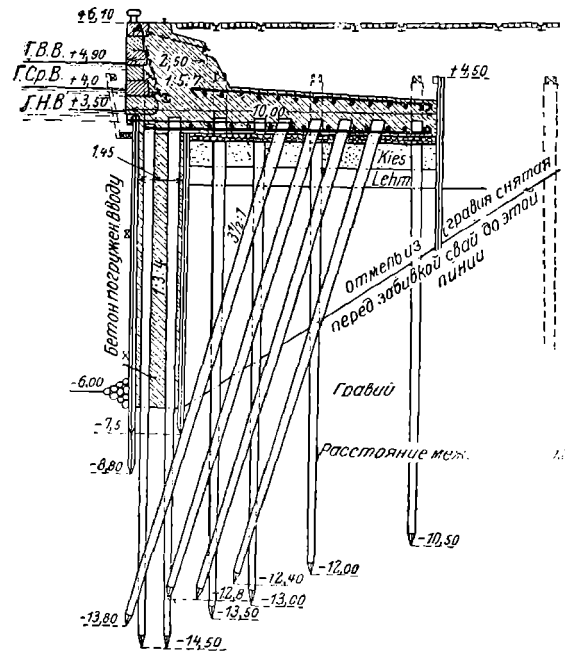


Рис. 144. Набережная Стокгольмской вольной гавани; построена в 1926 г. (Пригодность бетонной завесы сомнительна.)

возможность прохода вредной для бетона воды. Образование трещин от просадок является неизбежным; эти трещины быстро увеличиваются от действия мороза. Если бетон соединяет сваи без помощи деревянного ростверка, т. е. если он имеет своим назначением не только служить массивом для нагрузки свайного ростверка, но и играть роль несущей части, то для защиты железной арматуры он должен обладать водонепроницаемостью, особенно в морской воде.

Выстроенная в 1926 г. набережная Стокгольмской вольной гавани[1] (рис. 144) имеет пред Куксгафенской то преимущество, что сваи стоят не так близко друг

[1] «Zentralbl. der Bauverwalt.», 1927, стр. 220, рис. 2.

к другу. Ряды вертикальных свай находятся на взаимном расстоянии в 2,60 *м*, а между ними стоят наклонные сваи. Прочный грунт основания лежит на глубине от 22 до 24 *м* и покрыт пластом мягкого грунта толщиной от 12 до 15 *м*, который не способен оказывать никакого сопротивления. Поэтому в плоскости лицевой стороны стенки был сначала засыпан банкет из гравия, который проник в мягкий грунт, причем вытеснение грунта было ускорено при помощи взрывов, производившихся под отсыпью из гравия через буровые трубы. После этого часть насыпанного гравия до указанного на рисунке уровня снова была вычерпана и произведены работы по забивке свай. Бетон между передними шпунтовыми стенками погружался прямо в воду; в узком пространстве между двумя стенками, которое сверх того стеснено обоими свайными рядами, он должен был быть еще хуже и неоднороднее, чем приготовленный насухо бетон в Куксгафенской стене. Все сказанное относительно его пригодности в связи с обсуждением конструкции этой стены относится и к данному случаю.

После укладки бетона и предварительного укрепления анкерами стенок треугольник позади бетонной завесы был заполнен гравием. Бетонная стенка сложена при водоотливе за шпунтовыми стенками, причем для облегчения водоотлива заднее заполнение из гравия было перекрыто слоем иловатой глины толщиной в 0,60 *м*, который был загружен гравием и камнем (в качестве обратного фильтра) всего толщиной в 1,10 *м*.

Бетонная плита прочно армирована железной арматурой; для того чтобы поместить тяжелую гранитную облицовку, вверху перед передней шпунтовой стенкой расположен еще вспомогательный шпунтовый ряд. Облицовка находится непосредственно над передней шпунтовой стенкой; это обстоятельство может вызвать сомнения в его целесообразности, так как при осадках возникает опасность деформации облицовки.

б) Сваи, работающие на растяжение.

1) Тип, принятый в Бремергафене.

Набережные на деревянном свайном ростверке с применением работающих на растяжение свай строились преимущественно в Германии, причем здесь в зависимости от местных условий и обычаев выработались определенные типы сооружений. Многочисленные относящиеся сюда конструкции должны быть рассмотрены в зависимости от места их применения; при этом наряду с германскими следует привести и несколько голландских примеров.

Применение свай, работающих на растяжение, началось по почину Бреннеке, который в первых изданиях этого труда и в других местах неоднократно указывал на их целесообразность. Работающие на растяжение сваи впервые применены при постройке в 1892—1897 гг. набережных и шлюза в Бремергафене [1]. О развитии более ранних набережных стен в Бремергафене, для которых 50 лет назад впервые применены наклонные сваи, упомянуто выше (стр 117 и сл.). Так как прочный песчаный нижний грунт начинается под мягким суглинком на глубине 18 *м* ниже среднего уровня низких вод, то было вполне естественно увеличить нижнюю ширину свайного фундамента посредством расходящегося книзу расположения свай. Таким образом возник характерный для Бремергафена способ постройки, который в основных чертах сохранился и до настоящего времени. Самая старая форма набережных стенок представлена на рис. 145 и 146. Рис. 145 изображает стену шлюза; его ростверк ввиду устроенных в стене каналов особенно опущен вниз; рис. 146 представляет несколько более низкую стену внутренней гавани. Стены, ограничивающие предшлюзовую пристань, имеют размеры, близкие к размерам шлюзовых камерных стен, только их ростверк расположен выше.

Главный свайный ряд стен в шлюзах пристаней состоит из четырех свай, работающих на растяжение, и одной сжатой сваи, расположенной на передней

[1] «Zeitschr. f. Architektur u. Ingenieurwesen», 1900, стр. 670 и сл., табл. 4, рис. 5, 7, 9 и 10; «Jahrb. der Hafenbautechn. Gesellsch.», 1926, т. IX, стр. 109—112, Берлин 1926.

НБ КУДУНГ (ДИИТ)

стороне стены. Между этими рядами, находящимися на взаимном расстоянии в 1,20 *м*, стоит еще по четыре сжатых сваи, из которых передняя находится в одном ряду со сжатой сваей главного ряда, так что сваи в переднем свайном ряду расположены на расстоянии 0,60 *м* друг от друга. Стена внутренней гавани имеет такое же устройство, но в свайных рядах содержится меньше свай. Сваи с уклоном 5 : 1 или 4 : 1; из них работающие на сжатие большей частью забиты в песчаный грунт на глубину от 1,50 до 2,00 *м*, а работающие на растяжение — только от 0,50 до 1,50 *м*. На основании пробных нагрузок на сваю длиной в 15 *м* допущена нагрузка на сжатие в 30 *т*, а на растяжение — в 20 *т*.

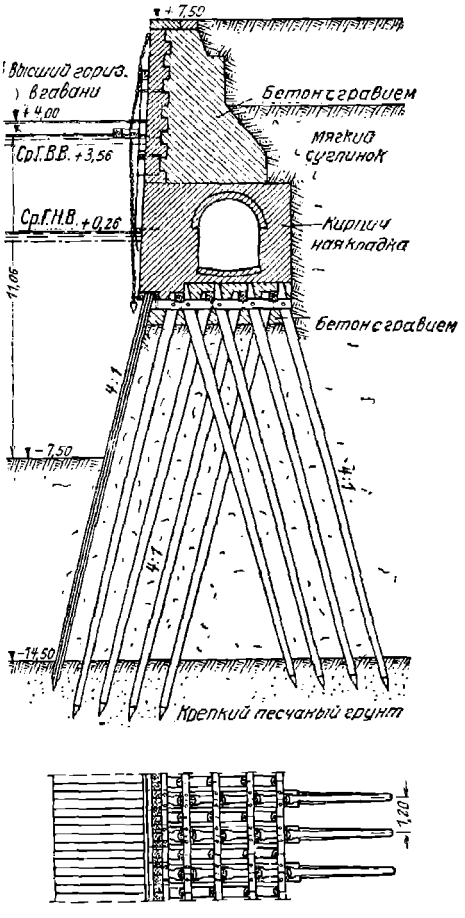


Рис. 145. Камерная стена Большого шлюза в Бремергафене; построена в 1892—1897 гг.

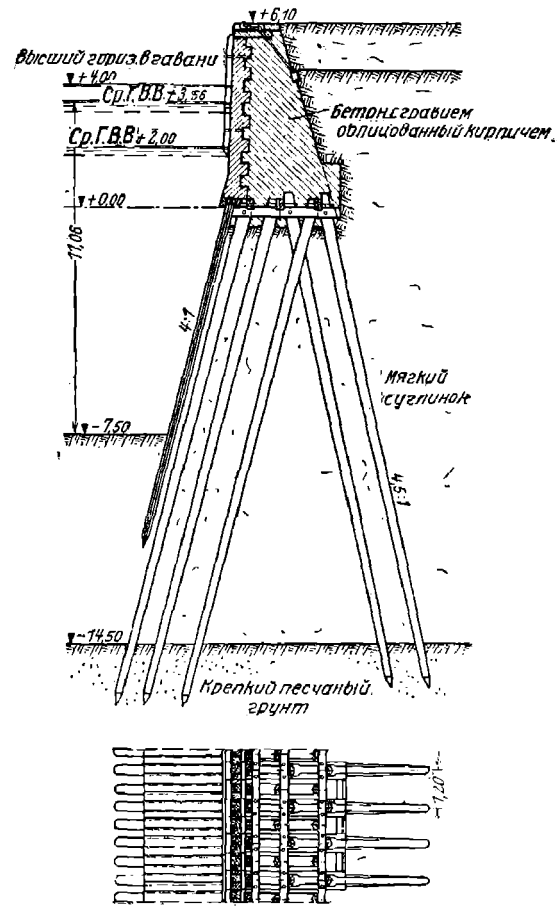


Рис. 146. Набережная, построенная в 1892—1897 гг. при расширении гавани в Бремергафене (внутренняя гавань).

Сжатые и растянутые сваи упираются в продольные насадки, под которыми расположены парные поперечные схватки, соединяющие главные свайные ряды. К поперечным схваткам примыкают сваи, работающие на растяжение. Дощатый настил отсутствует. Перед сваями забита шпунтовая стенка с таким же уклоном, как и у сжатых свай; она имеет своим назначением обеспечить суглинистый грунт в его положении между сваями, т. е. предохранить его от вымывания. Для стены предшлюзовой пристани устроена еще одна шпунтовая стенка на задней ее стороне, так как суглинок здесь очень слабый. Шпунтовые стенки входят в него на глубину от 3 до 4 *м* и только у шлюзовой стены они доведены до нижнего песчаного грунта. Шпунтовые стенки не рассчитаны на напор воды, так как суглинок предполагается водонепроницаемым. Что каса-

ется допустимости такого предположения, то на этот предмет следует иметь в виду замечания, приведенные на стр. 146, относительно аварии, имевшей место при постройке набережной Колумба на Везере.

По окончании рубки деревянного ростверка грунт выбирался на глубину 0,50 *м* ниже нижнего края схваток, планировался и там, где оказывался слишком мягким, укреплялся посредством втрамбования в него гравия и щебня. После этого непосредственно на грунт без опалубки укладывался бетон. Последний окружает ростверк со всех сторон. Стены облицованы клинкером; часть шлюзовой стены, в которой помещаются каналы, состоит из кирпичной кладки. В заключение за стены насыпан суглинистый грунт.

Набережные в предшлюзовой пристани по истечении нескольких лет сильно наклонились в некоторых местах вследствие влияния большой разницы в горизонтах воды. Причину этого следует искать частью в небезукоризненном выполнении свайного ростверка, а частью в слишком большой податливости суглинка. Указанные недостатки устранены устройством анкерных скреплений. Стены во внутренней пристани, наоборот, оказались на деле более отвечающими своему назначению. Так как они всецело стоят в суглинке, то избежать просадки местности у набережной было невозможно. И здесь наблюдались сначала незначительные перемещения, доходившие лишь частично до 20 *см*, которые вызывались сжатием грунта; толщина его, считая от дна,—7 *м*, а от поверхности набережной—около 20 *м*. Эти перемещения продолжались до тех пор, пока напряжения не достигали повсюду одинаковых значений. Мероприятия по ремонту стены обходились во всяком случае дешевле, чем устранение осадок с самого начала.

Значительный наклон переднего шпунтового ряда также не вызывал во время эксплоатации никаких его повреждений; однако при современных очертаниях судов он обусловливает необходимость причала их на более далеком расстоянии от стенки.

Описанный способ сооружения сохранился в Бремергафене вплоть до новейшего времени; свайный ростверк стали располагать на 1 *м* выше для удешевления постройки, а шпунтовые стенки усиливали по мере увеличения глубины воды. Набережная[1], выстроенная в 1925—1927 гг., сделана полностью по образцу изображенной на рис. 146. Ввиду более высокого положения свайного ростверка, массивное тело стены—в данном случае из литого бетона—имеет более компактную форму. На Везере передней грани придано более отвесное положение, а шпунтовая стенка спереди отсутствует. Подробные данные в этом отношении можно найти в указанных источниках.

Последнюю форму развития бремергафенских стен представляет собою стена, выстроенная в течение 1924—1926 гг. на набережной Колумба[2] (рис. 147).

Глубина воды составляет здесь, повидимому, 12,83 *м* ниже среднего уровня и 16,16 *м* ниже среднего уровня высоких вод; общая высота стены достигает 19,5 *м*. Главные свайные ряды состоят из шести растянутых и двух сжатых свай, расположенных с лицевой стороны; расстояние между рядами равно 1,20 *м*; между ними расположены ряды, состоящие из семи сжатых свай, из которых обе передние находятся в одном и том же ряду со сжатыми сваями главных рядов. Таким образом расстояние между сваями в 2 передних рядах составляет 60 *м*. Сваи, работающие на растяжение, стоят с уклоном 4 : 1. Из сжатых свай те, которые расположены в задних рядах, имеют также уклон 4 : 1, а находящиеся перед ними установлены с постепенно увеличивающейся крутизною уклона; самый передний ряд забит с уклоном 8 : 1. Такой же уклон придан и шпунтовой стенке, имеющей в толщину 28 *см*. Сжатые сваи входят в нижний песчаный грунт на глубину от 4 до 5 *м*, растянутые—на глубину 2—3 *м*, а шпунтовая стенка—на 3 *м*.

---

[1] Эскизные чертежи новейших стен ср. в «Jahrbuch der Hafenbautechn», Gesellschaft. 1926

[2] Werft, Reederei, Hafen 1926, стр. 227, «Jahrbuch der Hafenbautechn. Gesellschaft», стр. 112—114.

НБ КПУНТ (ДПТ)

Наносный грунт лежит примерно на глубине от 1,50 до 2,00 *м* ниже среднего уровня низких вод. После забивки свай и рубки ростверка над наносным грунтом намыт песок, на котором и произведена бетонная кладка. Нижний край бетонной кладки расположен спереди на 0,23 *м* ниже, а сзади на 0,35 *м* выше среднего уровня низких вод. В качестве заполнения также

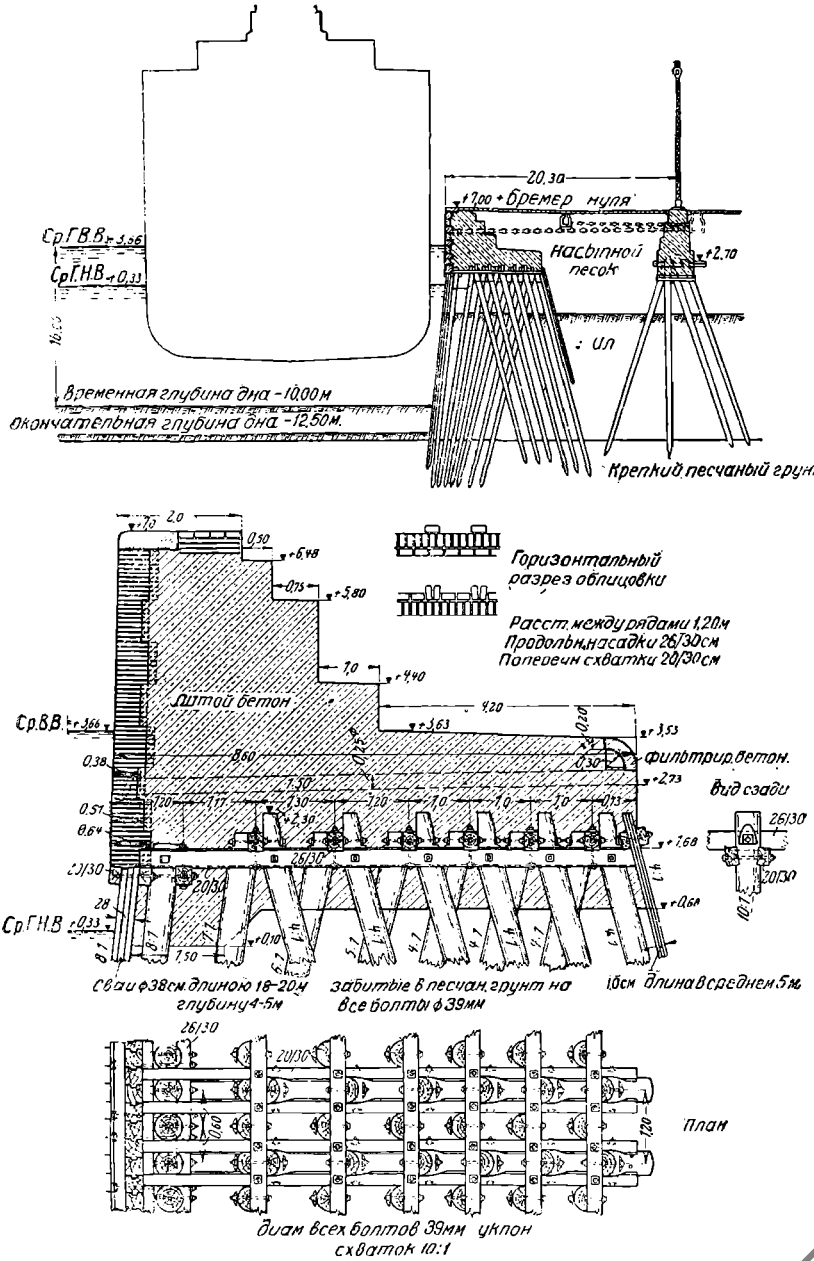


Рис. 147. Набережная на р. Везер в Бремергафене (набережная Колумба). Построена в 1924—1926 гг.

применен намывной песчаный грунт. Поэтому для расчета стены принималось действие избыточного давления воды от верхней бровки берега до уровня наносного грунта (h=8,5 *м*), причем суглинок предполагался водонепроницаемым (относительно допустимости такого предположения следует иметь в виду данные,

НБ БНТУ (ДПТ)

приводимые ниже). Для уменьшения напора воды, действующего на переднюю шпунтовую стенку через песчаный грунт, сзади стены забита легкая шпунтовая стенка на 2 *м* в суглинистую массу наносного грунта.

Ростверк сооружен таким же образом, как и у стен более ранней конструкции. Парные схватки лежат под продольными брусьями; они расположены наклонно друг к другу (10 : 1 по отношению к вертикали). Этот наклон сделан для того, чтобы работающая на растяжение свая заклинивалась между парными схватками, перемещению которых препятствует крепкий болт и в особенности окружающий их бетон. Это рассчитанное на растяжение скрепление, очевидно, лучше, чем обычно применяемый замок с простым зубом, когда передача усилий происходит только по горизонтальной верхней поверхности схваток; но зато оно является и более трудным для выполнения. Для всех бревен, свай, стенок и брусьев применялось еловое дерево из Чехо-Словакии.

Бетонная стена сложена из литого бетона (бетон из цемента, трасса и гравия в пропорции 1 : 0,6 : 8); она облицована тесаными плитами из базальтовой лавы и расположенным под ними рядом вертикальных тычков положенного на ребра клинкера. Облицовка закреплена наподобие ласточкина хвоста. Сваи забивались с подмостей, а плотничные работы выполнялись во время отлива.

Во время устройства заполнения посредством намыва и в особенности после вырытия дна гавани перед линией набережной до проектной глубины стена на двух участках сдвинулась до 24 *см*[1], чему сначала не было придано особого значения. Через год после окончания работ стена дала однако уже значительную осадку в тех же самых местах (спереди до 23, а сзади до 43 *см*) и наклонилась на 7,5 *см* вперед. Было обнаружено, что у поврежденных мест в наносном грунте находились прослойки очень мягкого суглинка, вероятно старые заполненные илом, существование которых не было замечено во время составления проекта и производства работ. Сверх того установлено, что еловые сваи получили более или менее значительные повреждения при забивке в очень крепкий песчаный грунт.

Указанный источник[1] объясняет деформацию стены главным образом тем, что обе шпунтовые стенки отличались чрезвычайной плотностью и что кроме того непосредственно поверх нижнего песчаного грунта находился хотя и тонкий, но почти водонепроницаемый слой суглинка, между тем как вышележащие слои суглинка в некоторых местах отличались мягкостью и передавали давление воды. Таким образом напор воды позади стены все время держался на средней величине между средним уровнем низких и высоких вод, между тем как уровень воды перед стеной мог понижаться примерно на 3,50 *м*. Избыточное давление такого размера оказывало свое действие почти вплоть до нижнего песчаного грунта, т. е. примерно на глубину 16 *м*, между тем как при расчете суглинок считался водонепроницаемым, так что действие давления воды принималось только до уровня наносного грунта. Сверх того высокий горизонт воды за стеной имел своим последствием то, что дно перед стеной находилось под известным напором снизу. По всей вероятности группа сжатых свай, испытывающих перенапряжение от высокого давления воды, под действием указанного напора снизу сдала в нижней своей части, т. е. у концов свай. Поэтому движение и прекратилось, когда перед стеной на высоту 1 *м* была насыпана земля с тщательной утрамбовкой.

Повреждение свай при забивке бесспорно также сыграло свою роль в описанной аварии, хотя указанный источник об этом и умалчивает. Расстояние между свайными рядами 1,20 *м* чрезвычайно мало. Между этими рядами расположены растянутые сваи, а в двух передних рядах сжатых свай еще две сжатые сваи. Для свай длиной от 19 до 20 *м* и со средним диаметром в 38 *см* расстояние между ними в 0,60 *м* во всяком случае слишком незначительно. Помимо этого забивка затруднялась тем, что сжатые сваи передней стороны имеют более крутой уклон. Даже сваи, приготовленные из хорошего леса,—а чехословацкая

[1] Подробности в «Jahrb. der Hafenbautechn. Gesellsch.», 1926.

УДУЭТ (ДІІТ)

ель в других местах оказалась весьма доброкачественной—подвергаются во время забивки разрушению при столь тесном и неблагоприятном их расположении. Во всяком случае происшедшая авария служит доказательством того, насколько рискованно делать предположение, что лежащие под водой слои грунта обладают достаточной водонепроницаемостью, чтобы совершенно исключать давление воды.

2) Тип, принятый в Эмдене и Везермюнде.

В обеих прусских гаванях Эмден и Везермюнде выработался, так же как и в Бремергафене, совершенно определенный способ сооружения набережных. Старинной конструкцией этого рода является сооруженная в течение 1915—1918 гг. стенка Нессерландского морского шлюза в Эмдене (рис. 148). Ряды сжатых свай состоят из четырех наклонных свай с одинаковым уклоном (3,5 : 1); в ряды свай, работающих на растяжение, входят по две растянутых сваи с таким же уклоном и по одной свае с уклоном 10 1. Все пять рядов свай, работающих на сжатие, упираются в пять продольных насадок, из которых две служат также опорой и для растянутых свай. Ряды растянутых свай соединяются парными схватками, между которыми расположен дощатый настил. Однородные ряды свай находятся на взаимном расстоянии 1,40 *м*. Откос под помостом ростверка ввиду сильного движения воды в шлюзе замощен тяжелым рваным камнем. С задней стороны стена ограничивается деревянной шпунтовой стенкой высотой 7,60 *м*. Бетонная стена сложена из водонепроницаемого трамбованного бетона; она облицована клинкером и в задней своей части, толщина которой постепенно уменьшается с 1,50 до 0,80 *м*, армирована круглым железом. Сравнительно значительные размеры стены объясняются тем, что непосредственно позади нее начинается дамба высотой 3 *м*. Головы растянутых свай выступают на 0,90 *м* за верхний край продольных насадок, что должно воспрепятствовать срезыванию их вдоль волокон.

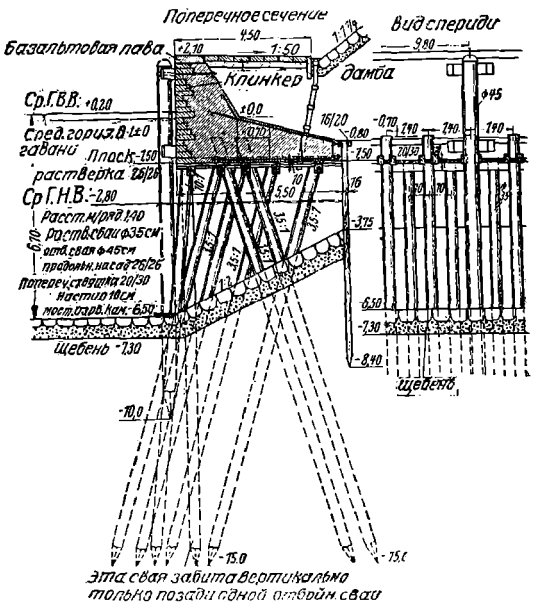


Рис. 148. Стена Нессерландского морского шлюза в Эмдене. Построена в 1915—1918 гг.

Подобную же конструкцию, но только для большей глубины воды и поэтому с большим протяжением в ширину, представляет собой сооруженная в 1917—1918 гг. стена Рудной набережной в Эмденской внутренней гавани (рис. 149). В рядах растянутых свай находятся три растянутых сваи (с уклонами 4 : 1, 4,5 1 и 5 1) и три сжатых сваи (с уклоном 20 : 1, 18 1 и 15 : 1); в рядах сжатых свай расположено по четыре наклонных сваи с уклоном 3,5 1. Всего имеется семь продольных насадок. Однородные ряды отстоят друг от друга на 1,60 *м*, т. е. дальше, чем в предыдущем примере, так как сваи имеют большую длину и больший диаметр. Задняя шпунтовая стенка имеет в высоту 10 *м*. Бетонная стена поддерживает тяжелые мостовые пути для погрузки руды и поэтому имеет значительную ширину поверху; она также сложена из водонепроницаемого трамбованного бетона, облицована клинкером и армирована круглым железом.

На рис. 149 изображена во всех деталях обделка голов свай, работающих на растяжение. Они заходят выше продольных насадок; посредством вставки

НТБ УДУТ (ДИТ)

двойных клиньев они получают напряжение уже во время постройки. Головы свай выше поперечных схваток, отесаны наклонно для того, чтобы растягивающее усилие непосредственно передавалось на бетон.

Набережная выстроена в котловане с водоотливом до создания самой гавани, в котором она расположена. При забивке свай и устройстве деревянных скреплений грунт был выбран только до нижнего края ростверкового помоста. Поэтому во многих случаях не представлялось возможным привести сваи к проектному положению, если они во время забивки отходили от него. Впрочем это явление обычно для всех набережных на свайных ростверках, у которых сваи над ростверком не свободны при забивке на большую или меньшую высоту. На рис. 150 представлены детали соединений. При слишком малых опорных поверхностях у сжатых свай вставляют дубовые планки (рис. 150a), или же подкладывают под две поперечных насадки ригелек, который воспринимает усилие от свай (рис. 150c).

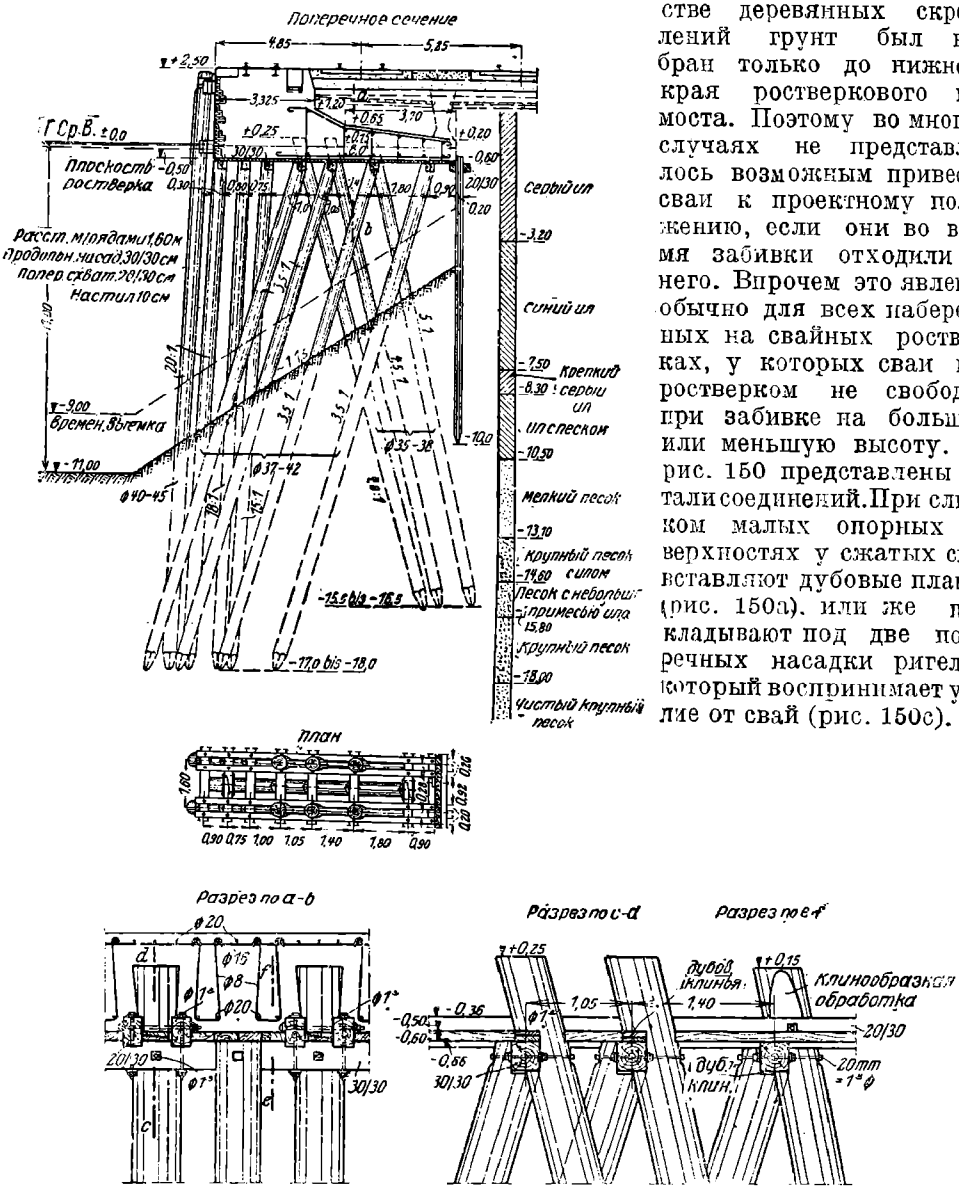


Рис. 149. Стена Рудной набережной Эмденской внутренней гавани; построена в 1917—1918 гг. Поперечный разрез, план и детали.

При очень значительных отклонениях сжатой сваи делают сопряжение с продольной насадкой с другой стороны ее помощью шипа (рис.150b). Это соединение является однако только выходом из положения, который допустим в отдельных местах при условии, если, как в данном случае, сжимающее усилие свай через дощатый настил передается на достаточно крепкий бетон. Если

НБ УрГУПС (ДГТ)

растянутая свая примыкает к продольной насадке недостаточно большой поверхностью, то либо помещают деревянную подушку (рис. 150d), либо укладывают поверх продольной насадки у стоящей впереди растянутой сваи поперечный ригелек, свободный конец которого, заходящий за продольную насадку, служит опорой (рис. 150e). Если наконец растянутая свая значительно выступает из ряда, то выходят из положения, укладывая добавочную поперечную схватку, соединенную болтами с продольными насадками (рис. 150f).

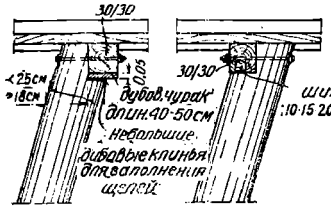


Рис. 150a. Дубовые планки при недостаточной опорной поверхности. Примыкания.

Рис. 150b. Примыкание сваи с другой стороны продольной насадки

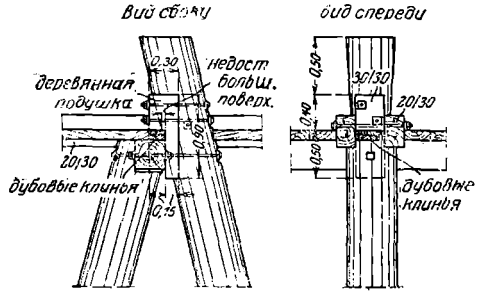
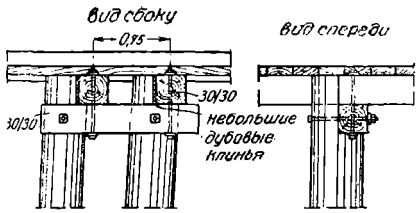


Рис. 150d. Деревянная подушка при недостаточной опорной поверхности.



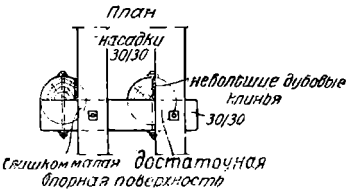


Рис. 150c. Ригель при недостаточной опорной поверхности.

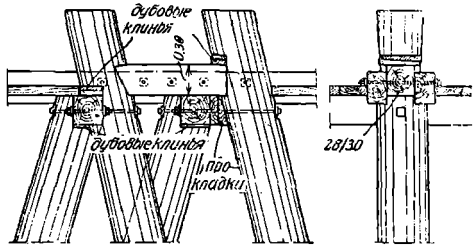


Рис. 150e. Поперечный ригель для усиления примыкания свай.

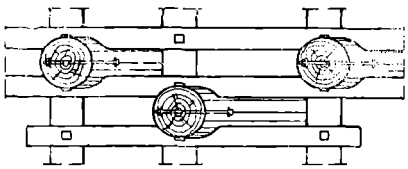


Рис. 150f. Примыкание свай помощью парных поперечных схваток.

Рис. 150a—f. Примыкание сжатых свай.

Описанная набережная была продолжена в 1923—1925 гг. с применением той же самой конструкции; только при той же ширине стены добавлен еще один ряд сжатых свай, причем расстояние между сваями соответственно уменьшилось. Передние сжатые сваи сделаны на 0,50 *м* длиннее. Эти изменения были произведены принимая во внимание более значительную нагрузку от крана, чем на прежнем участке стены.

По своим размерам среднее место между обоими примерами, приведенными на рис. 148 и 149, занимает выстроенная в 1922 и 1923 гг. набережная на восточном берегу предшлюзовой пристани нового шлюза в Везермюнде (рис. 151). В рядах растянутых свай стоят три растянутые сваи (с уклоном 3,5 : 1) и одна сжатая (с уклоном 28 : 1); в рядах сжатых свай находятся пять сжатых, из которых две задние сделаны с уклоном 3,5 : 1, а передние имеют более крутое направление (3,8 1, 4,2 : 1, 5 : 1).

Сжатые сваи упираются в шесть продольных насадок, а растянутые охватываются парными схватками, расположенными выше продольных насадок. Между

УБДУ (ДИТ)

схватками, в поперечном направлении к продольным насадкам, лежит дощатый настил. Расстояние между рядами равняется 1,60 *м*. Задняя шпунтовая стенка имеет высоту 7,80 *м*. Бетонная стена сделана из водонепроницаемого литого бетона и не облицована. Задняя плита стены имеет толщину 1,40 *м*; как плита, так и переходная часть от нее к передней высокой части стены снабжены железной арматурой. Головы свай, так же как и в предыдущем примере, срезаны в наклонном направлении для лучшей передачи растягивающего усилия, но здесь только с одной стороны—сзади.

Все работы по устройству этой набережной, как-то: забивка свай, рубка ростверка и укладка бетона, произведены в сухом котловане. Дно котлована было расположено на 2 *м* глубже нижней поверхности бетона.

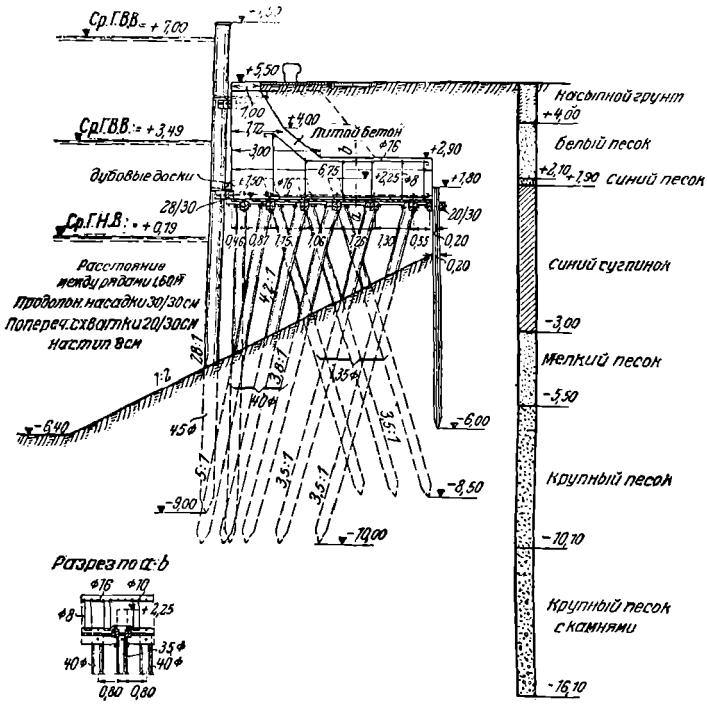


Рис. 151. Набережная восточного берега гавани в Везермюнде. Построена в 1922—1923 гг.

Последние три примера в основных чертах расположения свай и шпунтовой стенки совпадают между собой. При постройке стремились создать снизу прочную опору для бетонной стены посредством сопряжения сжатых и растянутых свай в возможно большее количество свайных козел, которые образуются от совместного примыкания растянутых и сжатых свай к общей продольной насадке. Идеальным случаем является основание стены исключительно на таких широко расставленных козлах. В этом случае она подперта совершенно равномерно и вместе с тем опорные точки лучше всего обеспечены против горизонтальных перемещений. Однако переднее вертикальное ограничение стены исключает возможность устройства подобных козел под передней ее частью; поэтому здесь должны стоять либо вертикальные сваи либо по крайней мере сваи с крутым уклоном, которые впрочем желательны и в том случае, когда вилотную к краю набережной действует нагрузка от крана. Равным образом необходимо отказаться от устройства козел и под частью стены, расположенной сзади, так как в этом месте задняя засыпка должна отделяться шпунтовой стенкой от откоса, расположенного под стеной и поднимающегося со дна гавани. Шпунтовая стенка должна иметь вертикальное направление и во всяком случае

НТБ УДИТ (ДИТ)

не может быть достаточно надежно забита при уклоне, соответствующем одному из уклонов растянутых свай. Поэтому и на задней стороне стены забиты только сжатые сваи, которые имеют однако наклонное направление, так как здесь нет надобности рассчитывать на значительные вертикальные нагрузки. Обусловленную указанными выше причинами неравномерность в действии свайных опор следует уравновешивать соответствующим регулированием расстояний между сваями. Это направление ясно обнаруживается в эмденской конструкции. Недостатком такого решения вопроса является значительное пересечение направлений свай в передней части стены, как это в особенности заметно у стены в Эмдене. При трудно проходимых грунтах могут из-за этого возникнуть затруднения в отношении забивки, которые впрочем часто удается преодолевать путем подмыва.

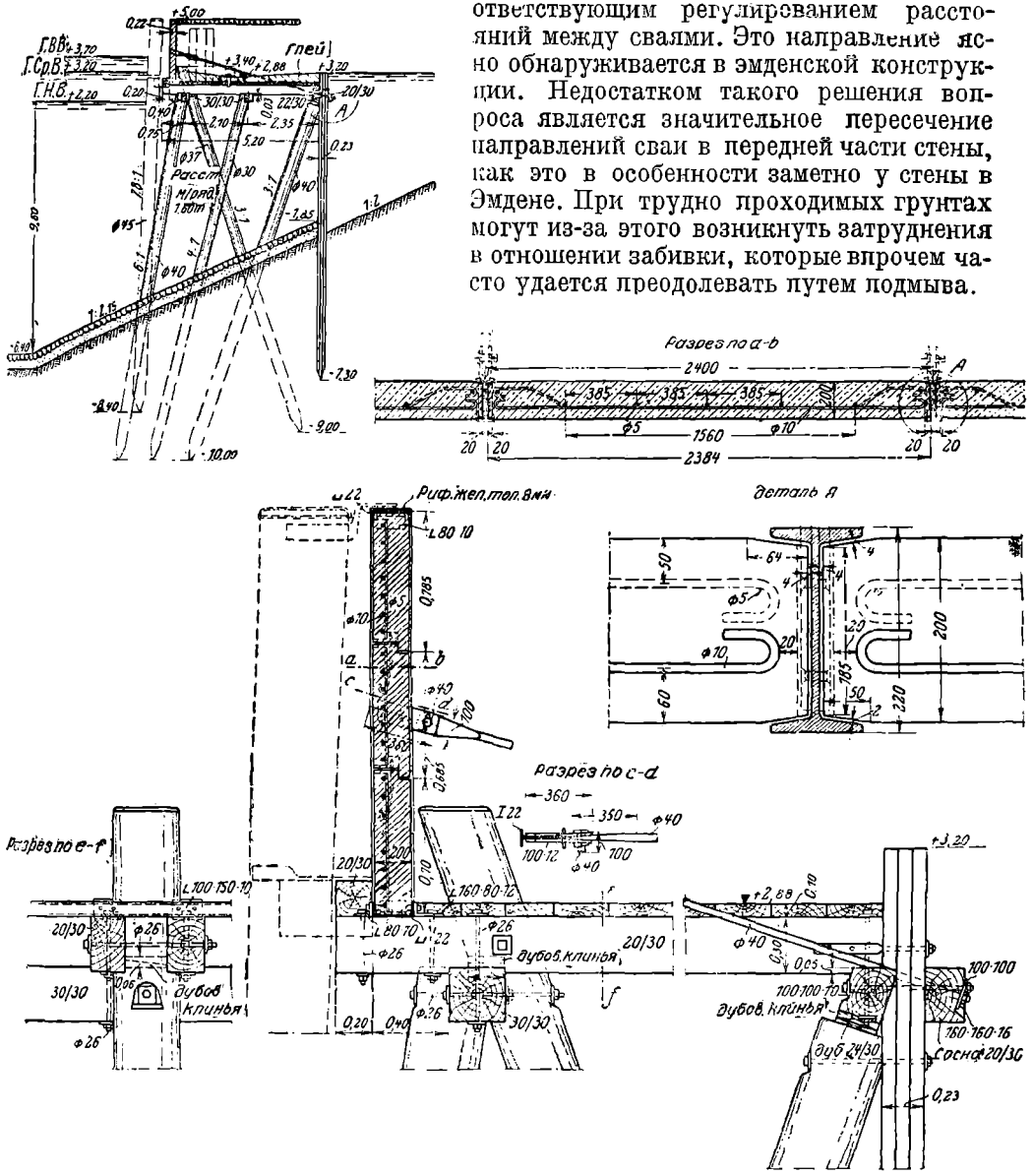


Рис. 152. Набережная на западном берегу соединительного канала внутренней гавани в Везермюнде; построена в 1923 г.

Подобные же затруднения могут возникнуть и по причине различного уклона свай; так например, в Эмдене передние сваи, работающие на растяжение, стоят более полого (переход от 5 : 1 через 4,5 : 1 к 4 : 1). Этим старались добиться передачи на более пологие сваи больших усилий от горизонтального сдвига. Если такое расположение и не вызывало сомне-

НБ КарПНТ (ДПТ)

ний в Эмдене, то его следует избегать при грунтах, в которые трудно проходят сваи, когда по каким-либо причинам нет возможности воспользоваться подмывом.

Набережная особенно легкой конструкции, выстроенная по принципам, выясненным на предыдущих примерах, изображена на рис. 152; она сооружена в 1923 г. на западном берегу соединительного канала во внутренней гавани в Везермюнде. Ряды сжатых свай, находящиеся на взаимных расстояниях 1,60 *м*, образуются тремя наклонными сваями (с уклоном спереди назад 6 : 1, 4 : 1, 3 : 1); между ними всюду расположено по одной растянутой свае (с уклоном 3 : 1). Растянутые сваи и передний ряд сжатых свай упираются в одну и ту же продольную насадку и образуют таким путем свайные козлы. Сжатая свая этих козел стоит настолько круто, что ее нижний конец еще прикрывается расположенной перед стеной отбойной сваей. Поэтому перед свайными козлами отсутствуют особые вертикальные сваи для поддержания передней части стены, как это имеет место в предыдущих примерах. Задний ряд сжатых свай упирается во внутреннюю схватку расположенного с задней стороны стены шпунтового ряда; схватка поставлена наклонно для лучшей передачи давления на стену и скрепляется с верхом стены при помощи соединения простым зубом.

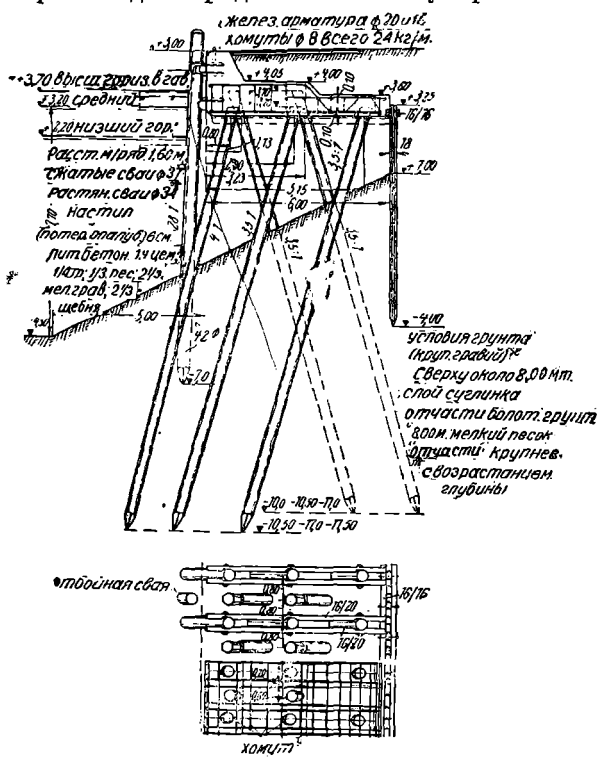


Рис. 153. Набережная восточной стороны береговой гавани в Везермюнде, длиной в 600 *м*. Построена в 1926 г.

Над тремя продольными насадками, с которыми сопрягаются сжатые сваи, расположены на полную ширину стены парные схватки, охватывающие сваи, работающие на растяжение; на них лежит дощатый настил. Над ростверком не устроено бетонной стены. Дощатый настил сделан водонепроницаемым только при помощи покрытия слоем суглинка. На передней стороне сооружения расположена стена, состоящая из рамы, образуемой V-образными и двутавровыми железными балками, между которыми лежат железобетонные плиты; здесь применена конструкция, которая является обычной при наращенных больверках. Стена заанкерована назад; анкера захватывают шарнирно за накладки, которые приклепаны к стойкам стенной рамы и проходят через наружную (заднюю) схватку шпунтового ряда. Стена приводится в надлежащее положение путем натяжения анкеров при помощи стяжных муфт. Закрепление стянутых свай и задних рядов сжатых свай достигается дубовыми клиньями.

На рис. 153 изображена выстроенная в 1926 г. набережная восточной стороны новой гавани в Везермюнде. Расположение свай в основных чертах такое же, как и в последних примерах. Ряды сжатых свай находятся на расстоянии 1,60 *м* друг от друга и состоят из трех наклонных свай, передняя с уклоном 4 1, а обе задние 3,5 1. Между рядами сжатых свай расположены ряды растянутых, состоящие из двух, работающих на растяжение свай с уклоном 3,5 : 1. Растянутые сваи вместе с двумя передними сжатыми образуют свайные козлы. Передняя сжатая свая, так же как и в предыдущем примере, прикрывается на уровне дна гавани отбойной сваей.

УИИТ (ДИТ)

Конструкция этой набережной отличается от описанных до сих пор сооружений в Эмдене и Везермюнде тем, что деревянный помост ростверка отсутствует, а сваи заходят в бетон. Такой способ устройства уже подробно разобран выше при описании различных конструкций набережных (Роттердам —рис. 132. Амстердам—рис. 133 и 135, Бремен—рис. 137, Куксгафен—рис. 143, Стокгольм—рис. 144); новшеством является лишь то, что здесь и растянутые сваи непосредственно запущены в бетон. Литой бетон этой стены обладает водонепроницаемостью, снабжен для прочности железной арматурой и положен с водоотливом. В качестве вяжущего средства применен доменно-шлаковый цемент с незначительной примесью трасса; количественные отношения указаны на рисунке. Расположенная с задней стороны стены деревянная шпунтовая стенка примыкает к бетону. Показанные на рисунке поперечные схватки, охватывающие ряды сжатых свай, имеют своим назначением только поддерживать опалубку для бетона, толщина которой равна 5 *см*. Как схватки, так и опалубка после затвердения бетона снимаются, если есть расчет производить эту работу.

Отказ от устройства деревянного ростверка, состоящего из поперечных и продольных брусьев и дощатого настила, представляет большие преимущества; однако для набережных с растянутыми сваями это стало возможным только в результате устройства надежного, прочного на растяжение скрепления растянутых свай с бетоном в том виде, как оно подробно описано выше (стр. 95 и сл.). Устройство деревянного ростверка обусловливает в большинстве случаев появление значительных добавочных напряжений в сваях, которые могут быть уменьшены путем сопряжения свай в искаженном против проекта положении, как это имело место для набережной в Эмдене (рис. 150). Совершенно устранить таким путем добавочные напряжения невозможно; сверх того подобные мероприятия остаются всегда лишь крайним выходом из положения. Устройство ростверка из дерева приводит кроме того к известному ослаблению голов свай; вследствие неправильного положения последних ослабление часто по необходимости выходит за пределы допустимого. При непосредственной заделке свай в бетон точность их положения, наоборот, значения не имеет, и следовательно о каких-либо добавочных напряжениях и ослаблениях свай говорить в этом случае не приходится. Помимо этого таким образом достигается экономия крупных расходов по сборке свай и производству плотничных работ. Этому противостоят впрочем добавочные расходы по устройству водонепроницаемого, армированного железом бетона, который должен образовать в соединении с передней ограничивающей стеной прочную на изгиб и в то же время достаточно тяжелую плиту. Для бетона над деревянным ростверком достаточно, если он действует только своим весом; поэтому он может при условии отсутствия для него угрозы со стороны химических влияний,—не обладать водонепроницаемостью, может быть следовательно сделан из более тощего и более дешевого состава и не должен быть снабжен железной арматурой. Взвешивая все условия за и против железобетонного ростверка, все же следует отдать ему предпочтение по сравнению с прежним ростверком из дерева.

Представленная на рис. 154 набережная стенка в Кольбергской гавани, сооруженная в 1927 г., устроена таким же образом, как и описанная в предыдущем примере. Передние сжатые сваи расположены с несколько более крутым уклоном, чтобы при имеющейся большей полезной глубине воды сделать все же еще возможным предохранение передней сваи при помощи отбойной. Вместо обычного шпунта выбрана железная стенка Ларсена, так как при мелкопесчаном грунте внизу нельзя рассчитывать, чтобы деревянная стена обладала достаточной плотностью. На обратной стороне стены, по примеру набережной Колумба в Бремергафене (рис. 147), устроена облицовка из водонепроницаемого бетона.

Следует обратить внимание на различное построение бетонных стенок в двух последних примерах: Везермюнденская стенка устроена из литого бетона, верхней поверхности которого можно было бы без применения опалубки придать в крайнем случае уклон 1 : 30 или 1 : 20. Что касается сооруженной из

РГАСУНХ (ДП)

грамбованного бетона стены в Кольберге, то при выборе очертания ее верхней поверхности было меньше стеснения. Обе стены лишены облицовки и покрытий плитами; однако верхнее ребро, о которое трутся судовые тросы, защищено бортовым уголком. Для стен, сделанных из водонепроницаемого бетона, облицовка должна считаться излишней; от химических воздействий она не предохраняет, т. е. легко образует трещины, а в качестве средства защиты против механических повреждений она не нужна, так как водонепроницаемый бетон сам по себе обладает достаточной прочностью.

3) Штеттинский способ.

В Штеттине также выявился в соответствии с местными условиями определенный тип сооружений. Здесь на глубине 8 *м* ниже уровня средних вод находится хороший крепкий песчаный грунт, а над ним повсюду расположен наносный грунт, который местами прорезывается илистыми прослойками. Вода в гавани пресная и поэтому деревоточащий червь здесь не водится. Своеобразной конструкцией, принятой в Штеттине, является расположенная перед свайным ростверком деревянная шпунтовая стенка, позади которой грунт лежит высотой вплоть до низа ростверка. Впервые она применена при постройке набережной около Дунцига в 1898 г. (рис. 142); предположено было использовать ее здесь совместно со стенкой задней стороны для водоотлива. В то же время она должна была служить защитой от ледохода для свай, поддерживающих стену. Расположенные спереди шпунтовые ряды имеют в различных набережных уклоны от 8 : 1 до 20 : 1.

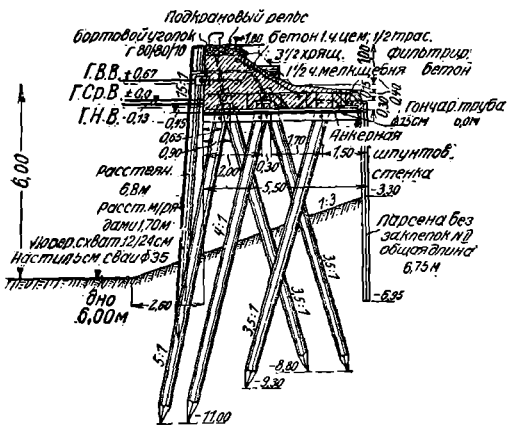


Рис. 154. Набережная в гавани Кольберг; построена в 1927 г.

Более ранний пример конструкции представляет изображенная на рис. 155 Бендунская набережная. Ряды свай, находящиеся на расстоянии 1,60 *м* друг от друга, состоят из четырех сжатых свай, из которых обе задние имеют уклон 5 : 1, а обе передние, в связи с устройством шпунтовой стенки, направлены более круто (уклон 6 : 5: 1 и 10 : 1). Между этими рядами стоят по три растянутых сваи с уклоном 3,5 1. Шпунтовая стенка забита на 3 *м*, а сваи на 4—6 *м* в прочный нижний песчаный грунт. На сжатые сваи опираются четыре, находящиеся на равных расстояниях, продольные насадки, над которыми расположены охватывающие растянутые сваи парные поперечные схватки. Между схватками, по продольным насадкам и лежащим в той же плоскости схваткам шпунтовой стенки, лежит поперечный дощатый настил. Головы растянутых свай выступают выше настолько, чтобы в дереве имелась достаточная поверхность на срезывание. Они удерживаются в своем положении только деревянными сопряжениями, а не бетоном. Стена сделана из водонепроницаемого бетона, который спереди облицован клинкером; таким образом она действует только своим весом, не соединяя сваи.

Сваи выстроенной в течение 1925—1926 гг. Восточной набережной имеют иное расположение (рис. 156); здесь обе передние сжатые сваи направлены вертикально, а вместе с ними расположены в том же ряду, охваченные теми же схватками, две наклонных растянутых сваи с уклоном 3 : 1. Между такими рядами, находящимися на расстоянии 1,50 *м* друг от друга, стоят по две сжатых сваи с уклоном 4 1. Над поперечными парными схватками расположены четыре продольных насадки и схватки шпунтовой стенки в той же плоскости. Про-

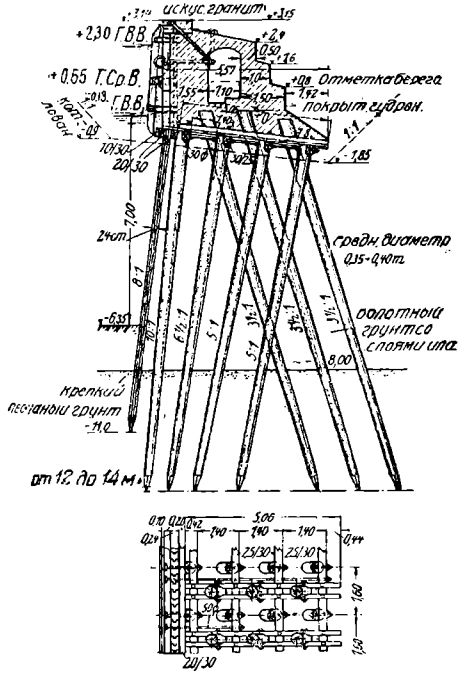


Рис. 155. Бендунская набережная в Штеттине, сооружена в 1910 г.

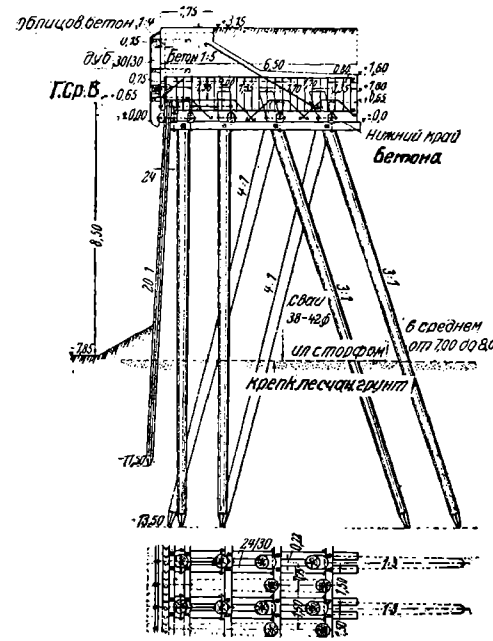


Рис. 156а. Поперечный разрез и план.

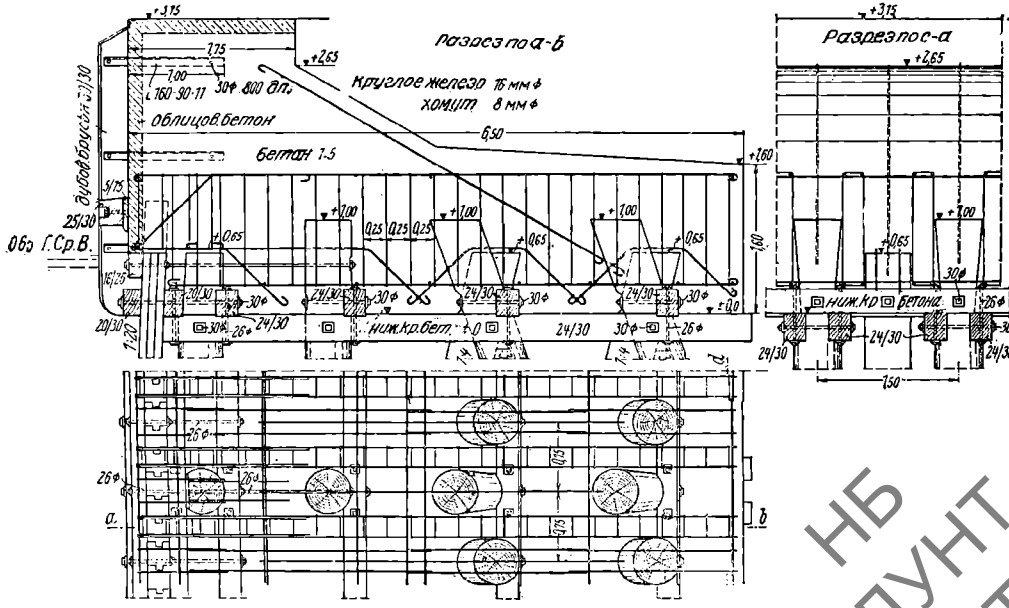


Рис 156b. Детали.

Рис. 156 —b. Восточная набережная Западного бассейна в Штеттине; построена 1925—1926 гг.

НБ УДУНТ (ДИТ)

дольные насадки врублены сбоку в сжатые сваи; к двум задним примыкают и растянутые сваи, причем это сделано таким образом, что растянутая свая находится перед насадкой и при сдвиге стенки вперед насадка прижимается к свае.

Очень тщательно выполнена железная арматура для бетона; на рис. 156b она изображена ясно и не нуждается в пояснении. Против укрепления шпунтовой стенки анкерами можно возразить, так как железные стержни обеспечены от ржавчины только там, где они со всех сторон окружены бетоном. В тех местах, где они проходят через дерево, долговечность их ограничена даже в случае оцинковки. Болты, обеспечивающие деревянные сопряжения, могут покрыться ржавчиной без серьезного ущерба для прочности ростверка, если же проржавеют анкера шпунтовой стенки, то последняя останется без поддержки, а последующая замена анкеров сопряжена с большими затруднениями.

Бетон водонепроницаем, составлен из 1 объемной части Hochofenzement'a[1] и 5 объемных частей хрящеватого песка. Плита имеет сравнительно большой вес и высоту, так как сжатые сваи продолжены за продольные насадки с тем, чтобы в случае неблагоприятных напряжений в стене они могли передавать и растягивающие усилия. Ввиду этого потребовалась заделка сжатых свай в бетон на длину не менее 0,65 *м*, и так как было признано необходимым над верхом свай придать бетону толщину около 1 *м*, то и получилась толщина бетонной плиты в 1,60 *м*. В результате стена обошлась сравнительно дорого, так как помимо полного деревянного ростверка сделана еще высокая, армированная железом плита. Деревянный ростверк был применен главным образом потому, что только при его посредстве полагали возможным обеспечить надежную передачу растягивающих усилий на сваи.

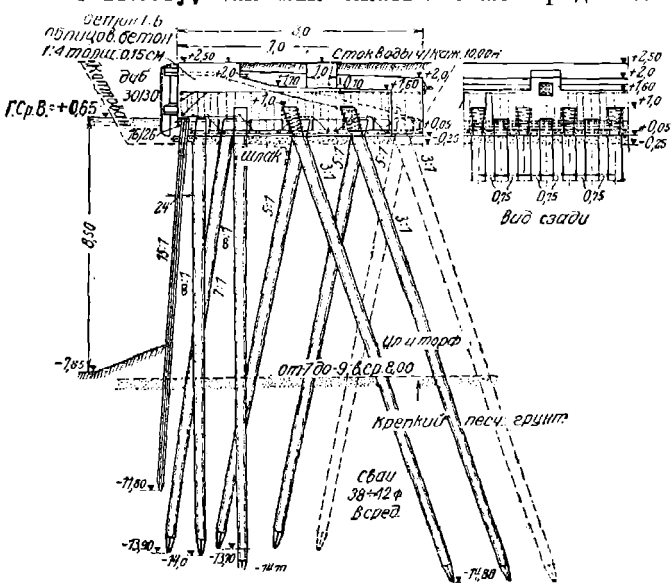


Рис. 157. Набережная Рейервердерской гавани в Штеттине. Проект 1928 г.

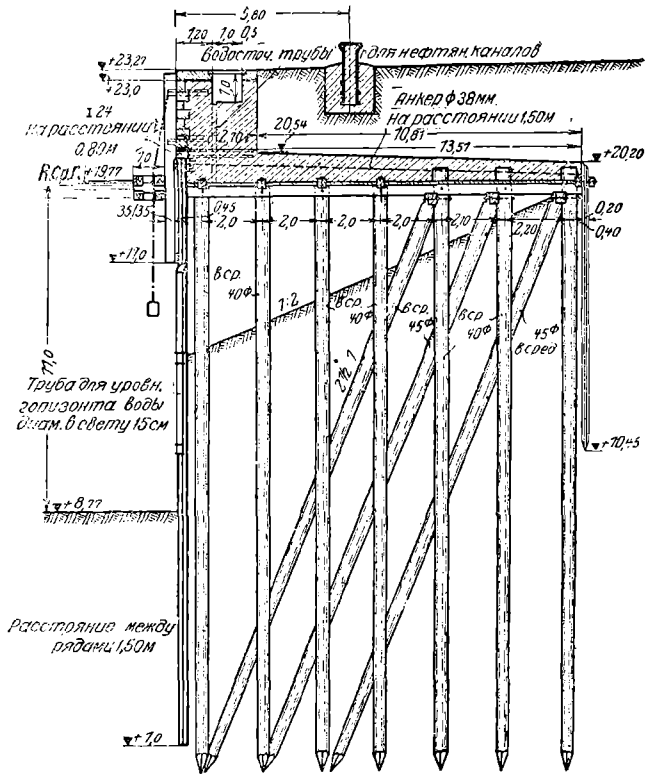
При сооружении набережной Рейервердерской гавани в Штеттине, в 1918 г. у которой расположение свай и шпунтовых стенок такое же, как у только что рассмотренной Восточной набережной, отказались от устройства деревянного ростверка, а головы свай оплели круглым железом и непосредственно заделали в бетон. Железо для оплетения прилегает однако вплотную к головам свай и таким образом подвержено ржавчине. Поэтому для Восточной набережной снова обратились к устройству деревянного ростверка.

Только при производстве работ по удлинению только что упомянутой стены Рейервердерской гавани в 1928 г. для укрепления растянутых свай решились последовать описанной выше (рис. 153) конструкции и окончательно отказаться от деревянных ростверков. Правда, набережная сооружена на железобетонных сваях, но все же проект приведен здесь (рис. 157), так как он представляет собой последовательное развитие штеттинского типа деревянных конструкций.

---

[1] Hochofenzement—гидравлическое вяжущее вещество с содержанием 15—69% портланд-цемента и доменного шлака.

УДУНТ (ДИТ)



Примечание: концы свай расположены в зависимости от результата на разном уровне отметки: высш. 4,40м; низш. 2,60м

Рис. 158a. Поперечный разрез.
Рис. 158a—d. Набережная у Южного мола в Киле-Вике. Построена в 1914—1916 гг.

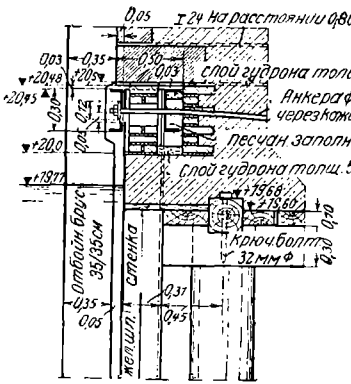


Рис. 158b. Детали верхней части шпунтовой стенки.

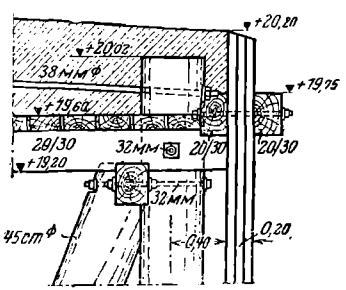
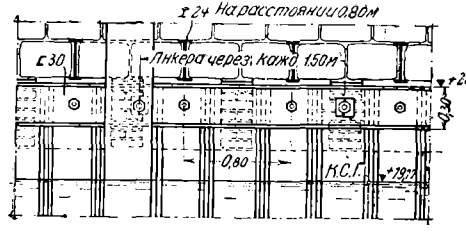
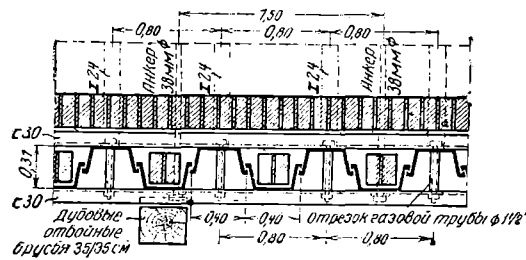


Рис. 158c. Голова задних свайных ковел





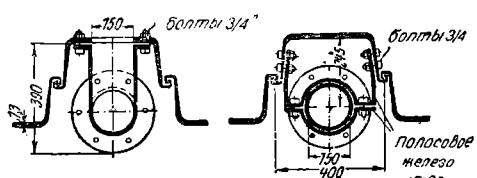


Рис. 158d. Трубы для выравнивания горизонтов воды.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Расположение свай такое же, как и у Восточной набережной Западного бассейна (рис. 157), с той только разницей, что между обеими передними вертикальными сжатыми сваями расположена еще далее выступающая сжатая свая с уклоном 7 1; во внимание к последней обе задние наклонные сжатые сваи имеют несколько более крутое положение (5 1 вместо 4 : 1). Сжатые сваи срезаны поверху горизонтально, а наклонные скошены; в окружающий их головы бетон заложена для прочности спиральная арматура. Свайные и бетонные работы по устройству этой стены должны были производиться с водоотливом под защитой особой перемычки. Как сказано выше, грунт между сваями на глубине до 8 *м* состоит из торфа, который переходит в плотный грунт. Этот грунт, уже уплотненный в результате забивки свай, должен был быть утрамбован посредством вдавливания в него насыпанного сверху слоя шлака и притом настолько крепко, чтобы бетон мог быть уложен прямо на грунт без опалубки (подобно тому, как это было сделано для устройства основания под шестиэтажное здание склада в Штеттине (рис. 102). Кроме спиральной арматуры растянутых свай бетон армирован таким же образом, как и в предыдущем примере.

4) Кильский способ (вертикальные сваи, работающие на растяжение).

У двух набережных в Киле сваи, работающие на растяжение, имеют вертикальное направление. Первая (рис. 158) сооружена в течение 1914—1916 гг. у Южного мола на месте существовавшего в то время угольного склада морского ведомства в Киле-Вике [1]. Основной ряд стены состоит из семи вертикальных свай, из которых четыре передние работают на сжатие, а три задние на растяжение. Основные ряды чередуются с промежуточными, которые образуются тремя сжатыми сваями, имеющими уклон $2^1/_2 : 1$. Расстояние между основными рядами 1,50 *м*; они охватываются поперечными парными схватками, к которым прирублены вполдерева семь продольных брусьев; из них четыре, предназначенные для передних вертикальных сжатых свай, расположены над поперечными схватками, а остальные три—под ними; к этим продольным брусьям примыкают три вертикальных растянутых сваи и три наклонных сваи промежуточного ряда. Над поперечными схватками расположен дощатый настил, а на нем основана бетонная стенка.

Впереди свайного ростверка находится железная шпунтовая стенка (шпунт Ларсена без заклепочных швов, размер IV); с задней стороны ростверка расположена деревянная шпунтовая стенка высотой 10 *м* и толщиной 20 *см*.

Сваи забивались с плавучих копров и вспомогательных подмостей. В результате устройства поперечных шпунтовых рядов котлован делился на отдельные участки для водоотлива, в которых производились затем работы деревянного ростверка и кладка бетонной стены. По окончании плотничных работ, но перед укладкой дощатого настила, засыпалась земля заполнения таким образом, чтобы под настилом ростверка она располагалась откосом определенного уклона 1 : 2.

Передняя шпунтовая стенка высотой 19,50 *м* сделана из железа не только для плотности и облегчения забивки, но также и для защиты от деревоточащего червя. Более действительное предохранение деревянных свай от червя можно достигнуть заполнением за шпунтовой стенкой вплоть до самого ростверка. Однако при незначительном обычно обмене воды можно рассчитывать, что вода за шпунтовой стенкой (водный треугольник) будет настолько загрязнена, что деревоточащий червь существовать в ней не может. С той же целью водоотводные трубы из нефтяных каналов (нефтепроводы для подачи нефти военным судам) располагались таким образом, чтобы их выпускные отверстия выходили в воду в верхней части стены за шпунтовой стенкой.

[1] «Bautechnik», 1903, стр. 374 и сл.

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

Полная загрузка землей позади передней шпунтовой стенки повысила бы значительно ее напряжение. Однако в данном случае стремились не доводить до этого, имея в виду устойчивость стенки и в случае ослабления ее ржавчиной. Кроме того на расстояниях приблизительно в 15 *м* через стену проведены железные трубы с внутренним диаметром в 15 *см*, которые в случае быстрого падения уровня воды в гавани должны выравнивать горизонты воды перед стенкой и позади нее и таким образом обезопасить шпунтовый ряд от более значительного избыточного давления. Трубы проходят через стенку (рис. 158 d) ниже уровня низких вод и, располагаясь снаружи в углублениях шпунта, доведены вниз до 1 *м* выше дна гавани так, чтобы деревоточащий червь, который не любит этой глубины, при обратном течении воды не имел возможности проникнуть за шпунтовую стенку.

Деревянный ростверк перекрыт бетонной плитой 1 *м* толщины спереди и 0,60 *м*—сзади. В ней расположены анкера передней шпунтовой стенки и головы растянутых свай. На передней части плиты стоит собственно стена набережной, облицованная спереди тесаными гранитными плитками, а сверху плитами из гранита и базальтовой лавы. Бетон составлен из 1 объемной части цемента и 8 объемных частей хрящеватого песка и следовательно не обладает водонепроницаемостью. Анкера железной шпунтовой стенки приведены внутри бетонной плиты попеременно к головам последней и предпоследней растянутой сваи. Помещение анкеров в водонепроницаемом бетоне вызывает сомнения. Предположено предохранить бетон, а вместе с тем и анкера от доступа воды посредством цементной штукатурки с обмазкой гудроном: однако штукатурка по водонепроницаемому бетону не представляет защиты от доступа воды (в частности вредной по своему составу), так как она почти наверное дает трещины. Железо можно считать достаточно защищенным только внутри водонепроницаемого бетона.

Особый интерес представляет укрепление верха шпунтовой стенки анкерами и устройство опоры для бетонной стены. В этом случае было принято во внимание, что свайный ростверк может податься больше, чем железная стенка. Если бы бетонная стена опиралась одинаково на деревянный ростверк и железную стенку, то при весьма вероятной деформации деревянного ростверка стена повисла бы на верхней части железной стенки. Тем не менее представлялось желательным использовать сопротивление железной стенки в вертикальном направлении, особенно в связи с первоначальным предположением, что по бетонной стене вблизи края набережной будут передвигаться тяжелые мостовые краны. Поэтому стена выступает за верх шпунтовой стенки; способ устройства указан на рис. 158b. Вынос поддерживается железными двутаврами № 24, которые расположены на взаимных расстояниях 0,80 *м* над каждой ларсеновской шпунтиной, обращенной внутрь. Между балками лежат по две тесаных гранитных плиты, опирающихся сбоку на полки балок, а сзади на бетонную плиту, проходящую без перерыва позади верхней части шпунтовой стенки и облицованную железняком; спереди гранитные плиты поддерживаются небольшими столбиками из каменной кладки, основанными на выступающих частях бетонной плиты, входящих в углубление шпунтовой стенки. На этих гранитных плитах возведена гранитная облицовка. Анкера шпунтовой стенки крепко заделаны в бетонную кладку плиты; в то же время они пропущены через овальные отверстия железной стенки и ее верхние схватки таким образом, что могут иметь перемещение вниз по отношению к стенке на 3 *см*. Углубления шпунтового ряда с внутренней их стороны во избежание сцепления с бетоном были промазаны олифой. В результате такой конструкции свайный ростверк вместе со стеной, анкерами и облицовкой может опуститься на 3 *см* без влияния на железную стенку. Лишь по достижении указанного предела двутавровые балки, а вместе с ними и бетонная стена лягут на верхний конец железной шпунтовой стенки. При этом двутавры препятствуют отделению гранитной облицовки. Если желательно заставить железную стенку принять участие в работе прежде, чем будет достигнута величина осадки в 3 *см*, то зазоры между верхними концами шпунтин и полками балок можно плотно заложить железными планками

НТБ УЭИТ (ДИТ)

Вертикальные растянутые сваи применены кроме того для построенной в 1918 и 1924 гг. набережной в гавани Фосбрук близ Киля (рис. 159). В данном случае не были приняты какие-либо особые меры для защиты от деревоточащего червя—очевидно потому, что стенка первоначально строилась в качестве временного военного сооружения, принимать же предохранительные меры впоследствии казалось нецелесообразным. Главные ряды свай состоят из пяти вертикальных свай, из которых передняя работает на сжатие, а четыре остальных на растяжение. Промежуточные ряды состоят из четырех сжатых свай с уклоном 3,5 : 1. Расстояния между главными рядами равны 1,5 *м*. Сваи соединены деревянной конструкцией, как и в предыдущем примере. Бетон также не обладает водонепроницаемостью; спереди и поверху он облицован более жирным облицовочным бетоном. Но так как в бетон не заложено железных частей, эта конструкция не вызывает тех сомнений, какие имеются в отношении предыдущего примера. Слабой стороной этой набережной является однако то, что передняя наклонная свая выступает внизу над дном гавани за отбойную сваю и таким образом подвержена непосредственному воздействию стоящих перед набережной судов.

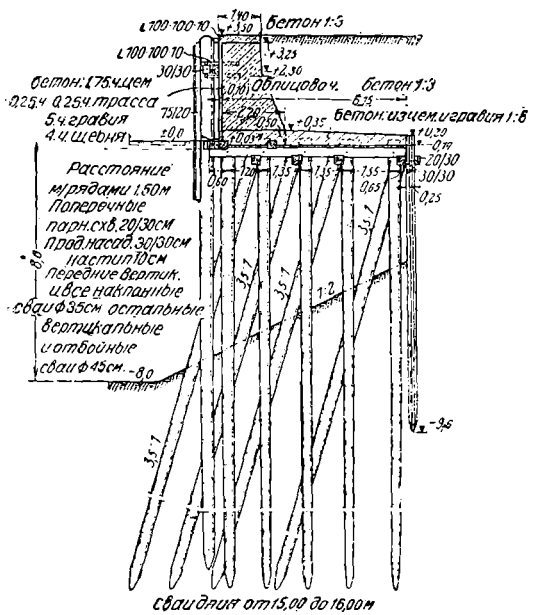


Рис. 159. Набережная в гавани Фосбрук у Киля. Построена в 1919—1924 гг. Недостаток: опасное положение наклонной сваи.

5) Конструкция набережной без деревянного ростверка.

Отдельные примеры из числа приведенных ниже обнаруживают уже переход от деревянного ростверка к объединяющей сваи бетонной плите. Удовлетворительное решение вопроса о заделке деревянных растянутых свай в бетон достигнуто сначала в Везермюнде, а позднее и в других местах. Тем не менее следует указать еще на ряд попыток, имевших своей целью обеспечить возможность надежной заделки таких свай в бетонную плиту без устройства полного деревянного ростверка. Так например, изображенная на рис. 160 набережная на Тегельском озере (близ Берлина), выстроенная в 1922 г. для заводов Борзига, представляет собой простое решение для внутренних водных путей. Глубина воды перед стеной изменяется в зависимости от горизонтов воды от 2 до 4 *м*. За шпунтовой стенкой толщиной в 10 *см* стоят две сжатые сваи с уклоном 10: 1 и 6,5: 1 и ряд стянутых с уклоном 3:1. Задний ряд сжатых свай и ряд растянутых свай скреплены общей насадкой при водоотливе за шпунтовой стенкой, а оба ряда сжатых свай соединены между собой круглым железом, оплетающим головы свай по способу, указанному на рис. 160. На такой свайной конструкции сооружена затем бетонная стена, которая заключает в себе головы свай, железное плетение и насадку. Железные части в бетоне, повидимому, не вполне предохранены, так как находятся в непосредственной близости к дереву и возможно влияние сырости; однако для устойчивости стены это не имеет никакого значения. Равным образом и работа сжатых свай не зависит от болтовых соединений между сваями и насадками, так как до тех пор, пока положение свай и насадок остается в бетоне неизменным, сохраняется и обусловленная устойчивость. Представляется целесообразным армировать бетон железными стержнями, заложенными в него вблизи голов свай и насадок.

У набережной, выстроенной в 1919 г. в Альтоне (рис. 161), сжатые и растянутые сваи соединены между собой продольными насадками и поперечными

НТБ УЭУНТ (ДГТУ)

схватками, и полученный таким образом ростверк сплошь окружен бетоном. С передней стороны стоит железная шпунтовая стенка, под прикрытием которой срублен свайный ростверк и произведена бетонная кладка. Бетон не обладает водонепроницаемостью, но конструкция ростверка заделана в нем достаточно прочно даже на случай, если скрепляющие болты проржавеют. Бетон уложен по опалубке, которая была прикреплена к сваям при помощи поперечных схваток и не была разобрана.

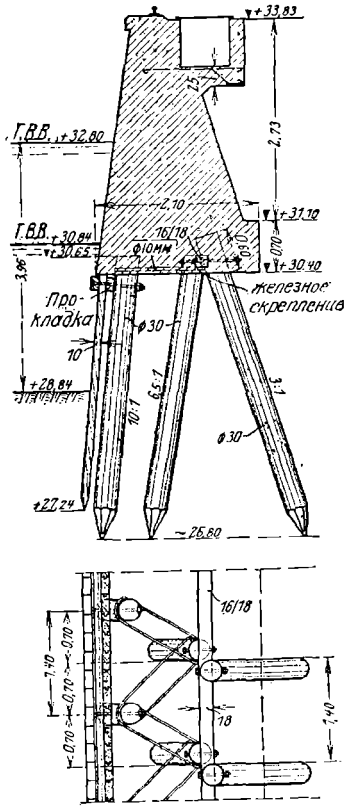


Рис. 160. Набережная заводов Борзига на Тегельском озере близ Берлина; построена в 1922 г.

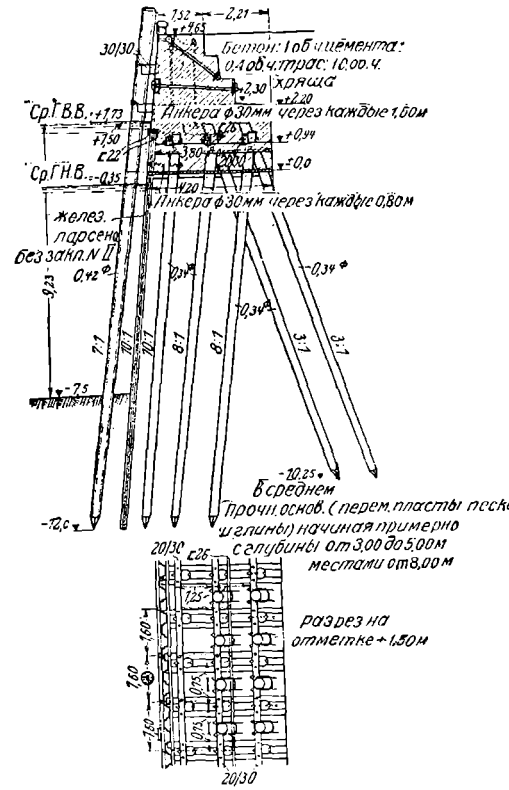


Рис. 161. Набережная Альтонской пристани; построена в 1919 г.

Сходную конструкцию представляет собой сооруженная в 1912—1915 гг. набережная Нордернейской гавани (рис. 162). Ростверк здесь сделан не из дерева, а из железа. Парные поперечные схватки сделаны из V-образного, а продольные соединительные части—из углового железа. Ниже этого железного ростверка бетон усилен сеткой из круглого железа, расположенного в продольном и поперечном направлениях. Самый бетон сделан водонепроницаемым. Вместо применепной в Альтоне железной шпунтовой стенки устроена железобетонная толщиной в 22 *см*. Стержни железной арматуры железобетонных шпунтин введены в окружающий железный ростверк бетон. С лицевой стороны набережная стенка облицована базальтом, а сверху гранитом.

При постройке в течение 1921—1922 гг. набережной Северной гавани в Киле (рис. 163) ограничивались соединением отдельных рядов свай при помощи парных поперечных схваток из V-образного железа. Сваи собраны в два различных ряда. В ряду первого рода (I) находится по одной сжатой свае и по две растянутых, в ряду второго рода (II)—по две сжатых сваи и одной растянутой. Ряды I и II отстоят друг от друга на 1 *м*; таким образом расстояние между сваями одного и того же ряда равно 2 *м*, и только в заднем ряду растянутых свай

оно составляет 1 *м*. Спереди свай стоит деревянная шпунтовая стенка, под прикрытием которой с водоотливом были прилажены железные парные схватки рядов и произведено бетонирование. Бетон не обладает водонепроницаемостью он армирован железом. Устройство арматуры видно из рисунка. Вблизи верхнего края бетонной стены расположена сетка из продольных и поперечных железных прутьев, которая прикреплена к V-образным схваткам свай посредством вертикальных хомутов, охватывающих эти схватки сверху. Передняя сторона стены набережной в местах расположения перед нею пловучих кранцев облицована клинкером. В остальных частях лицевая сторона и верх стены защищены только облицовочным бетоном.

Сооруженная в 1911—1913 гг. в гавани № II в Бремене[1] набережная (рис. 164) имеет лишь отдельные, находящиеся на расстоянии 3 *м* друг от друга, работающие на растяжение сваи, которые должны были служить только для жесткости, употребленных при забивке подмостей, но сделались составной частью сооружения. Эта стенка представляет интерес как первая переходная ступень к сооруженной 13 лет спустя в той же гавани набережной, уже представленной выше на рис. 137. Расположение свай в основных чертах такое же, как и у

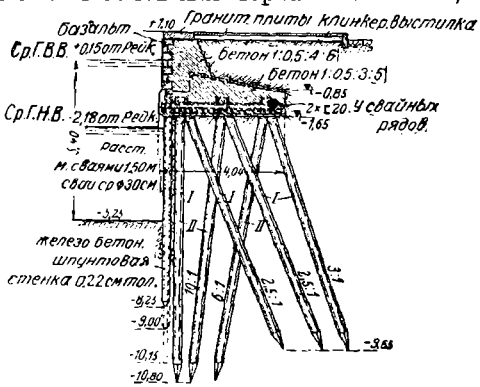


Рис. 162. Набережная Нордернейской гавани; построена в 1912—1915 гг.

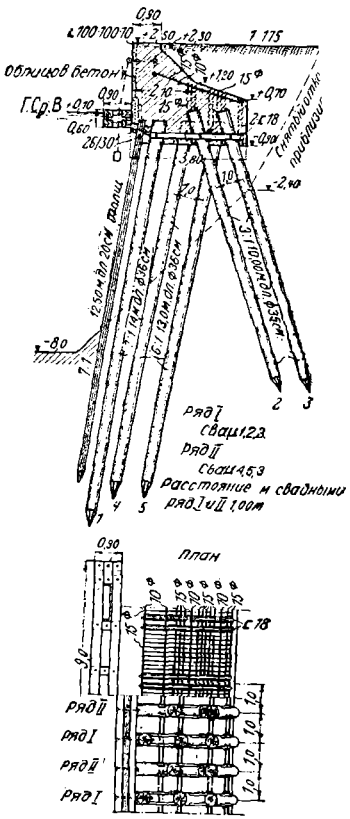


Рис. 163. Набережная Северной гавани в Киле; построена в 1921—1922 гг.

позднейшей стены, только расстояние между ними значительно больше; равным образом и устройство ростверка одинаково. Передняя часть бетонной стены предназначена главным образом для вертикальных нагрузок, а задняя принимает на себя давление земли и служит анкером для закрепления стены. Передняя часть поддерживается двумя рядами вертикальных свай, из которых передние таким же образом, как и в набережных в Куксгафене (рис. 143) или Стокгольме (рис. 144), заделаны в бетонной вертикальной стенке толщиной в 1,20 *м*, образованной путем погружения бетона в воду между шпунтовыми рядами. Эта стенка не предохраняет сваи от действия деревоточащего червя (хотя она и была бы пригодна для этой цели), так как в Бремене такого червя не водится, а дает плотное и надежное ограждение мелкого песчаного грунта, в котором расположена набережная и который образует заполнение с задней стороны. Сваи обоих перед-

[1] Ср. **F. W. O. Schulze**, Seehafenbau («Сооружение морских гаваней»), т. II, стр. 218, рис. 265, Берлин 1913; «Jahrb. der Hafenbautechn. Gesellsch.», т. II, 1926, стр. 218, рис. 53, Берлин 1928.

РГУПС (ДИТ)

ших вертикальных рядов находятся на незначительном расстоянии друг от друга, 0,50 *м*; также часто расположены они и в переднем наклонном ряду сжатых свай, между тем как в обоих задних рядах расстояние между сваями вдвое больше. Головы растянутых свай удерживаются в своем положении прикрепленными к ним прутьями круглого железа. Верхние концы шпунтовых стенок и свайные головы соединены между собой продольными и поперечными стержнями круглого железа. Эти стержни запущены на 10 *см* в головы свай и прикреплены к ним зажимными планками. Вся конструкция ростверка находится в бетоне, но так как железо касается дерева свай, то оно предохранено от действия ржавчины.

Следует обратить внимание на находящийся с задней стороны стены и доступный

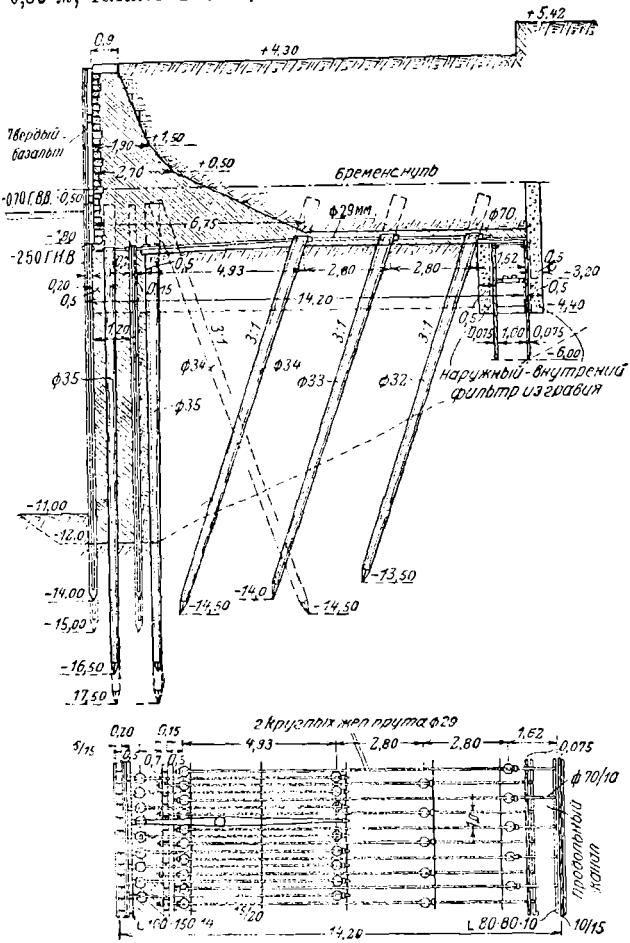


Рис. 164. Набережная гавани № II в Бремене; построена в 1911—1913 гг.

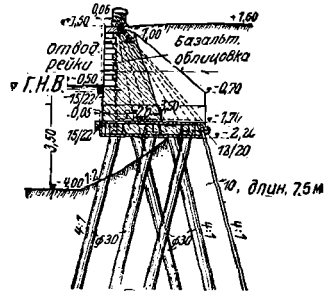


Рис. 165. Набережная Амстердамской гавани; построена в 1926 г.

для прохода дренажный канал, устроенный в целях быстрого отвода воды из застенной засыпки; через каждые 400 *м* он соединяется посредством поперечных каналов с водами гавани. Стены канала образуются деревянными шпунтовыми стенками, в которых на небольших промежутках имеются вертикальные прозоры, закрытые сеткой цельнотянутого железа с фильтрами из гравия. Водоотводные устройства до сих пор еще действуют хорошо, как и у другой набережной, выстроенной аналогичным образом в том же бассейне гавани в течение 1901—1906 гг.

В набережной, изображенной на рис. 165 и сооруженной в 1926 г. в Амстердамской гавани к западу от Конгафена, совершенно отказались от соединения сжатых и растянутых свай посредством схваток или насадок и ограничились заделкой свай в армированный железом бетон, т. е. применили конструкцию, соответствующую принятой в Везермюнде. На рис. 165 можно видеть арматуру плиты нижней части бетонной стены, которая соединяет головы свай. Сжатые сваи заделаны в бетон на 20 *см*, между тем как срезанные наклонно головы растянутых свай входят в него на 0,90 и 0,45 *м*. Указанное на рисунке ребристое утолщение на задней стороне стены сделано только там, где имеются мертвые якоря.

в) Набережные на свайных козлах.

Под свайными козлами подразумеваются две забитые наклонно друг к другу сваи, которые расположены в одной плоскости и верхние концы которых неизменно связаны между собой. Свайные козлы состоят из одной сжатой сваи и одной растянутой; сжатая свая имеет наклон назад, а растянутая по большей части вперед; однако последняя может иметь и вертикальное направление, а в редких случаях бывает даже наклонена назад.

Самая известная конструкция с применением свайных козел — это обычная в Гамбурге набережная с так называемыми гамбургскими свайными козлами. Развитие гамбургских набережных подробно разобрано в статье Панума и Элерса в «Jahrbuch d. Hafenbautechn. Gesellsch., 1919, т. II (издание Boysen и Maasch, Гамбург 1920), в которой и можно найти все детали. Приводимые ниже примеры гамбургских набережных заимствованы из этой статьи.

В районе Гамбургской гавани поверхность укрепленных плотинами болотистых участков расположена приблизительно на уровне средних вод. Нижележащий грунт состоит из песка, верхний край которого лежит на глубине от 3,5 до 10,5 *м* ниже среднего уровня высоких вод; выше этого залегает суглинок, который прорезывается прослойками илистого грунта и растительных отложений. Сваи вообще легко поддаются забивке в верхние слои и стоят в большинстве случаев прочно, если входят на 3—4 *м* в песчаный грунт. Длина свай обычно соразмеряется с положением песчаного грунта. Высота прилива равна около 2 *м*. Конструкция набережных различна в зависимости от того, производятся ли работы без водоотлива, в промежутках времени между отливом и приливом, или же насухо с водоотливом; предпочтение отдается по возможности второму способу. Различие в конструкции набережных сводится главным образом к высоте расположения ростверка. Дерево во всяком случае должно располагаться ниже границы гниения, которая находится на 0,65 *м* выше среднего уровня низких вод или на 1,35 *м* ниже среднего уровня высоких вод. Для стены, сооружаемой с водоотливом, свайный ростверк располагается таким образом, чтобы верхняя поверхность дощатого настила приходилась на 0,25 *м* ниже среднего уровня низких вод. Эта высота оказалась на практике наиболее выгодной в экономическом отношении, если принять в соображение, что, с одной стороны, целесообразно придавать надводной части поддерживающих стену свай возможно меньшую длину, но что, с другой стороны, слишком низкое положение ростверка увеличивает расходы по земляным работам и по производству водоотлива. У стены, сооружаемой во время отливов, ростверк располагают на такой высоте, какую только допускает граница гниения дерева с тем, чтобы в период низкого стояния воды иметь в своем распоряжении как можно больше времени для срубки ростверка. Верхняя поверхность дощатого настила располагается в этом случае на 0,50 *м* выше среднего уровня низких вод или на 0,15 *м* ниже границы гниения.

Только у набережных, расположенных на Эльбе, устроена шпунтовая стенка с передней стороны. Эта стенка предохраняет сваи от ледохода; у всех других набережных шпунт сделан только с задней стороны. Откос под ростверком поднимается между сваями до задней шпунтовой стенки. Ростверк первоначально устраивался с наклоном назад для устойчивости лежащего на нем массива стены; в стенах позднейшей конструкции ростверк располагается горизонтально, так как производство плотничных работ в этом случае проще, и опасность сдвига вследствие значительной ширины ростверка устраняется.

Первоначально и в Гамбурге набережные строились только на сжатых сваях. При постройке набережных в гавани Вильгельма в течение 1898—1900 гг. впервые применены **свайные козлы**. Для устройства последних выработался на основании разнообразных опытных исследований совершенно определенный тип конструкции. Сжатая и растянутая сваи соединяются между собой посредством дубового вкладыша и железного хомута, охва-

КИБИТ (ДГТ)

тывающего головы обеих свай. В растянутой свае делается вырубка, в которую и заходит сжатая свая. Дубовый вкладыш расположен таким образом, что его работающие на сжатие плоскости, прилегающие к той и другой свае, имеют одинаковые размеры; вкладышу придано несколько клинообразное очертание так, чтобы его можно было подтянуть после насадки железного хомута. Такого рода хомута охватывают обе сваи и после соединения нагоняется на них в горячем состоянии, чтобы охватить совершенно плотно. Положение его должно быть по возможности перпендикулярно к направлению сжатой сваи. Хомут находится над дубовым клином, который в свою очередь расположен выше дощатого настила ростверка; таким образом свайные козлы проходят через ростверк. Сваи не соединяются вместе посредством болтов потому, что болт слишком легко изгибается и вдавливается в дерево, но свайные козлы соединяются со схватками расположенной позади них шпунтовой стенки посредством болта, который проходит под клином и должен еще проходить в месте соприкосновения обеих свай, т. е. не должен выступать из дерева в промежутке между сваями козел. Уклону обеих свай козла поставлен предел в том отношении, что поверхность соприкосновения свай должна иметь длину, достаточную для помещения охватывающего свайные козлы хомута перпендикулярно сжатой свае, затем клина под ними и наконец болта для соединения со шпунтовой стенкой. Выяснилось, что при вертикальном положении растянутой сваи сжатая не должна быть направлена более полого чем 2,5 : 1; растянутая же свая с уклоном 7 : 1 допускает для сжатой сваи уклон не более чем 4 : 1.

Положение свайных козел в ростверке сначала подвергалось изменениям: так как они могут воспринимать горизонтальные усилия в тем большей степени, чем больше их вертикальная нагрузка, то целесообразно располагать их по возможности под значительно загруженным передним краем стены. Наоборот, помещение свайных козел непосредственно перед задней шпунтовой стенкой имеет то преимущество, что тогда действующие на шпунтовую стенку горизонтальные силы давления земли передаются непосредственно на свайные козлы, а не на расположенные перед козлами отдельные сваи, которые в таком случае могли бы быть использованы полностью для поддержания ростверка и массива стены. Так как сверх того сопряжение верха шпунтовой стенки с верхом свайных козел может быть сделано особенно удобным образом, расположение свайных козел непосредственно перед задней шпунтовой стенкой стало обычным явлением.

Делались попытки в целях уменьшения ширины стены забить задний шпунтовый ряд с наклоном, но от этого снова отказались ввиду того, что устройство свайных козел с вертикально расположенными растянутыми сваями является более выгодным. Характерной особенностью для современной «гамбургской набережной» является поэтому горизонтальный помост ростверка, расположенный над открыто стоящими сваями, с примыкающей с задней стороны стенкой, которая поддерживается свайными козлами, состоящими из вертикальной сваи, работающей на растяжение, и наклонной сваи с уклоном 2,5 : 1, работающей на сжатие. Употребляемые для свайных козел сваи не должны иметь в диаметре в среднем более 45 *см*, так как в противном случае возвышение верхней части козел над дощатым настилом становится слишком большим.

Пределом наибольшей допустимой свободной высоты для задней шпунтовой стенки в Гамбурге принимается 5 *м*. При этом предполагается, что подводный откос земли между сваями имеет уклон 1 : 3. Из этой величины допускаемой свободной высоты шпунтовой стенки, величины уклона откоса под водой и в соответствии с предположенной глубиной гавани получается ширина свайного ростверка.

Тело стены над ростверком делается из трамбованного бетона состава 1 : 6 до 1 : 8; бетон не обладает водонепроницаемостью. Передняя сторона стены может быть облицована клинкером или, что лучше, базальтовыми плитками. Через каждые 48 *м* устроены зубчатые температурные швы.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

На рис. 166 изображена набережная в Гамбурге, построенная с водоотливом в 1906—1907 гг., а на рис. 167—сооруженная в 1911—1912 гг. во время отливов стена у Росгефта в Эммергольцгафене. Обе стены разнятся между собой только высотой расположения ростверка. В одной плоскости со свайными козлами расположены три сжатых сваи с уклоном 10 1. Между этими рядами, которые находятся на взаимном расстоянии в 1,50 *м*, стоят две других сжатых сваи с уклоном 2,5 : 1. В той же плоскости расположена сверх того еще одна вспомогательная вертикальная свая меньших размеров, которая предназначена только для того, чтобы обеспечивать стену от опрокидывания назад во время производства постройки до тех пор, пока не сделана еще задняя засыпка.

На рис. 168 изображена набережная, сооруженная в 1906 г. на Эльбе перед газовым заводом «Грасбрук»; она служит примером конструкции со

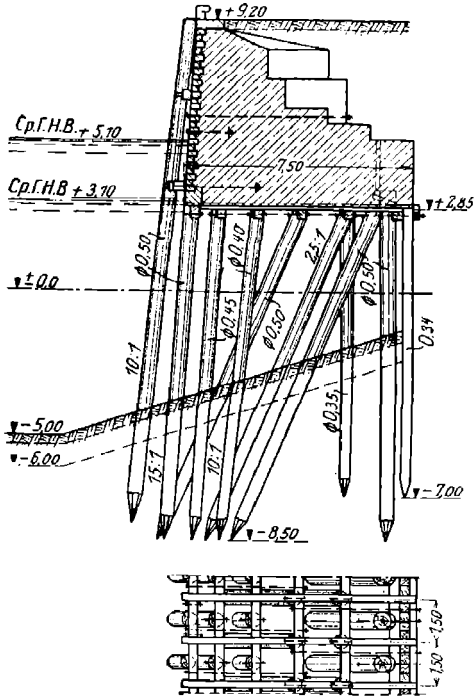


Рис. 166. Набережная в Гамбурге; построена в 1906—1907 гг.

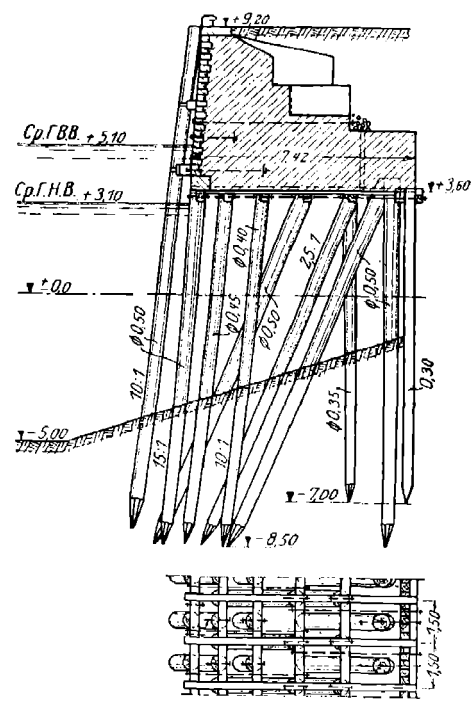


Рис. 167. Набережная гавани Эллергольц в Гамбурге; построена в 1911—1912 гг.

стоящим впереди шпунтовым рядом. Ввиду сравнительно небольшой глубины воды стена имеет меньшую ширину и снабжена значительно меньшим числом свай, чем обе предыдущие.

Наконец на рис. 169 воспроизведена набережная, сооруженная с водоотливом в 1913 г. на штеттинском берегу гавани Сдера в Гамбурге. Она представляет собой пример более новой конструкции и отличается от набережных на рис. 166 и 167 значительно большей шириной ростверка при одинаковом числе свай. Уширение необходимо потому, что стена позднее должна быть приспособлена для большей глубины воды (около 12 *м* на расстоянии 3 *м* от отбойного бруса). Как это ясно само собой, уширение имеет то преимущество, что направления свай в грунте менее пересекаются между собой, грунт не так уплотняется и уменьшается опасность повреждения свай при их забивке.

У всех четырех набережных стен (рис. 166—169) расстояние между рядами свай 1,50 *м*; при этом свайные козлы и передние сваи, имеющие бо-

чее крутой уклон (от 15 1 до 10 : 1), расположены в одном ряду; в промежутках стоят более пологие промежуточные сваи с уклоном 2,5 : 1. Наклонные сваи одного и того же ряда расставлены впереди на меньших расстояниях друг от друга в соответствии с более значительной действующей на них нагрузкой от массива стены. Расстояние между двумя сваями в поперечном направлении колеблется от 0,90 до 2,25 *м*. Все без исключения наклонные сваи примыкают к продольным насадкам, поверх которых врублены вполдерева поперечины. Для гамбургских конструкций характерно устройство этих поперечин, которые здесь заменяют обычно применяемые повсеместно парные схватки. Преимущество в расположении поперечин над продольными насадками заключается в том, что при производстве работ в промежутках между отливом и приливом постановка парных схваток, расположенных под продольными насадками, сопряжена с большой затратой времени и денежных средств.

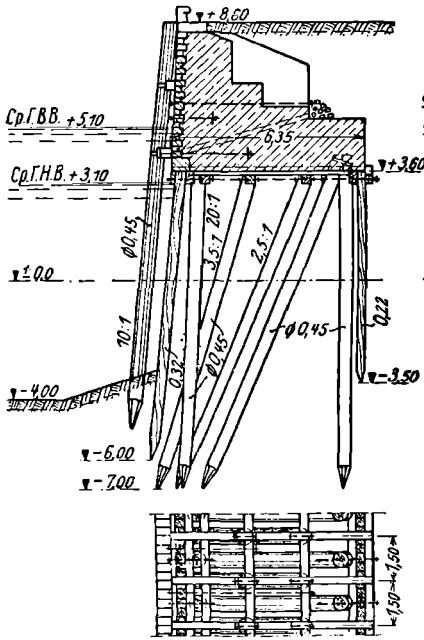


Рис. 168. Набережная на Нордерэльбе перед газовым заводом Грассбрук в Гамбурге; построена во время отливов в 1906 г.

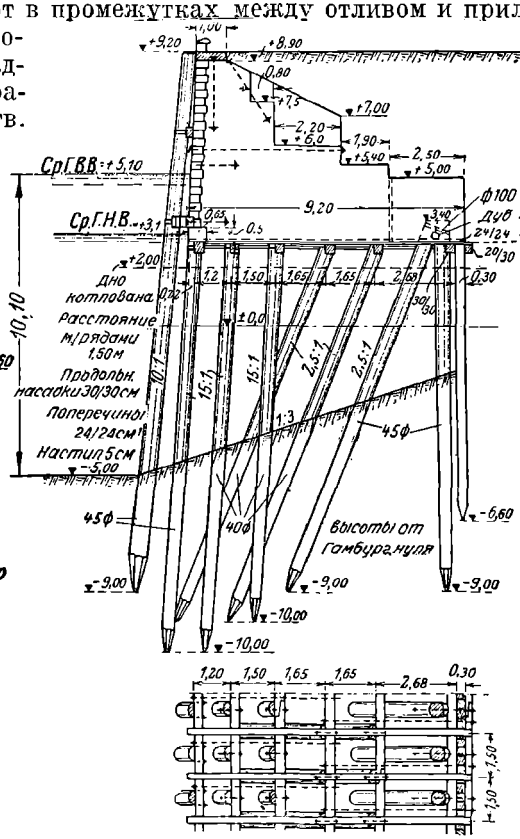


Рис. 169. Набережная на Штеттинском берегу в гавани Одера в Гамбурге; построена в 1913 г. с водоотливом.

Продольные насадки делаются для гамбургских набережных большей частью размерами 30 × 30 *см*, а поперечины 24 × 24 *см*. Поперечины во всех случаях располагаются посредине между козлами и продолжаются за пределы парных схваток заднего шпунтового ряда. Передняя схватка шпунтовой стенки врубается в растянутую сваю козел и в большинстве случаев делается размерами от 30 × 30 до 35 × 30 *см*; задняя схватка имеет большей частью размеры 20 × 30 *см*. Передняя продольная насадка обыкновенно бывает толще других, размерами 30 × 35 *см*; часто ее делают из дуба. Между поперечинами укладывается настил из досок толщиной 5 *см*. Продольные насадки скреплены друг с другом анкерами из круглого железа, которые проходят рядом с поперечинами через середину продольных насадок и при том обычно не в одном направлении, а в двух, пересекающихся у средней продольной насадки. Преимущество подобного разделения направлений анкеров заключается в том, что при таком устройстве облегчается их уста-

УДТ (ДГТ)

новка на место. Прочность отдельных деревянных сопряжений обеспечивается обильными болтовыми соединениями. В качестве характерной особенности следует указать на то, что сжатая свая, стоящая впереди всех других, скрепляется с продольной насадкой не болтом, а посредством хомута, состоящего из полосового железа размером 100×12 *мм*, с приваренными с обеих сторон болтами толщиной в 42 *мм*. Это соединение отличается особой крепостью, не ослабляет сваи и с передней стороны менее подвержено повреждениям, чем головка болта. Постоянно увеличивающаяся осадка морских судов привела к тому, что у набережных, выстроенных в Гамбурге после войны, полезные глубины воды еще больше, чем у набережных Штеттина. В гавани Вальтерсгоф[1] у набережной, сооруженной в 1927—1929 гг., глубина воды на 1 и 2 *м* больше; набережные сохраняют устойчивость и при дальнейшем углублении еще на 1 *м*. Полезная глубина воды ниже среднего уровня высоких вод после окончательного углубления составляет для Гризенвердерской пристани 12,10 *м*, а для набережной Бурхарда в гавани Вальтерсгоф—13,10 *м* (рис. 170)[2]. Ширина ростверка равна 12,50 *м*, а Штеттина 9,10 *м*, между тем как полезная глубина воды у них равна соответственно 13,10 и 10,10 *м*. Набережные Бурхарда имеют по одной лишней вертикальной свае (1,5:1) и наклонной (2,5:1), следовательно четыре вертикальных и четыре наклонных сваи, из которых последняя соединяется с пятой—вертикальной в гамбургские козлы. Эти козлы и четыре передних вертикальных сваи расположены в одном ряду, а три наклонных сваи в другом. Расстояние между рядами одного порядка составляет 1,80 *м* (у Штеттина—1,50 *м*). Стены выведены в огражденном со всех сторон котловане с водоотливом. При рубке деревянного ростверка для Гризенвердерской стены, так же как и для набережной Бурхарда не придерживались уже строго гамбургского образца. Продольные насадки расположены только над четырьмя рядами передних вертикальных свай. Поперек продольных насадок врублены к ним вполдерева короткие поперечины, между которыми уложен поперечный дощатый настил; наклонные сваи охватываются парными поперечными схватками, по которым дощатый настил уложен в продольном направлении. Парные поперечные схватки лежат на той же высоте, как и поперечины; концы поперечин вдвинуты между концами парных схваток. Дощатый настил расположен вследствие этого в передней части стены ниже, чем в задней. Наклонные сваи не соединены между собой насадками в продольном направлении, их головы выступают и заходят в бетон. Последний непосредственно над настилом армирован круглым железом и железнодорожными рельсами. Бетон трамбованный, непроницаем для воды в нижней своей части, где помещена железная арматура. Стена облицована базальтом, а все ее ребра гранитом. Через каждые 45 *м* имеются температурные швы.

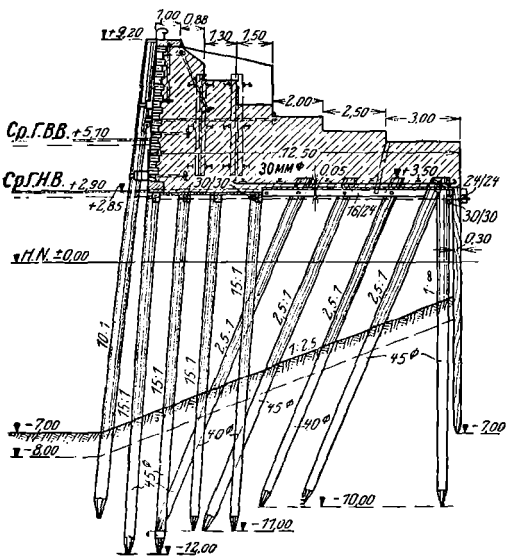


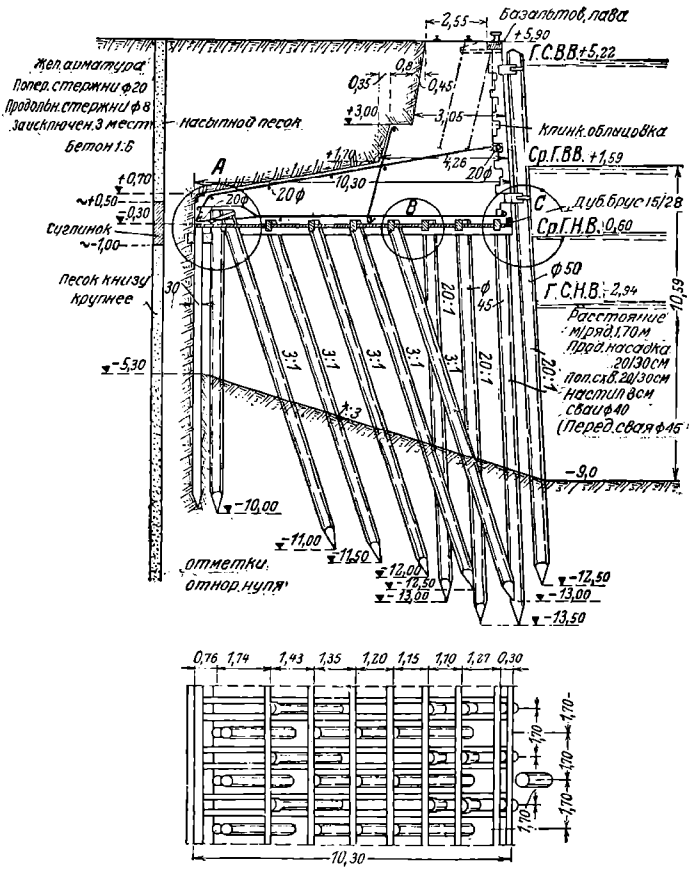
Рис. 170. Набережная Бурхарда в гавани Вальтерсгоф в Гамбурге; построена в 1927—1929 гг.

В Гамбургской гавани у Рейерштигской пристани в 1926 г. выстроена по гамбургскому образцу набережная для погрузки калийной руды (рис. 171).

[1] «Bautechnik», 1929, стр. 761 и сл.
[2] Там же, стр. 770, рис. 25.

НВ УДУНТ (ДІІТ)

Она сооружена в огражденном со всех сторон котловане с водоотливом. Полезная глубина 10,59 *м* ниже среднего уровня высоких вод. Ростверк имеет ширину в 10,30 *м*; расстояние между свайными рядами составляет 1,50 *м*; наклонные сваи как расположенные в свайных козлах, так и отдельно стоящие имеют уклон 3 : 1, вместо принятого в Гамбурге уклона 2,5 : 1, так как при забивке более пологих свай можно было ожидать значительных затруднений в крупном гравии нижних слоев основания. Точно так же имеют более крутой уклон и передние сжатые сваи (20 : 1 вместо 15 : 1), так как стена должна воспринимать значительную вертикальную нагрузку. Вследствие этого потребовалось кроме свайных козел и трех передних более круто стоящих свай установить еще четыре наклонных сваи с уклоном 3 : 1. Сваи расположены таким образом, что три передние (с уклоном 20 : 1) находятся в одном ряду с задними.



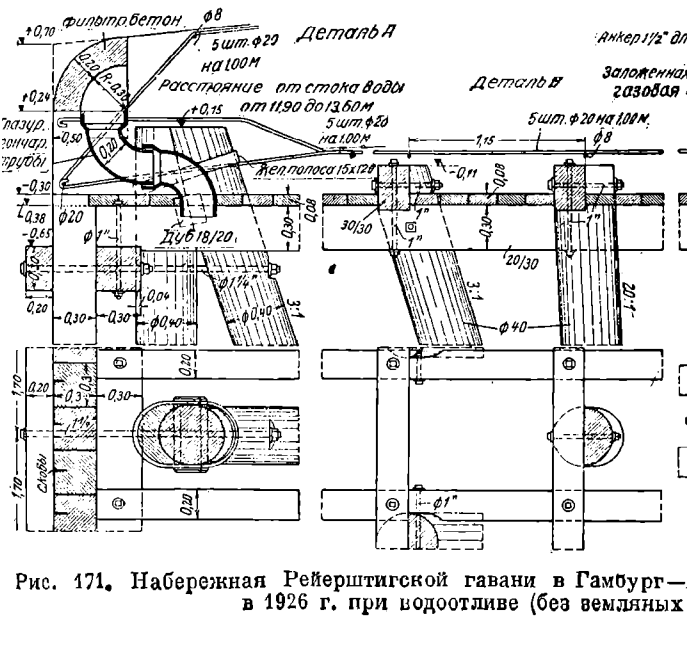


Рис. 171. Набережная Рейерштигской гавани в Гамбург—Вильгельмсбурге; построена в 1926 г. при водоотливе (без земляных работ).

УДУНТ (ДИТ)

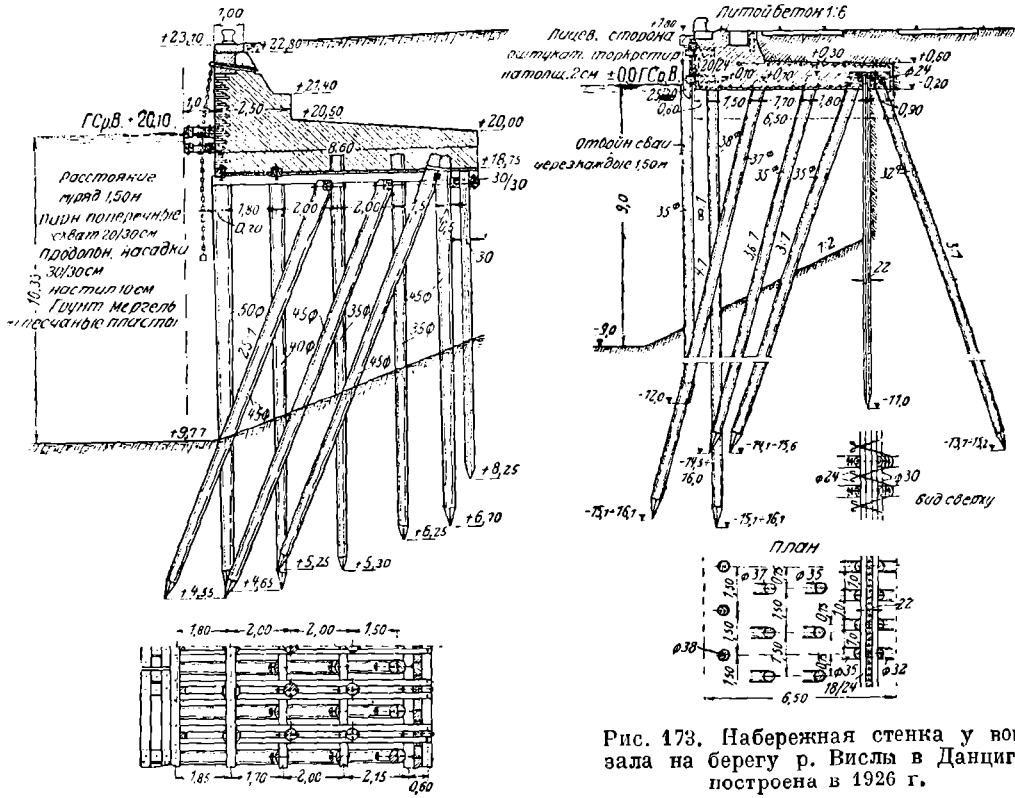


Рис. 173. Набережная стенка у вокзала на берегу р. Вислы в Данциге; построена в 1926 г.

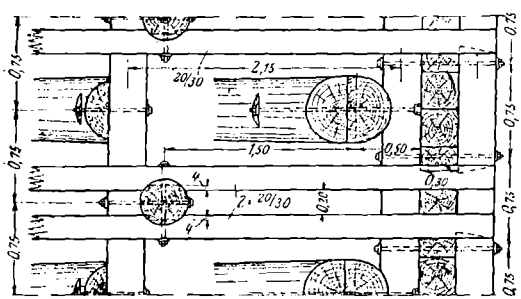


Рис. 172. Набережная у внутренней пристани в Гольтенау, канал Вильгельма, построена в 1912 –1913 гг.

наклонными (с уклоном 3:1), а свайные козлы и три остальных наклонных сваи (с уклоном 3 : 1) стоят в другом ряду. Все сваи (за исключением входящих в состав козел) примыкают к продольным насадкам размерами 20×30 *см*, под которыми расположены поперечные схватки, охватывающие три передних более крутых сваи и заднюю наклонную (с уклоном 3 :1) и лежащие на передней схватке шпунтовой стенки. Между продольными насадками уложен над поперечными схватками продольный дощатый настил толщиной 8 *см*. Передняя продольная насадка лежит на задней стороне самой передней сваи, а с передней ее стороны укреплен продольный дубовый брус размерами 15×28 *см* с таким расчетом, чтобы он поддерживал переднюю часть облицовки. Детали деревянных сопряжений усматриваются из рис. 171.

Свайные козлы имеют такую же конструкцию как и у гамбургских набережных. Бетон из гравия водонепроницаем и снабжен железной арматурой. Передняя сторона стенки предохранена от механических повреждений облицовкой из клинкера.

На рис. 172 изображена набережная длиной в 800 *м* внутренней пристани в Гольтенау на канале Вильгельма [1], выстроенная в 1912—1913 гг., набережная основана на очень тяжелом изобилующем валунами мергеле. При сооружении ее в первую очередь был выбран пловучей землечерпалкой ров в направлении лицевой стороны стены, так что грунт под водой принимал приблизительно такое положение, как это показано на рис. 172. Этот выбранный при помощи землечерпалки ров был снова отделен от канала и уровень воды в котловане понижен примерно на 1,50 *м*, после чего была произведена забивка свай насухо и проведены плотничные работы для связи их голов. В одном ряду помещаются по четыре вертикальных сваи, которые охватываются парными схватками, врубленными вполдерева с передней схваткой задней шпунтовой стенки. Между этими свайными рядами расположены гамбургские козлы и в одной плоскости с ними две наклонных сваи, забитых с уклоном 2,5 : 1. Свайные козлы в точности сделаны по гамбургскому образцу. Наклонные сваи образуют вместе с соответствующими им обеими задними вертикальными сваями несомкнутые свайные козлы, расположенные в том же порядке, как и в набережных Киля, изображенных на рис. 158 и 159; вертикальные сваи сконструированы для работы на растяжение; относящиеся к ним насадки, к которым примыкают и наклонные сваи, расположены над поперечными схватками. Продольные насадки работающих только на сжатие обеих передних вертикальных свай лежат над поперечными схватками. По этим схваткам настлан в продольном направлении дощатый настил толщиной 10 *см*. Бетонная стенка имеет такую же конструкцию, как и в гамбургских набережных, только ввиду менее значительной высоты она не столь массивна. Свайная стенка, ограждающая сооружение с задней стороны, имеет толщину 30 *см* и поэтому не сделана в шпунт, а состоит из ряда стоящих вплотную друг к другу свай.

Своеобразное соединение свайных козел в набережной на рис. 173, выстроенной 1926 г. у расположенного на берегу р. Вислы вокзала в г. Данциге. В данном случае задняя деревянная шпунтовая стенка поддерживается с обеих сторон сваями, работающими на растяжение и сжатие. Эти сваи примыкают к парным схваткам шпунтовой стенки и таким образом соединены в расположенные на расстоянии 1 *м* друг от друга свайные козлы. Кроме того стена опирается на передний ряд вертикальных свай, расположенных на расстоянии 1,50 *м* друг от друга, а также на два ряда забитых сзади наклонных свай, находящихся в одной плоскости посредине между вертикальными сваями. Головы свай и свайных козел, а также и верхние части шпунтовой стенки охватываются плитой из литого бетона состава 1 : 6 с большим количеством железной арматуры; толщина плиты увеличивается наружу с 0,80 до 0,90 *м* и на переднюю ее часть опирается бетонная ограждающая стенка. Стена не облицована, но с передней стороны оштукатурена слоем в 2 *см* путем торкретирования. Из рисунка видно, каким образом пытались защитить прочными железными хомутами бетонную плиту, единство которой было нарушено шпунтовой стенкой и головами свайных козел. Недостатком этой конструкции является то, что проходящие через шпунтовую стенку и головы свай горизонтальные болты, а также соприкасающиеся с растянутой сваей железные прутья арматуры не обеспечены от ржавчины в тех местах, где они расположены в дереве или вблизи от него. Более удовлетворительного решения вопроса можно было бы по всей вероятности достигнуть, если бы снабдить шпунтовую стенку между сваями на уровне нижнего края бетонной плиты хотя бы местами чехлом и усилить бетон под деревянными схватками шпунтовой стенки сильной железной арматурой.

Подобные же свайные козлы в соединении с шпунтовой стенкой были применены в 1923 г. для постройки набережной у доков в Амстердаме

[1] «Zeitschr. f. Bauwesen», 1923, стр. 211, рис. 40.

УДИТ (ДІПТ)

(рис. 174a). Здесь однако шпунтовая стенка вообще не соединена со сваями, а срезана на уровне нижней поверхности бетона. Головы свай входят на 0,40 *м* или соответственно 0,30 *м* в бетон, который в этих местах снабжен прочной арматурой, а вблизи голов свай в виде спирали, как и в Везермюндеской конструкции. Полезная глубина воды у набережной равна лишь 2,40 *м*, поэтому последняя состоит только из двух рядов свай, соединенных между собой в козлы, и из шпунтового ряда; сверх того она заанкерована через каждые 6 *м* железобетонными анкерными балками, из которых каждая охватывает головы двух наклонных свай. На протяжении другой своей части (рис. 174b) набережная сконструирована иначе в том отношении, что шпунтовая стенка не стоит вертикально между свайными козлами, а расположена на задней

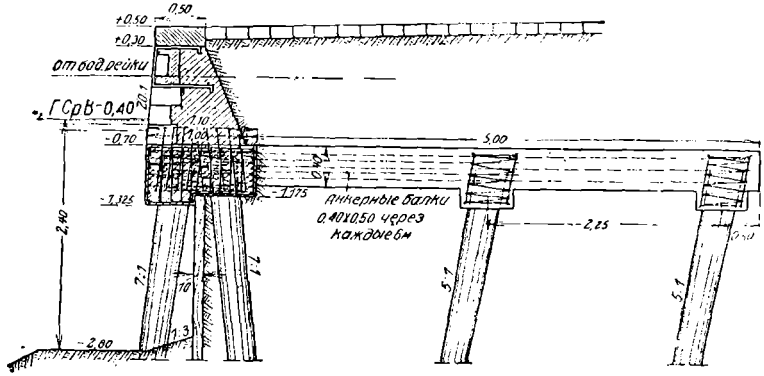


Рис. 174a. Третий участок.

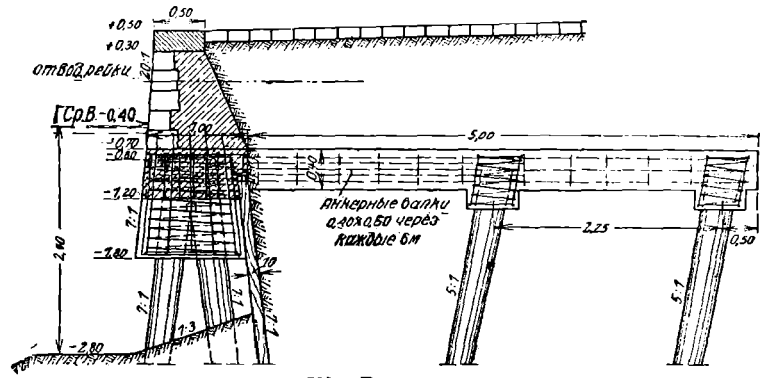


Рис. 174b. Второй участок.

Рис 174a—b. Набережная у доков в Амстердаме. Построена в 1923 г.

их стороне с тем же уклоном, как и растянутые сваи. Сваи заходят здесь в бетон значительно дальше, а именно на 1 *м*; они скреплены друг с другом при помощи дубового вкладыша и удерживаются в этом положении посредством арматуры бетона, собранной в виде корзины над головами козел. Укрепление стены анкерами сделано таким же образом, как и в описанной выше ее части.

2. НАБЕРЕЖНЫЕ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА.

а) Переход от дерева к железобетону и простейшее устройство железобетонных набережных.

В качестве своеобразного примера попытки приспособления железобетонных конструкций к постройке набережных следует указать прежде всего на выстроенную в 1918 г. в Мангейме набережную аэродрома для гидропланов в Бор-

НБ УГЛУМТ (ДГТ)

куме (рис. 175)[1]. Стена имеет 610 *м* длины. Железобетонная конструкция была выбрана потому, что хотели собрать стену по возможности из готовых

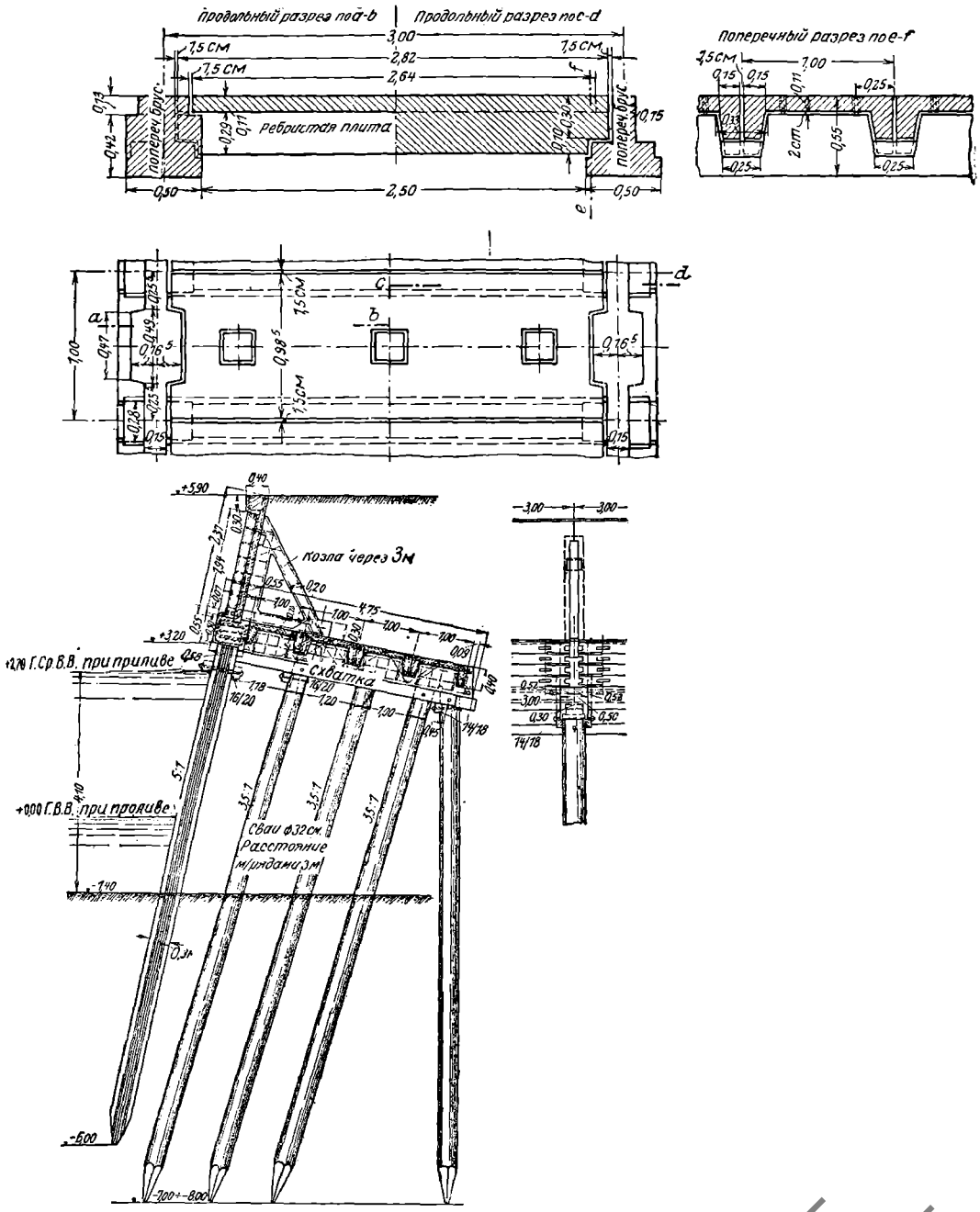


Рис. 175. Набережная аэродрома для гидропланов в Боркуме; построена в 1918 г.

отдельных частей, как это было сделано для описанных выше железо-бетонных больверков в Танге, на канале Льеж-Маастрихт и в Нейсе (рис. 57—62).

[1] «Beton und Eisen», 1925, стр. 155 и сл., рис. 5—8.

НБ УДИНТ (ДІІТ)

Только таким путем оказалось возможным построить расположенную у открытого моря стену, да еще при неблагоприятных атмосферных условиях зимнего времени и обойтись при этом на месте производства работ минимальным количеством квалифицированной рабочей силы. Работа производилась во время войны с особой спешностью; при других условиях по всей вероятности был бы выбран иной способ решения задачи.

Набережная состоит из подпорной стенки, имеющей форму треугольника; передняя сторона ее покоится на шпунтовой стенке из железобетона, а задняя на деревянных сваях. Железобетонная шпунтовая стенка предохраняет расположенные за нею сваи от деревоточащего червя. Сваи расположены рядами в расстоянии 3 *м* друг от друга; каждый ряд составляется из одной расположенной с задней стороны стены вертикальной сваи и из трех стоящих впереди ее наклонных, забитых с уклоном 3,5 1. Головы свай охватываются

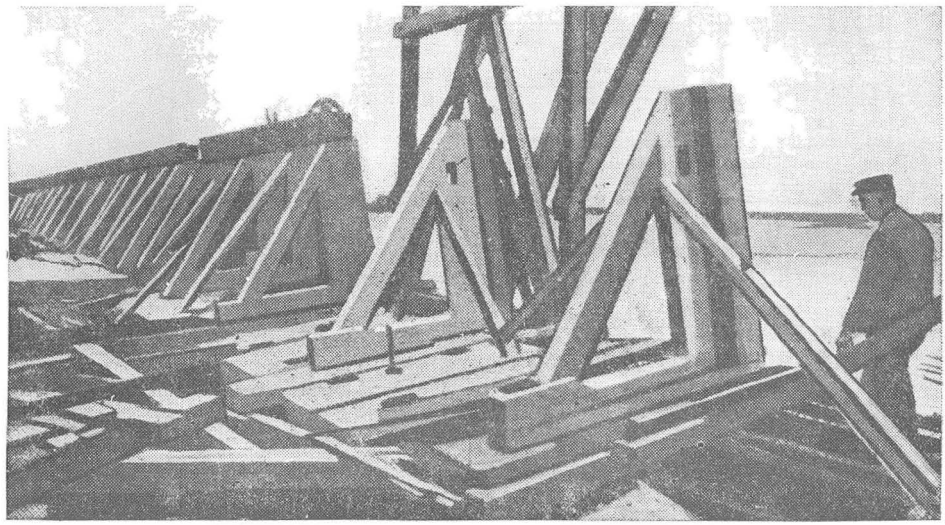


Рис. 176. Набережная аэродрома для гидропланов в Боркуме; сборка верхней части.

парными схватками. Над верхними краями этих схваток выступают короткие обделанные в виде шипов верхние концы свай. На эти шипы насажены поддерживающие железобетонную плиту поперечные насадки из железобетона.

Верх шпунтовой стенки укреплен прочной продольной насадкой, которая забетонирована на месте работ. После укладки поперечных насадок на шипы деревянных свай между ними были помещены доставленные также в готовом виде ребристые плиты. Затем на передней стороне образованной таким образом плиты были установлены треугольные рамы, которые должны были поддерживать переднюю ограждающую стену. Рамы входят при помощи железных болтов в продольную насадку передней шпунтовой стенки; бетонирование этой насадки производилось после установки треугольных рам, когда предназначенная для нее железная арматура была уже уложена ранее поперечных насадок.

Продольная насадка соединялась с поперечными при помощи железных прутьев; они выступали спереди из доставленных в готовом виде поперечных насадок и загибались в продольную насадку. На рис. 176 изображено положение работ непосредственно перед установкой опалубки для изготовления продольной насадки.

Треугольные рамы имеют с передней стороны выступы, на которые опираются стенные плиты. Последние прижимаются к выступам посредством

НБ УДУНТ (ДНТ)

клиньев, проходящих через выемки в рамах. Установленные между рамами стенные плиты имеют в виде завершения сверху крепкий продольный брус, который проходит над рамами (рис. 176).

Плита ростверка имеет наклон к задней стороне против сдвига треугольной подпорной стенки. Из железобетонных частей на месте работ бетонировалась только продольная насадка, все остальные части изготовлялись фабричным способом на строительном дворе предприятия в Мангейме и морским путем доставлялись на место работ.

Простейший пример береговых ограждений, построенных исключительно из железобетона, представляет изображенный на рис. 177 путь для крана

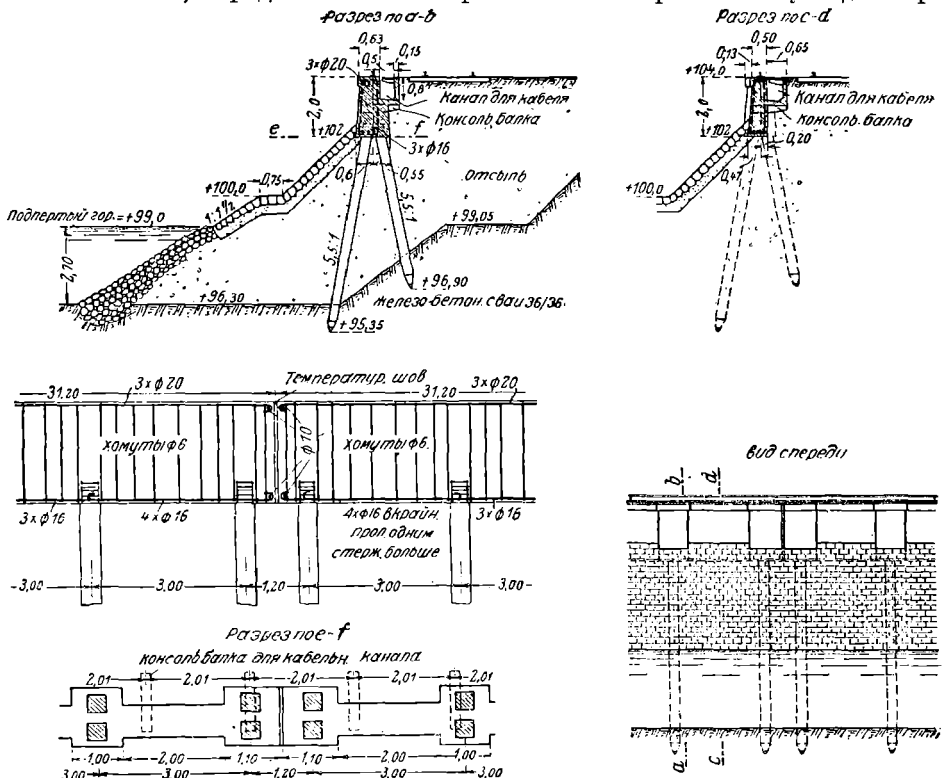


Рис. 177. Путь для крана на береговом ограждении гавани Ганау; построен в 1923 г.

на пристани в Ганау[1], сооруженный в 1923 г. Путь расположен на двух рядах наклонных друг к другу свай. Сваи забиты всего около 1 *м* в нетронутый грунт, он засыпан землей на полную свою высоту, причем бетон с их голов сбит до нижнего края насадки, поддерживающей путь крана, а обнажившиеся концы железных прутьев заделаны в бетон насадки.

Подобную же простую конструкцию представляет собой выстроенная в течение 1905—1907 гг. набережная таможенной пристани в Дюссельдорфе[2]. Она является одним из первых примеров сооружения набережных на железобетонных сваях (рис. 178). С передней стороны набережной расположена железобетонная шпунтовая стенка, доведенная примерно до уровня средних вод. Позади шпунтовой стенки на расстоянии 1,50 *м* друг от друга стоит ряд вертикальных свай; между ними на вдвое меньших расстояниях забиты наклонные с уклоном $2^1/_4 : 1$. Шпунтовая стенка и оба ряда свай соединены между собой горизонтальной бетонной плитой толщиной 0,90 *м*, причем бетон с верх-

[1] «Bautechnik», 1915, стр. 13.
[2] «Zeitschr. f. Bauw.», 1907, стр. 549 и Атлас, лист 67, рис. 11.

УДУТ (ДІІТ)

них концов шпунтовых пластин и голов свай обит до нижнего края плиты, и освобожденные прутья железной арматуры заделаны в плиту. На этой железобетонной плите расположена облицованная спереди подпорная стенка которая с задней стороны имеет выступающую часть для разгрузки земляного давления. Бетон изготовлен в пропорциях, указанных на рис. 178.

б) Железобетонные набережные по типу деревянного свайного ростверка.

Железобетонные набережные строились вначале, а иногда продолжают строиться еще и в настоящее время подобно набережным на деревянном ростверке, без использования особых преимуществ железобетонных конструкций.

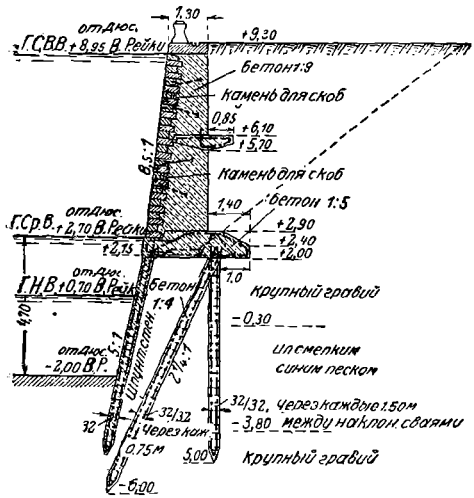


Рис. 178. Набережная таможенной пристани в Дюссельдорфе; построена в 1905—1907 гг.

Примером этому может служить изображенная на рис. 179 набережная стена в военном порту Багия-Бланка в Аргентине [1], выстроенная точно так же, как и набережная гавани II в Бремене (рис. 164). Если бы в данном случае были применены сваи из дерева, то устройство стены было бы совершенно такое же. Выбор конструкции был обусловлен грунтом основания. Полезная глубина воды у набережной около 13,70 *м* ниже среднего уровня высоких вод и 10,70 *м* ниже среднего уровня низких вод. Приблизительно на 2 *м* ниже дна гавани начинается довольно твердый пемзовый туф, в который сваи не могли быть забиты. Над туфом до высоты указанного на рис. 179 дна гавани залегает песок. Поэтому первоначально предполагалось устроить массивную стену прямо на туфе. Примененный в действительности способ оказался значительно дешевле. Он состоит в том, что с передней стороны стены на расстояниях в 2,25 *м*, считая между серединами, забиты железные ларсеновские шпунтовые стенки, между которыми путем погружения в воду сделана бетонная завеса; перед укладкой бетона в нижний грунт основания для жесткости были забиты между стенками с промежутками в 2 *м* балки с широкими полками системы Диффердинга. Балки и железные стенки входят на глубину 1,20 *м* в пемзовый туф. Позади завесы из бетона забиты в песчаный грунт наклонные железобетонные сваи, которые постепенно меняют свой уклон с 15 : 1 до 3 : 1 по направлению к задней стороне стены. С этой же стороны расположена железобетонная шпунтовая стенка высотой 7 *м*. Железобетонные сваи соединены между собой посредством такой же горизонтальной железобетонной плиты толщиной 0,70 *м*, примыкающей к плите, расположенной над бетонной завесой и снабженной выносом в заднюю сторону; на этой последней стоит передняя ограждающая стена, соединенная с нею посредством ребер. Верхние части железных стенок и балок жесткости в бетонной завесе соединяются с плитой ростверка посредством железной арматуры. Железобетонные работы производились во время отлива; относительно устроенной посредством погружения в воду бетонной завесы имеется опасение, что бетон со временем может подвергнуться разрушению под действием морской воды и раздвинет железные стенки в разные стороны.

Пример набережной в пристани для внутреннего судоходства приведен на рис. 180, на котором изображены набережные пристани Ганау, выстроенные в 1922—1923 гг. Нижний грунт основания состоит из гравия, частью в

[1] «Jahrbuch der Hafenbautechn. Gesellschaft», 1919, том II, стр., 137, Гамбург 1920.

НВ УДУНТ (ДИИТ)

значительной степени и с валунами; на некоторых участках имеются также скалистые слои. Ввиду этого для устройства набережной были применены различные конструкции; там, где гравий не представлял серьезных препятствий для забивки, устраивалась с передней стороны железобетонная шпунтовая стенка (рис. 180a); в тех местах, где ожидались затруднения при забивке этой стенки, она устраивалась с задней стороны, притом такой же толщины, но значительно меньшей высоты (рис. 180b); там, где оказывалось невозможным безукоризненным образом забить и эту менее высокую стенку (рис. 180c), от забивки шпунта совершенно отказывались. Облицованная тесаным камнем

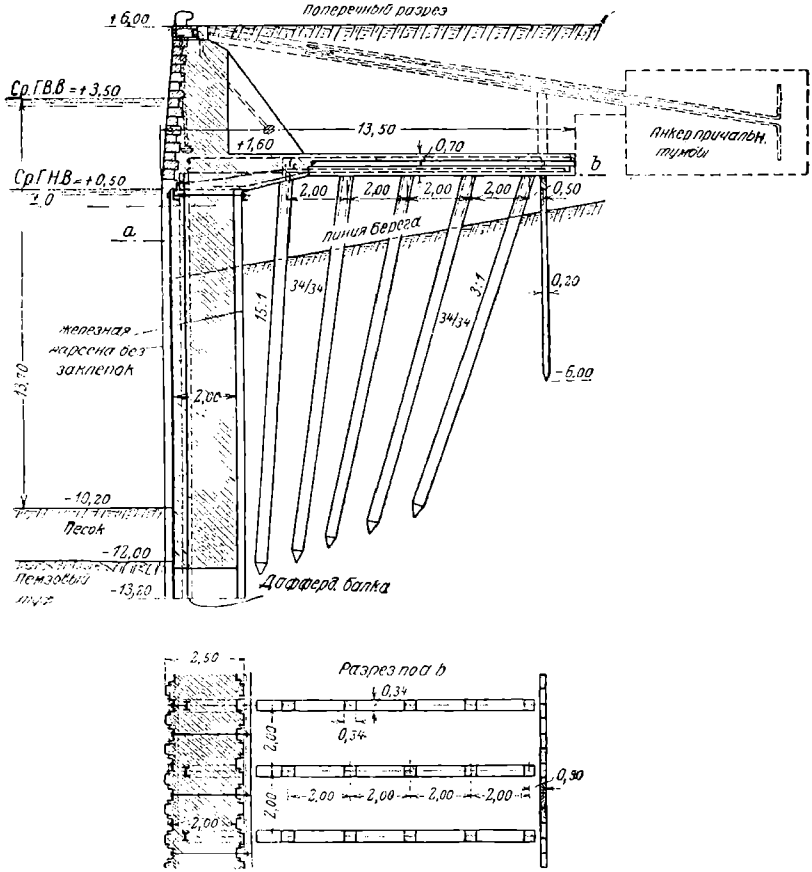


Рис. 179. Набережная военного порта Багия Бланка (Аргентина); построена в 1912—1916 гг.

стена набережной выведена на горизонтальной плите 0,85 *м* толщины, опирающейся на три ряда свай. Сваи расположены открыто в откосе, причем передний свайный ряд предохранен от действия ледохода посредством бетонного свеса, спускающегося на 0,50 *м* ниже плиты под стеной. В случае без шпунтовых стенок позади заднего ряда свай уложен железобетонный брус, доходящий до глубины 0,80 *м* ниже плиты под стеной; он предназначен для обеспечения целости откоса. Способ укладки арматуры при всех трех конструкциях один и тот же и схематично показан на рис. 180c. В итоге устройство набережной ничем не отличается от случая с применением деревянных свай, не считая того, что при применении дерева плита под стеной должна была бы быть расположена ниже в соответствии с средним уровнем низких вод.

Пример набережной для глубины воды в 9,50 *м*, с заменой железобетонных свай без особых затруднений деревянными, представлен на рис. 181.

НЕ УДУНТ (ДНТ)

набережной в Тернейцене[1]. Все сваи имеют одинаковое направление с уклоном 10 1, за исключением наклонной сваи, которая поддерживает заднюю железобетонную шпунтовую стенку и забита с уклоном $2^1/_4 : 1$.

Подобным же образом устроена в 1928—1929 гг. набережная на южном берегу гавани в Гарбург-Вильгельмсбурге (рис. 182). Грунт основания состоит здесь из песка и гравия, над которыми залегают пласты глинистого

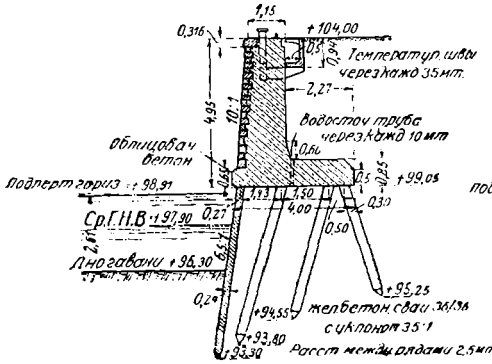


Рис. 180a. Гравелистое основание набережной.

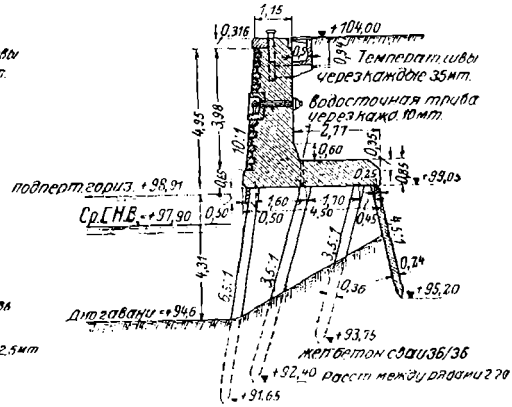


Рис. 180b. Основание—гравий с камнем.

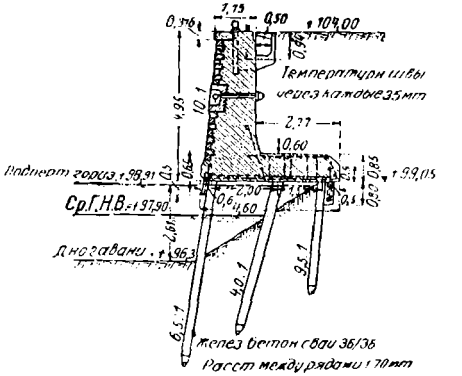


Рис. 180c. Каменистый грунт основания.
Рис. 180 a—c. Набережная пристани Ганау; построена в 1922—1923 гг.

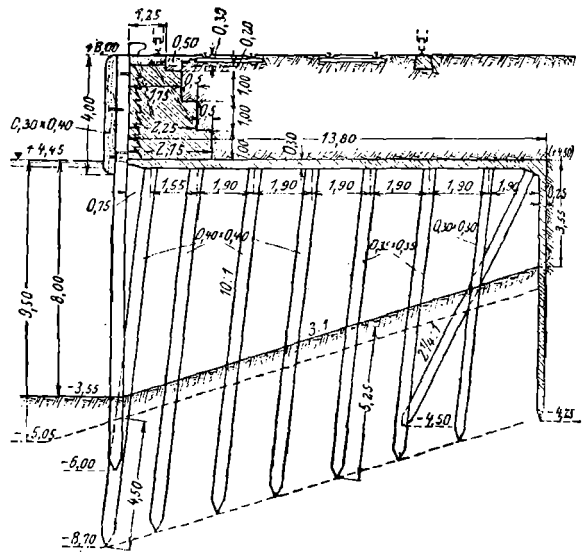


Рис. 181. Набережная в Тернейцене; построена в 1922—1923 гг.

и илистого грунта. Ниже будущего дна гавани расположены слои гравия, которые частично настолько перемешаны с галькой, что приходилось считаться с возможностью затруднений при забивке свай, так как не было уверенности в том, что проектной глубины забивки свай можно будет достигнуть исключительно посредством подмыва, а с точки зрения повышения сопротивления свай представляется желательным добивать сваи в грунте после погружения их подмывом. Поэтому более длинные сваи (до слоя гальки) устанавливались вертикально. Применение наклонных свай представляет ту опасность, что свая, всегда прогибающаяся под влиянием своего собственного веса, в случае, если ее конец встречает сильное сопротивление под ударом бабы, будет настолько изгибаться, что мо-

[1] «Engineering», 20, июль 1923, стр. 74, рис. 1; «Bauingenieur», 1924, стр. 216 и сл., рис. 1.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

жет разрушиться; как показывает опыт; эта опасность при вертикальных сваях бывает значительно меньше, кроме того при избранном расположении свай можно избежать захождения свай за сваю и значительного уплотнения грунта, всегда затрудняющего забивку.

Ввиду этого пять свай, расположенных спереди набережной, имеют вертикальное направление, а обе, стоящих за ними, забиты с небольшим сравнительно уклоном 10 : 1; остальные сваи, не доходящие уже до слоев гальки, стоят с уклоном 4 : 1. Последним придан более значительный уклон потому, что они пред-

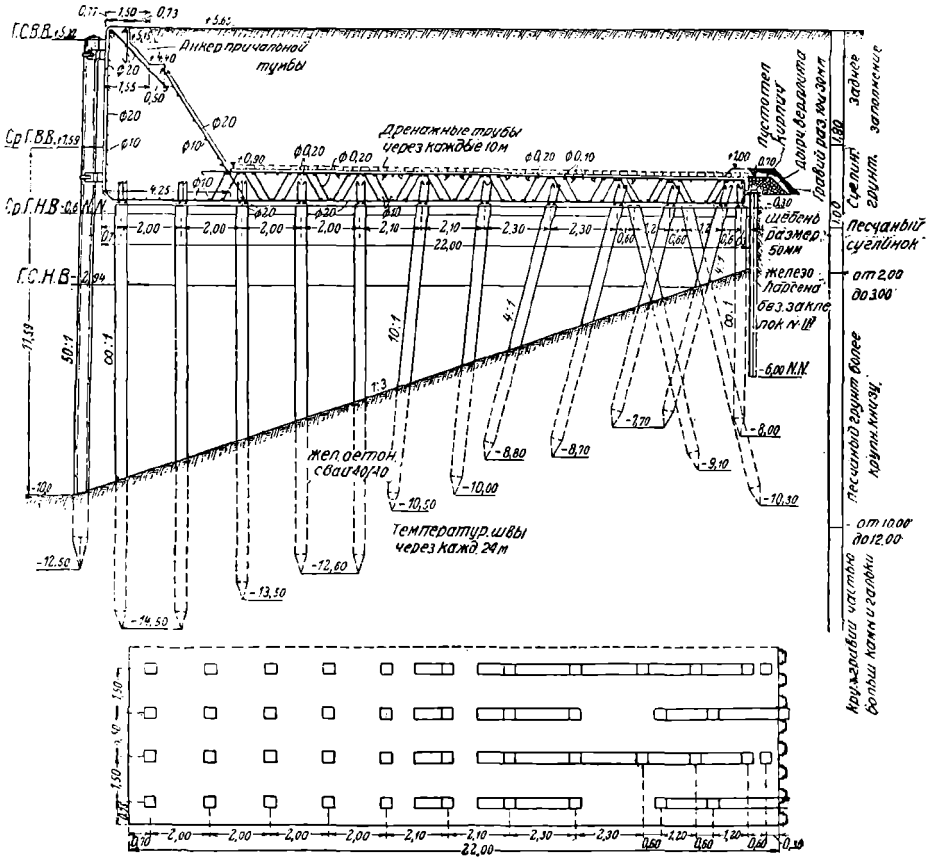


Рис. 182. Набережная южного берега гавани в Гарбург-Вильгельмсбурге; постройка в 1928—1929 гг.

назначены для воспринятия действующего на стену горизонтального усилия от сдвига. У заднего конца плиты находится железная шпунтовая стенка.

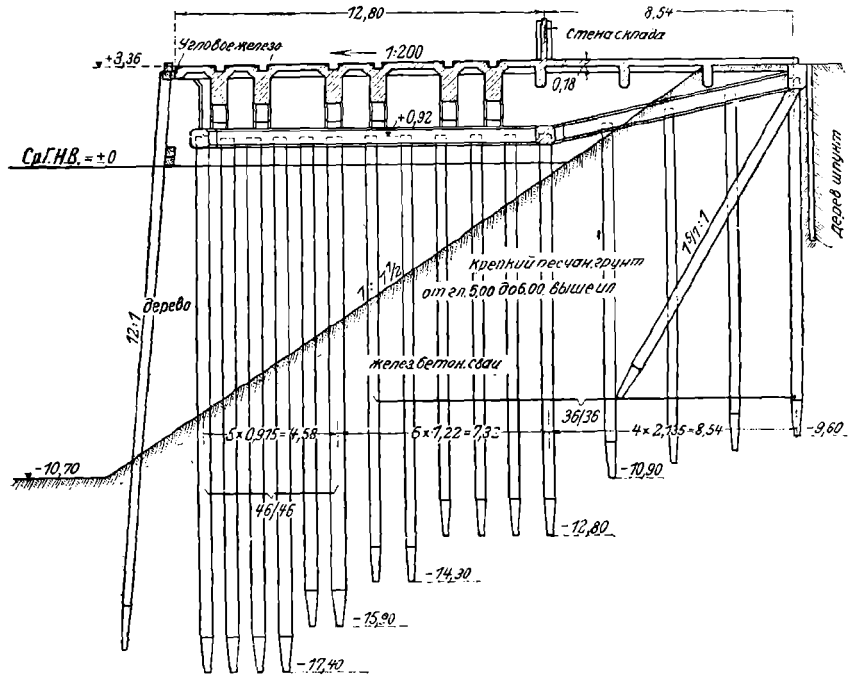
Расстояние между рядами свай—1,50 *м*; ряды, находящиеся сзади, образуются попеременно то тремя последними наклонными сжатыми сваями вместе с вертикальной сваей, стоящей вплотную у заднего края плиты, то обеими наклонными сваями, работающими на растяжение. Таким образом последние три наклонные сжатые сваи, задняя вертикальная и обе наклонные, работающие на растяжение, повторяются в продольном направлении стены только через каждые 3 *м*. Задняя вертикальная свая поддерживает плиту ростверка во время твердения бетона (перед производством засыпки с задней стороны стены) и предупреждает появление добавочных напряжений.

Ширина плиты ростверка—22 *м*, ввиду чего стена приближается к подлежащей рассмотрению в дальнейшем береговой стенке в виде надстройки на откосе. Горизонтальные силы давления земли воспринимаются задними сравнительно короткими наклонными сваями и притом рядом со стенкой, которая также воспринимает это давление. Передняя часть стены должна поэтому пере-

НВ УЭЛУНТ (ДПТ)

давать только вертикальную нагрузку на отвесные сваи. Вследствие этого статика стены является особенно благоприятной и может быть ясно учтена.

Плита свайного ростверка имеет спереди толщину 1,20 *м*, а сзади—1,00 *м*; спереди на ней расположена ограждающая стена высотой 4,50 *м*, а дальнейшее пространство засыпано песком; водоотводящие устройства показаны на рис. 182. Плита и ограждающая стена сделаны из водонепроницаемого ли-



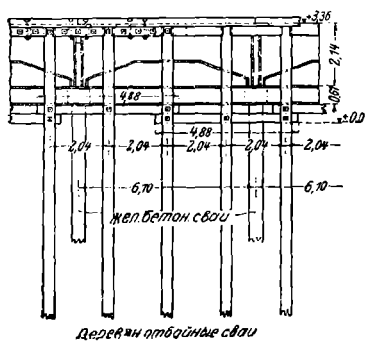


Рис. 183. Набережная причального мола № 2 гавани Мобиле (Алабама, САСШ); построена в 1927 г.

того бетона; железные части везде покрыты 10 *см* бетона. Через каждые 24 *м* оставлены температурные швы, в которых массивы стены примыкают друг к другу по зубчатой линии для того, чтобы толчки судов и натяжения тросов воспринимались на большом протяжении.

Переход к конструктивной форме «надстроенного откоса» представляет собой также и выстроенная в 1927 г. набережная причального мола № 2 (рис. 183) в гавани Мобиле (Мексиканский залив в САСШ). Свайные ряды находятся здесь на расстоянии 6,10 *м* друг от друга и охватываются значительными по размерам поперечными железобетонными насадками, которые в передней части стены шириной 14,80 *м* расположены горизонтально, а в задней—шириной 8,54 *м*—с подъемом назад. Эти поперечные насадки соединены спереди, сзади и в месте перелома продольными железобетонными брусьями. На образованные таким путем горизонтальные, а в части стены находящиеся сзади слегка наклонные рамы опирается небольшая по высоте надстройка из железобетона, которая при помощи продольных прогонов поддерживает платформу для пола, расположенного на набережной депо и устроенного с наклоном въезда к последнему; из указанных прогонов шесть особенно прочных уложены под рельсами трех проходящих вдоль въезда железнодорожных путей.

НТБ УАЖТ (ДІІТ)

Все сваи имеют вертикальное направление за исключением одной только наклонной, поддерживающей задний продольный брус; на этот брус опирается расположенная с задней стороны стены деревянная шпунтовая стенка высотой 6 *м*. Длина свай изменяется в зависимости от грунтовых условий основания.

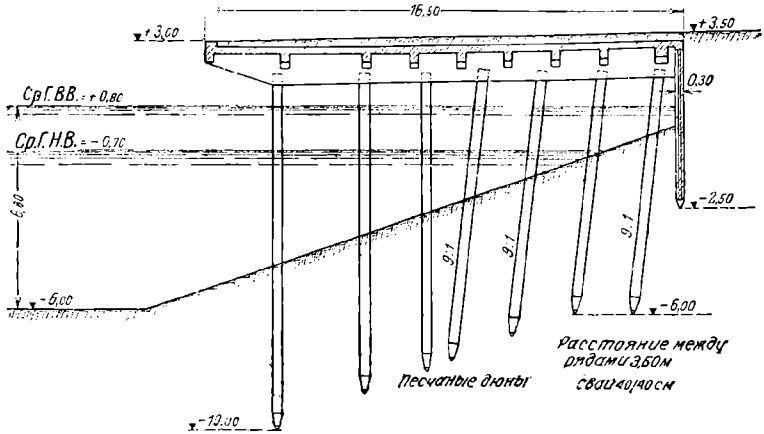
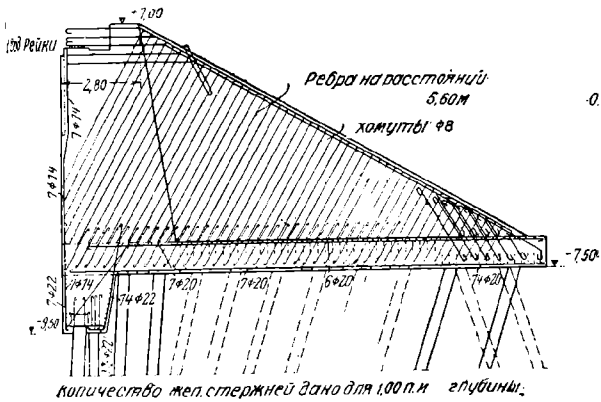


Рис. 184. Набережная рыболовной пристани в Имуйдене; построена в 1915 г.

Сходную конструкцию имеет набережная рыболовной пристани в Имуйден [1] (рис. 184), выстроенная в 1915 г. Свайные ряды, расположенные на расстоянии 3,5 *м* друг от друга, охватываются поперечными балками, между



которыми уложено в распор перекрытие из ребристых плит. С задней стороны стены находится железобетонная шпунтовая стенка высотой 5,5 *м*.

Большие размеры имеет стена камеры [2] большого морского шлюза в Имуйдене (рис. 185), выстроенная в течение 1925—1927 гг. в условиях понижения уровня грунтовых вод. Полезная глубина воды равна здесь 14,50 *м*. Так как шлюз в то же время должен служить и в качестве «очистительного» шлюза для очистки бассейна от песка, то с передней стороны стены расположен шпунтовый ряд из железобетона, что-

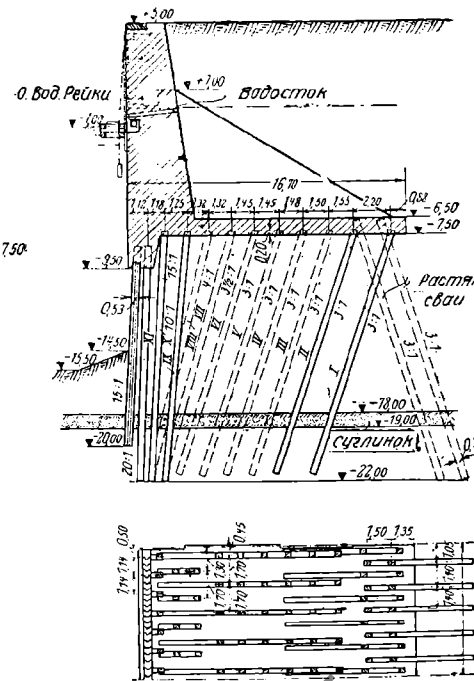


Рис. 185. Камерная стена большого морского шлюза в Имуйдене; построена в 1925—1927 гг.

[1] Bautechn. Mitt. der Firma Butzer, 1927; стр. 19, рис. 13; «De Ingenieur», 1924, стр. 508.

[2] «De Ingenieur», 1924, стр. 768 и 774, рис. 24 и 34; «Bautechnik», 1925, стр. 59, рис. 6.

УЛУНТ (ДІІТ)

бы получить совершенно непроницаемое ограждение. Этому придавалось особое значение, так как засыпка с задней стороны состояла из самого мелкого дюнного песка, и в случае малейшей неплотности немедленно появились бы вымоины в засыпке. Зазоры между пазами и гребнями залиты цементным раствором.

Три передние свайные ряда идут с уклоном 20 1, 15 1 и 10 : 1; все остальные сваи расположены более полого, а именно четвертый и пятый ряды имеют уклоны 4 1 и $3^1/_2$: 1, а остальные 3 1. Расположенные посредине стены шесть сжатых свай (обозначенные на рис. 185 *III—VIII*) находятся в одной плоскости при расстоянии между рядами 1,70 *м*. Посредине между ними находятся сваи второго и третьего рядов, считая от передней стороны стены (*IX* и *X*), причем промежутки между рядами такие же; в самом переднем ряду расстояние между сваями составляет 1,14 *м*. Для двух самых задних сжатых свай (*I* и *II*) расстояние между рядами равно 1,40 *м*; посредине между ними стоят обе сваи, работающие на растяжение. В общем на 1 *пог. м* стены приходится 8,5 сваи.

Длина свай меняется от 14,00 до 16,35 *м*; сваи имеют прямоугольное поперечное сечение размерами 30×38 *см*. Толщина бетонного слоя над главными продольными прутьями железной арматуры 3,4 *см*, а над хомутами 2,6 *см*. Для свай употреблялся как портландский цемент с примесью трасса, так и доменно-шлаковый цемент. Все без исключения сваи забиты с одновременным применением подмыва; когда концы свай проникли через указанный на рис. 185—чрезвычайно твердый слой суглинка, применение подмыва было невозможно. Вес бабы равнялся 4 *т*, причем удары производились с небольшой высоты. Сваи не имеют башмаков, но нижний конец их срезан и сделан тупым, так как оказалось, что при таком устройстве они при прохождении через твердый слой суглинка могли быть лучше направлены. Забивка должна была производиться с крайней осторожностью. Вначале сваи с уклоном 3 1 неоднократно подвергались разрушению во время забивки, так как они провисали вследствие требуемого пологого уклона и собственного веса. Допустимая нагрузка на сваю принята: на растяжение 25 *т* и на сжатие 50 *т*.

Плита на сваях имеет толщину 1 *м*, а ширину в общем 16,70 *м*. С передней стороны для уменьшения высоты шпунтовой стенки под плитой опущена вниз завеса, которая опирается на железобетонную шпунтовую стенку и на передний ряд свай. На плите стоит передняя стена высотой 11,50 *м*; она соединена с горизонтальной плитой при помощи ребер через 5,60 *м*. Арматура ребер указана на рис. 185.

В стене через 23,8 *м* устроены температурные швы таким образом, что каждая отдельная часть стены ограничивается ребрами, между которыми проходят во всю высоту температурные швы. Швы сделаны зубчатыми и заделаны вплотную эластичной прокладкой толщиной 15 *мм*.

Подобную же конструкцию представляет выстроенная в 1928 г. набережная гавани Флиссинген[1] (рис. 186). Грунтовые условия основания здесь особенно тяжелы, они приведены на рис. 186. На глубине 20 *м*, так же как и в Имуйдене, находится твердый слой суглинка. Во избежание скольжения стены вперед вместе с этим слоем была сделана сперва попытка пропустить сваи через суглинок; однако пробная забивка обнаружила невозможность довести 20-*м* сваю до проектной глубины без повреждения, хотя забивка и производилась при помощи копров с весом бабы 5 *т*. Все вытащенные обратно пробные сваи обнаруживали трещины; у значительного числа из них нижние концы длиной 5 *м* застревали в суглинке, и свая отрывалась выше этого места вместе со всеми продольными железными прутьями арматуры. Конечно это не может служить доказательством наличия трещин перед испытанием на выдергивание; однако согласно опытным данным, полученным при забивке сравни-

[1] Bautechn. Mitt. der Firma Butzer, 1927, стр. 23, рис. 24; «De Ingenieur», 1928, вып. 36, стр. 223; «Bauingenieur», 1929, стр. 187.

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

тельно длинных наклонных свай в других местах, следует предположить, что и в данном случае не удалось загнать наклонные сваи без их повреждения.

Дальнейшее исследование слоя суглинка обнаружило, что угол трения был достаточен для удержания стены от скольжения, если ростверку придать достаточную ширину, ввиду чего плита сделана шириной в 23 *м*; на 1 *пог. м* стены приходится 10 свай. Горизонтальная нагрузка стены, определенная в 100 *т* на 1 *м* глубины, может быть воспринята одними сжатыми сваями. Оба задние ряда свай, работающих на растяжение, включены для большей безопасности. Все без исключения сваи забиты с уклоном 5:1; они имеют восьмиугольное сечение 40 *см*.

Передняя часть этой стены, так же как и у шлюзовой стены в Имуйдене, вылущена вниз в виде завесы для уменьшения высоты шпунтового ряда. Послед-

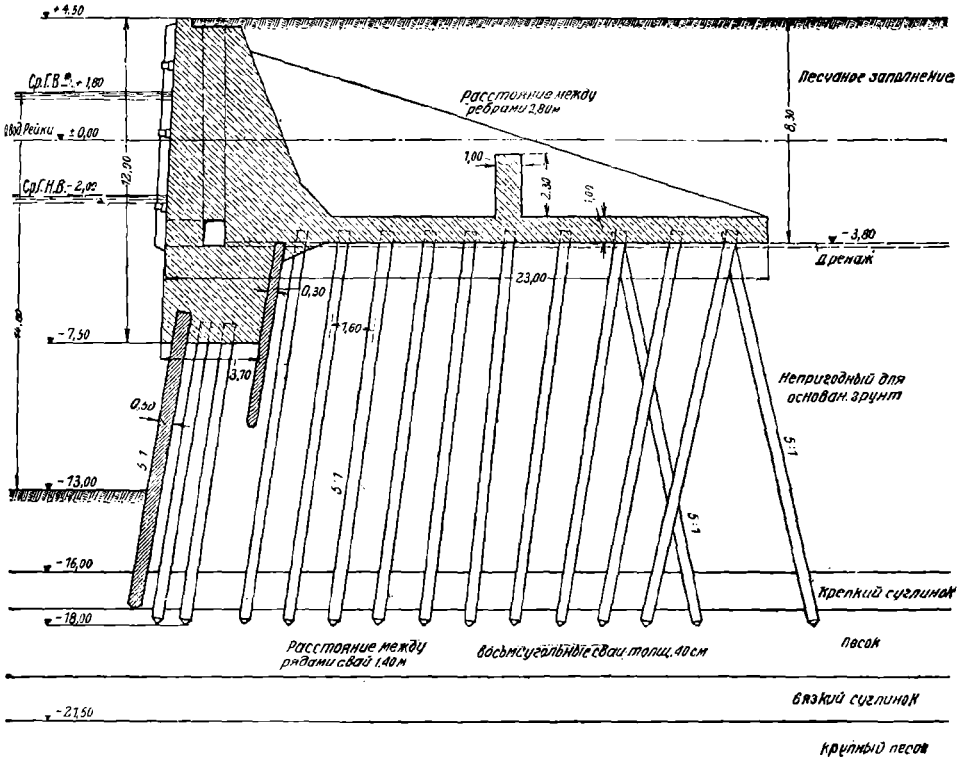


Рис. 186. Набережная гавани Флиссинген; построена в 1928 г.

ний имеет толщину 0,5 *м* ввиду того, что он, очевидно, представляет большую опору для стены, чем сваи; его верхняя часть сперва была заключена в завесу стены с сохранением за ней возможности движений. Лишь после полной отсыпки заполнения за стену промежуток между стеной и шпунтовым рядом был залит бетоном. Для устройства завесы и бетонной плиты уровень грунтовых вод был понижен до нижнего края завесы при помощи перемычки и шпунтовой стенки, расположенной позади завесы.

Плита ростверка толщиной 1 *м* соединяется с передней ограждающей стеной при помощи ребер толщиной 0,50 *м*, расположенных на расстояниях 2,80 *м*; высота стены над верхней поверхностью плиты составляет 7,30 *м*. Стена с плитой и ребрами сделана из литого бетона; температурные швы расположены через каждые 23,40 *м*.

Наклонные сваи, длиной 15 *м*, погружены до указанного на рис. 186 верхнего слоя суглинка при посредстве подмыва; в помощь подмыву, в особенности на протяжении последних 3—4 *м*, имела место забивка. Через слой суглинка сваи проходили только под действием забивки точно так же и в песчаный грунт.

НЕБ УЗАКНТ (ДИТ)

расположенный ниже суглинка, они загонялись исключительно забивкой и входили в него на глубину 0,50 *м*. Для облегчения сохранения ими надлежащего направления сваи снабжены тупыми башмаками; применение последних казалось более целесообразным, чем избранная для устройства шлюзовой стены в Имуйдене конструкция без башмаков.

При постройке в 1921 г. набережной доменных заводов в Имуйдене[1] (рис. 187) плита ростверка сделана меньшей ширины, сваи вертикаль-

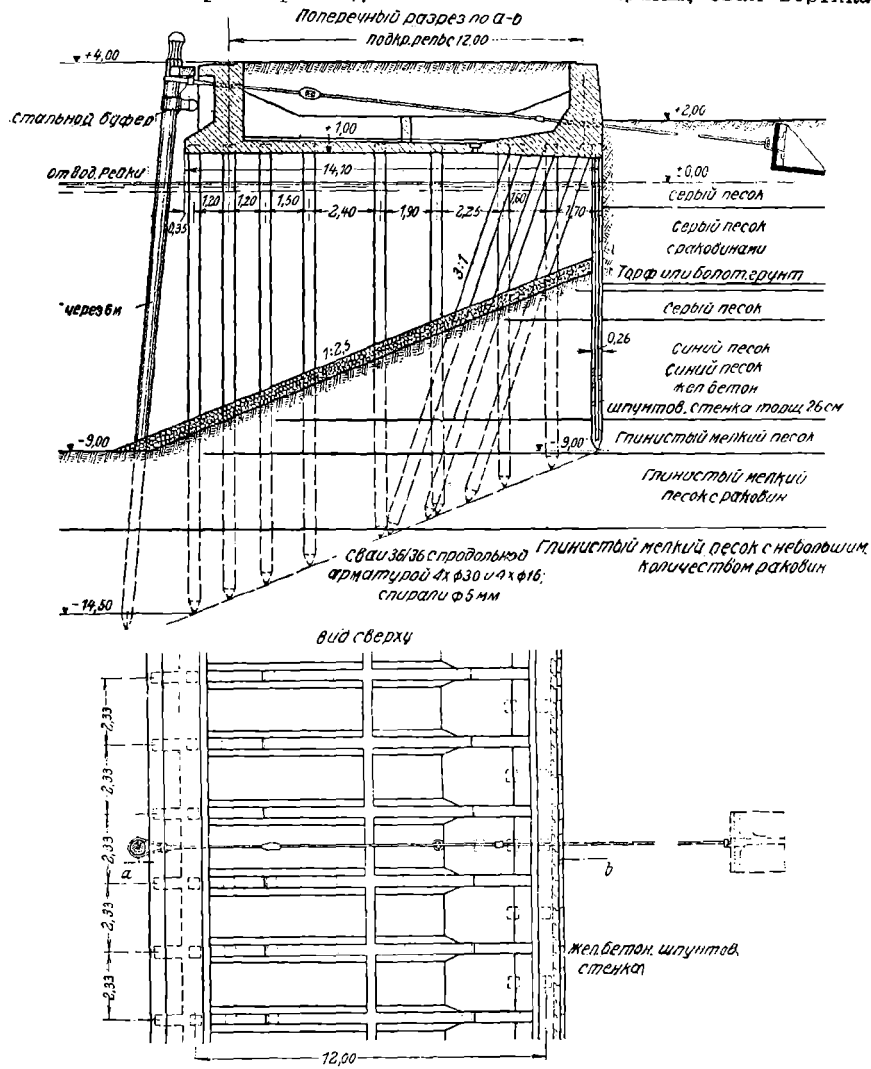


Рис. 187. Набережная доменных заводов в Имуйдене; построена в 1921 г.

ные, а действующая на верхнюю часть стены и на задний шпунтовый ряд горизонтальная сила передана на расположенные впереди шпунтового ряда три наклонные сваи с уклоном 3 : 1. Набережная расположена перед складом руды и испытывает на себе помимо давления крана и подвижного состава полезную нагрузку 4 $т/м^2$. Так как оба крановые пути находятся на расстоянии 12 *м* друг от друга, как показано на рис. 187, плита ростверка соединена с продольными стенками для крановых путей таким образом, что образовалось железобетонное корыто. Продольные стенки этого корыта расперты для жесткости поперечными связями через промежутки в

[1] «Bauingenieur», 1924, стр. 407; Bautechn. Mitt. der Firma Butzer, Dortmund 1925, стр. 47.

НТБ УДИИТ (ДИИТ)

2,33 *м*. Задняя шпунтовая стенка из железобетона высотой 10,50 *м* и толщиной 26 *см*. Сваи 36 × 36 *см* забиты с применением подмыва. В целях противодействия химическим влияниям морской воды в бетон свай прибавлен трасс. Состав бетона: 1 часть цемента: 0,5 трасса: 1,5 песка: 2,5 гравия. Сваи и шпунтовые пластины покрыты каменноугольной смолой, с сиккативом. Наибольшее усилие на сваю—35 *т*.

в) Железобетонные конструкции набережных.

1) Шпунтовая стенка впереди набережной.

Постройка набережных, в которых повышена несущая способность железобетонных свай, впервые осуществлена датской строительной фирмой Кристиани и Нильсен. Основной принцип устройства этих набережных—опереть ростверк на меньшее число опор при возможно большей величине свободных

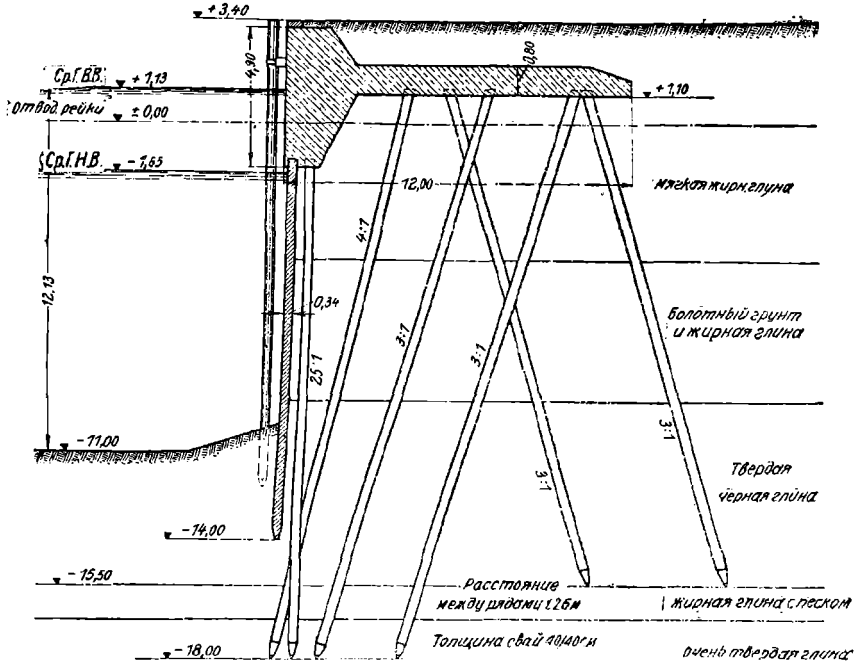


Рис. 188. Набережная порта Дельфцил; построена в 1922 г.

пролетов. В наивыгоднейшем случае передняя стена набережной покоится на вертикальном шпунте или на ряде вертикальных свай, а горизонтальный ростверк, принимающий на себя целиком давление земли, служит лишь для связи передней стенки с некоторым опорным пунктом позади набережной, который образуется обычно свайными козлами из сжатых и растянутых свай.

Прежде всего следует рассмотреть несколько примеров, которые представляют собой переходные этапы между только что указанными последними и набережными с частым расположением свай, построенными наподобие набережных с деревянным ростверком. Так, стена набережной, выстроенной в Гамбурге в 1922 г. в голландском порту Дельфцил[1] (рис. 188), опирается на железобетонную стенку с находящимся позади свайным рядом (уклон стенки и свайного ряда—25 : 1), а плита ростверка—на три ряда свай, работающих на сжатие, и два ряда—на растяжение. Подобно шлюзу в Имуйдене (рис. 185) и набережной в Флиссингене (рис. 186) и здесь стена снабжена спереди с весом в целях уменьшения высоты шпунтовой стенки. Дальнейшие подробности усматриваются из рис. 188. Плита ростверка имеет ширину 12 *м*; расстояние между сваями здесь больше, чем это возможно при деревянных сваях.

[1] Bautechn. Mit. der Firma Butzer, Dortmund 1927, стр. 21, рис. 18.

НТБ УДИТ (ДІІТ)

Набережная датской гавани Рандерс, построенная в 1916 г. (рис. 189), имеет в промежутке между опорными точками ростверка с передней и задней сторон только один ряд наклонных свай с уклоном 3 : 1.

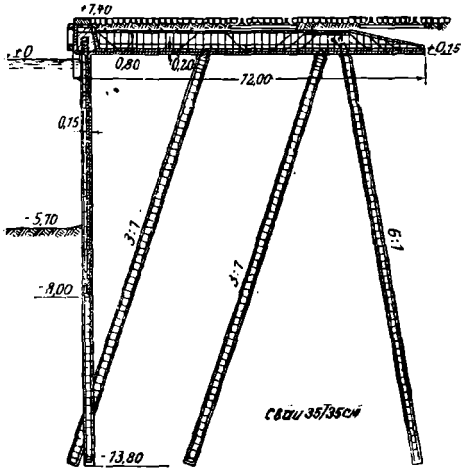


Рис. 189. Набережная гавани Рандерс в Дании; построена в 1916 г.

Аналогичным сооружением является выстроенная в течение 1918—1924 гг. внешняя набережная гавани Фосбрук в Киле (рис. 190); передней опорой стенки служит железный шпунт (ларсеновские пластины без заклепочных швов, размер III); позади него расположен ряд вертикальных свай на расстоянии 1,50 *м* одна от другой. Задний конец плиты ростверка поддерживается свайными козлами, расположенными на расстоянии 1,5 *м* друг от друга. Между опорой для передней стенки и свайными козлами находится один только ряд вертикальных свай с тем же расстоянием 1,5 *м* между ними. На рис. 190 показано расположение арматуры в плите ростверка. Подпорная стена, ограничивающая эту плиту спереди, не снабжена особой арматурой, если не считать нескольких железных стержней, соединяющих ее с ростверковой плитой. Последняя

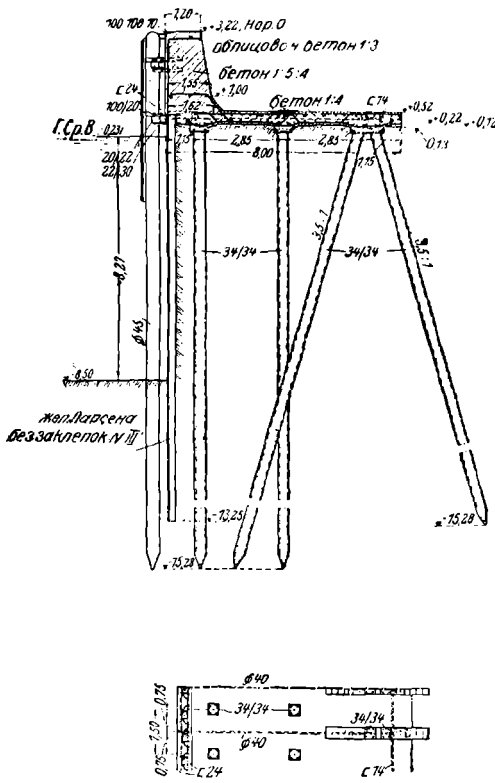


Рис. 190. Внешняя набережная Фосбрук в Киле; построена в 1918—1924 гг.

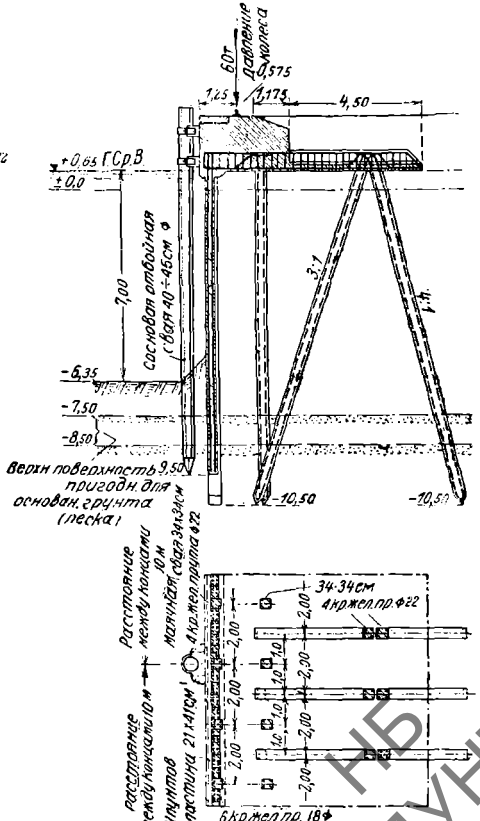
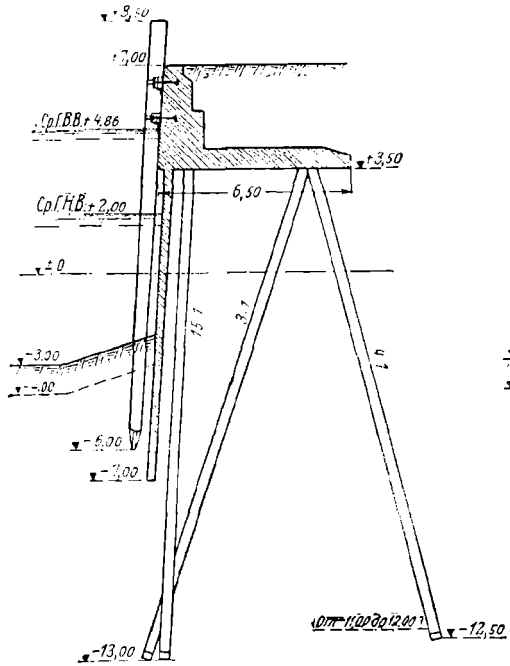


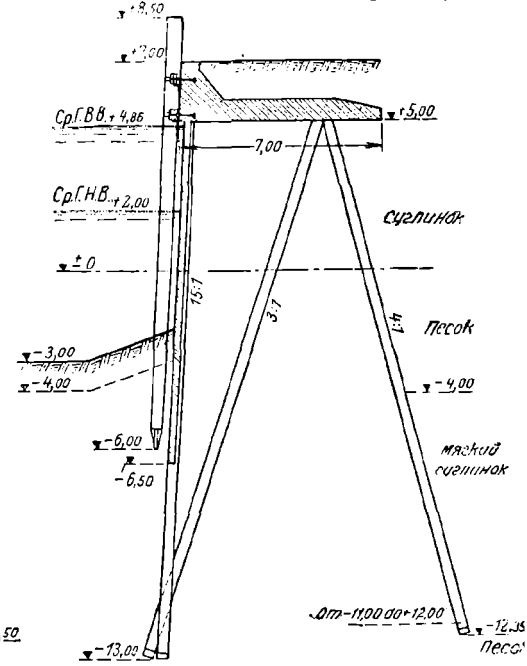
Рис. 191. Набережная Индустриальной гавани в Штеттине; построена в 1911 г.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

имеет толщину только 30 *см* и утолщена в том месте, где в нее входят сваи, так что здесь образуются продольные балки, которые вместе с плитой имеют высоту 0,65 *м*.

Сходную конструкцию обнаруживает выстроенная в 1912 г. набережная Индустриальной гавани в Штеттине[1] (рис. 191). Здесь вместо железной шпунтовой стенки и расположенного за нею ряда железобетонных свай устроена железобетонная шпунтовая стенка толщиной 21 *см*, по линии которой через каждые 2 *м* поставлены маячные сваи из железобетона сечением 34 × 34 *см*. Расположенная на ростверке передняя стенка имеет сравнительно большую ширину





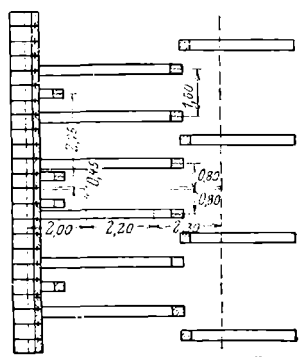


Рис. 192. Набережная рыболовной пристани в Куксгафене; построена с водоотливом в 1919—1920 гг.

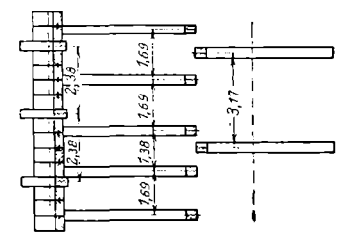


Рис. 193. Набережная рыболовной пристани в Куксгафене; построена в 1913 г. во время отливов.

для того, чтобы она могла противостоять ударам судов. Ряд свай между шпунтом и свайными козлами поставлен таким образом, что он может служить опорой передней стенки. Сваи забиты в прочный песчаный грунт на глубину 2—3 *м*, а шпунтовая стенка 1—2 *м*. Свайные козлы расположены на расстоянии 2 *м* друг от друга, а маячные сваи и поддерживающие переднюю стену

[1] «Deutsche Bauzeitung», 1913, Mitt., стр. 102.

УДИТ (ДІІТ)

расположены между ними. Через каждые 50 *м* в стене сделаны температурные швы (впритык). Жесткость горизонтальной плиты достигается вертикальными ребрами, расположенными над свайными козлами.

Первая железобетонная стенка, у которой ростверк лежит только на передней шпунтовой стенке и на заднем ряде свайных козел, построена в 1913 г. в Куксгафене (рис. 192). Ее расширение в 1919—1920 гг. сделано по тому же типу. Набережная показана на рис. 193.

Железобетонная конструкция избрана в Куксгафене[1] из-за древоточащего червя в противоположность обычному еще до сих пор применению деревянного свайного ростверка. Согласно указанным на рис. 193 грунтовым условиям пригодный для основания грунт расположен приблизительно на 16—17 *м* ниже среднего уровня высоких вод; сваи должны доходить до него. Стены набережной устроены с различной высотой расположения ростверка, в зависимости от того, строилась ли стена в промежутках между отливами и приливами или с водоотливом.

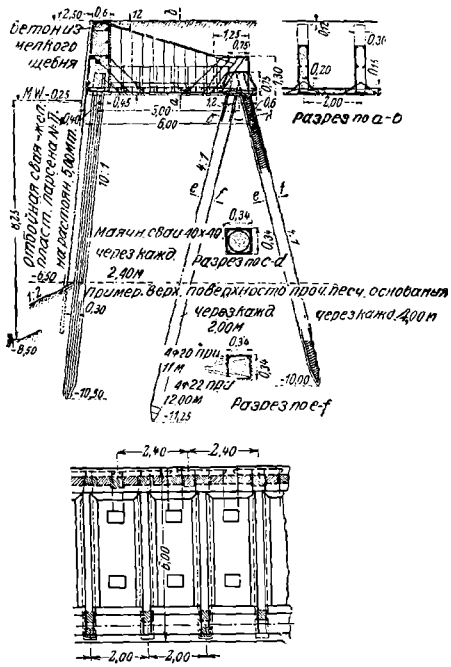


Рис. 194. Набережная Вольной гавани во Фленсбурге; построена в 1921—1922 гг.

Изображенная на рис. 193 набережная, выстроенная в 1913 г., выведена во время отливов; таким же образом построена и другая часть набережной в 1922—1923 гг. Ростверк расположен непосредственно над средним уровнем высоких вод. Однако большая часть стен могла быть сооружена с водоотливом под прикрытием дамб; у этих стен нижний край ростверка расположен примерно посередине между средним горизонтом высоких и низких вод (рис. 192). Уровень грунтовых вод стоял приблизительно на той же высоте или выше на величину до 50 *см*, так что для производства работ требовался только незначительный обычный водоотлив.

При обоих способах сооружения передние шпунтовые стенки опущены только около 3 *м* ниже будущего дна пристани и следовательно не входят в прочный нижний грунт. Ростверк и передняя стена поддерживаются спереди всего одним рядом свай, который у стены, сооруженной во время отливов (рис. 193), входит в состав железобетонной шпунтовой стенки, а у стены, построенной с водоотливом (рис. 192),— на 0,65 *м* позади нее. У обеих конструкций каждый свайный козел образуется двумя сжатыми и одной растянутой сваей.

Все сваи сечения 31,5 × 37,5 *см* армированы четырьмя круглыми железными стержнями диаметром 25—26 *мм*. У стены, выстроенной с водоотливом, толщина шпунтовой стенки равна 28 *см*, а у стены, сооруженной во время отливов—31,5 *м*. Шпунтины снабжены с обеих сторон трехгранными пазами; образуемое пазами пустое пространство заделано для водонепроницаемости джутовыми рукавами, с впрыскиванием жидкого цементного раствора. Начиная от каждого пятого и вплоть до десятого зазора, в джутовый рукав вместо раствора помещен гравий для отвода воды из заднего заполнения и устранения вымывания грунта.

[1] «Bautechnik», 1925, стр. 81—86. Рис. 192 и 193 заимствованы оттуда; Zentralbl. der Bauverweltung», 1923, стр. 349; Werft, Reederei, Hafen 1924, стр. 228; «Jahrb. d. Hafenbautechn. Gesellsch.», т. II, 1919, стр. 71, приложение IV (после стр. 88), рис. 66—69.

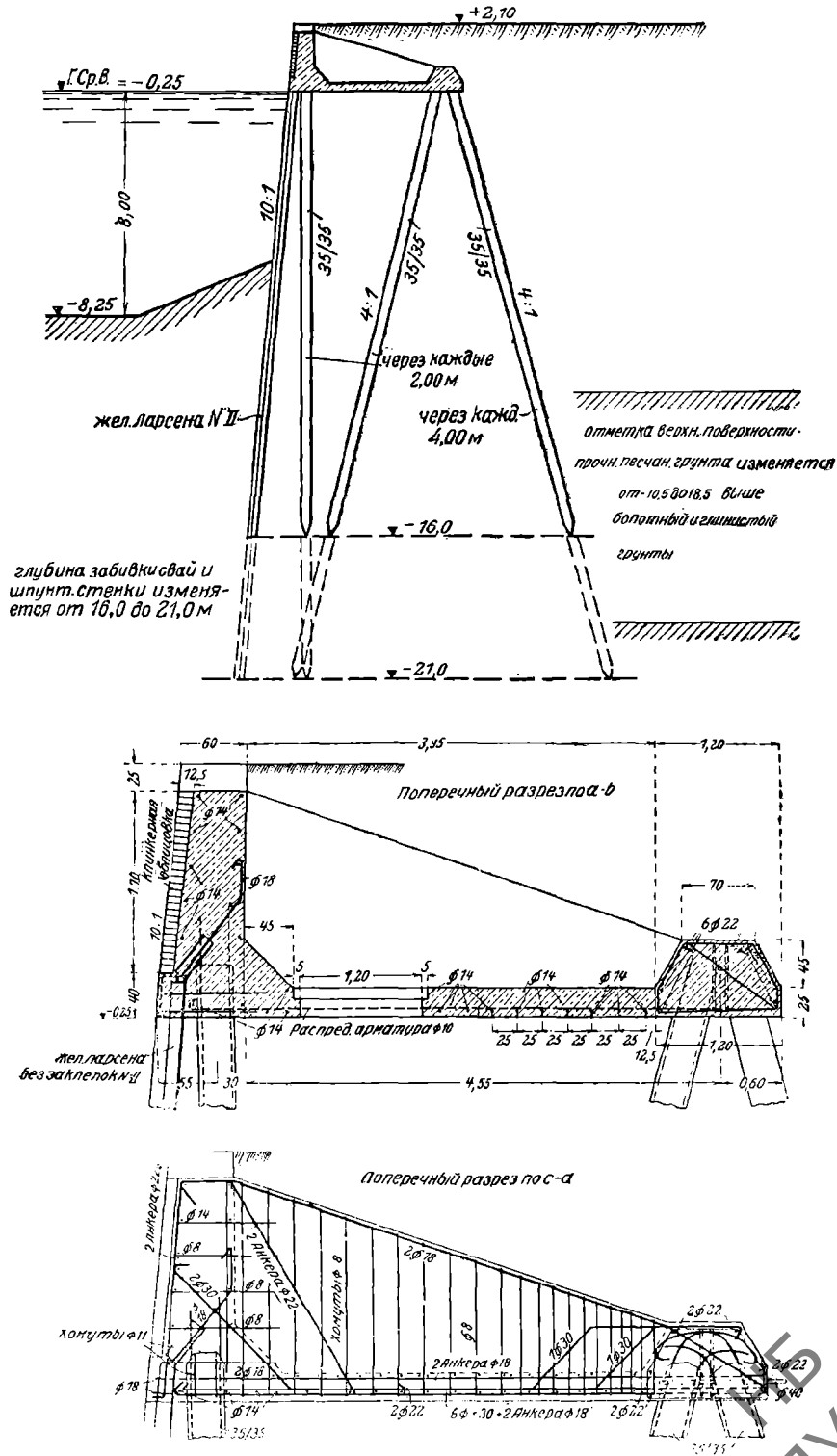
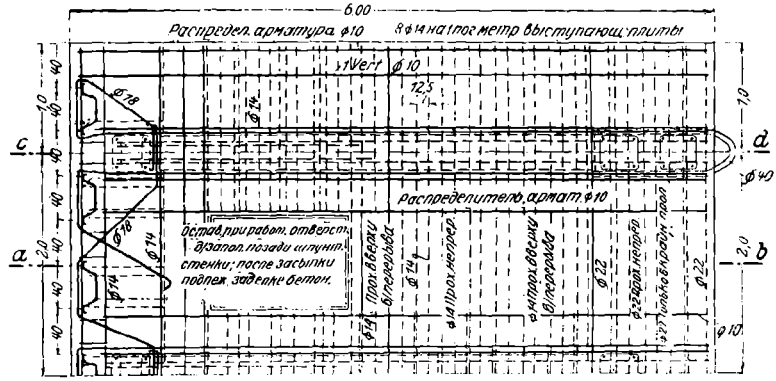


Рис. 195. Набережная рыболовной пристани во Фленсбурге с железной шпунтовой стенкой; построена в 1914—1915 гг.

УДУНТ (ДІІТ)

Плита ростверка снабжена верхней и нижней арматурами; в передней стенке железная арматура отсутствует. Для бетона применен портландский и частично доменно-шлаковый цемент с гравием. Состав бетона для свай и шпунта



К рис. 195.

1 : 3, для плиты 1 : 5, для передней стены 1 : 6 и для голов свай поверхних частей шпунтин 1 : 2,5. В стене сделаны зубчатые температурные швы на расстояниях 32 *м* друг от друга (план рис. 192).

В набережной Вольной гавани[1] во Фленсбурге (рис. 194), выстроенной в 1921—1922 гг., плита ростверка соединена с передней стенкой посредством ребер, на 2 *м* расстояниях, так что образуется подпорная стена углового поперечного сечения. Плита толщиной лишь 20 *см*, но над задним рядом свайных козел утолщается в виде непрерывной продольной балки. Детали арматуры ясны на рис. 194.

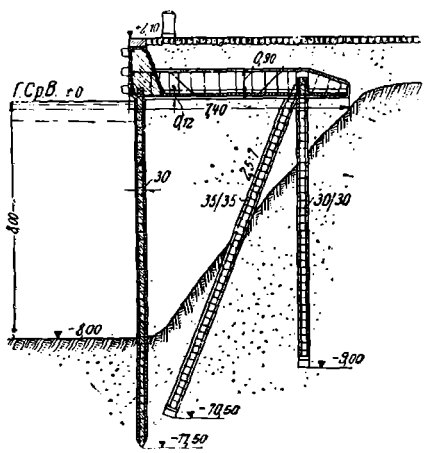


Рис. 196. Набережная в Гельсингере; построена в 1912 г.

Набережная Фленсбургской рыболовной пристани (рис. 195), выстроенная за 7 лет перед тем, в течение 1914—1915 гг. имеет такое же устройство, но вместо железобетонной шпунтовой стенки применена железная (ларсеновские пластины без заклепочных швов, размер II). Железная стенка дала особенно хорошие результаты во время забивки; при позднейших работах в 1921 г. к железобетону перешли только потому, что железная стенка в то время вследствие оккупации Рурской области или вовсе не могла быть получена, или обошлась бы несоответственно дорого. Обе исполненные постройки доказали, по крайней мере для тех условий, какие существуют в Фленсбурге, преимущество железных стенок; железобетонную стенку нельзя было сделать достаточно водонепроницаемой, а также избежать излома отдельных шпунтин.

Из рис. 195 видно, каким образом заделана верхняя часть железной стенки в стену набережной. При постройке более поздней стены по достаточно веским соображениям отказались от клинкерной облицовки, еще применявшейся для более старой стены. В плите ростверка оставлены между ребрами непосредственно за передней стеной отверстия, через которые засыпано заднее

[1] Рис. 194 и 195 предоставлены Управлением г. Фленсбурга.

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

заполнение шпунтовой стенки. По окончании отсыпки заполнения эти отверстия заделывались бетоном.

На рис. 196 изображена набережная, выстроенная в 1912 г. в Гельсингере; эта набережная в своей основе представляет ту же самую конструкцию, как и стена Фленсбургской Вольной гавани (рис. 194), с той только разницей, что передняя шпунтовая стенка не усилена маячными сваями, растянутые сваи козел имеют вертикальное направление и плита выступает над свайными козлами назад.

У набережной доменных заводов в Любеке [1] (рис. 197), выстроенной в 1915 г., растянутая свая козел имеет такое же наклонное положение, как и во Фленсбургской Вольной гавани (рис. 194). В остальных отношениях устройство ее такое же, как и у стены в Гельсингере. Для лучшего производства засыпки за шпунтовой стенкой и в данном случае, как и в Фленсбурге, в плите оставля-

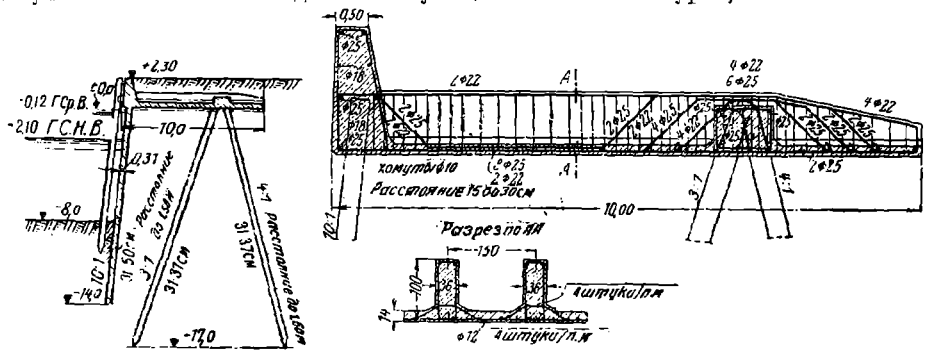


Рис. 197. Набережная доменных заводов в Любеке; построена в 1915 г.

лись отверстия, которые впоследствии заделывались. Устройство арматуры для свай и шпунтовой стенки детально описано в указанном источнике.

В качестве примера набережной особенно значительных размеров на рис. 198 приведена выстроенная в течение 1922—1923 гг. стена набережной во Влаардингене [2] (Голландия). Стена в основных чертах имеет ту же конструкцию, как и стены, описанные в предыдущих примерах; однако ввиду ее значительных размеров и тяжелой нагрузки задние свайные козлы состоят из нескольких свай, а именно из трех рядов сжатых и из двух рядов растянутых свай. Стена поддерживает путь для рудопогрузочных мостовых кранов самой тяжелой конструкции; за нею расположен склад руды, который рассчитан на загрузку рудой в 30 $т/м^2$. Крепкий песчаный грунт расположен на 17,50 $м$ от нуля водомерной рейки. Лежащие выше слои суглинка и торфа были вычерпаны до уровня, указанного на рис. 198 пунктиром, и заменены отсыпью крупного песка. Сваи забивались сквозь эту песчаную отсыпь на 1 $м$ в твердый песчаный грунт основания. Плита ростверка соединена с передней стеной и балкой под крановый путь для рудопогрузочного мостового крана в одно железобетонное пустотелое сооружение. В плиту шириной 11,80 $м$ заделаны сваи и шпунт.

Особенно прочную конструкцию имеет задняя балка, поддерживающая крановый путь. Она соединена для жесткости с передней стеной при помощи поперечных ребер, расположенных на расстоянии 5 $м$ друг от друга. Между передней стенкой и балкой под краном устроено расположенное на весу железобетонное перекрытие, на котором по полотну из щебня уложена рельсовая колея. Пустота под этим железобетонным перекрытием, между балкой для крана и передней стеной, заполнена крупным гравием. Посредством отверстий в передней стене, расположенных на высоте самых низких вод, пустое пространство соединяется с внешним водоемом, так что железобетонная

[1] «Arm. Beton», 1916, стр. 247, рис. 7 и 8.

[2] Bautechn. Mitt. der Firma Butzer, Dortmund 1925, стр. 49; «Bauingenieur», 1924, стр. 401; «Jahrb. d. Hafenbautechn. Gesellsch.», т. X, 1927, стр. 150 и сл., Берлин 1928.

МИИТ (ДИТ)

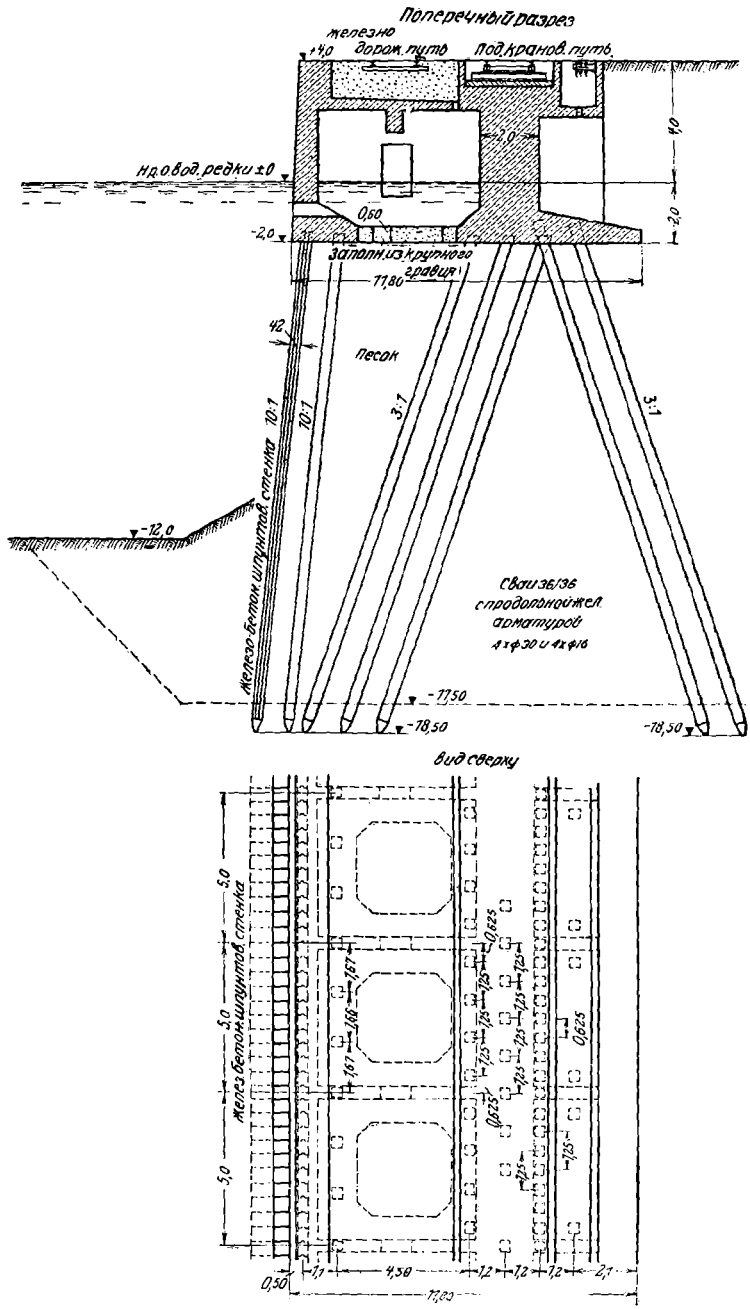


Рис. 198. Стена набережной во Влаардингене (Голландия); построена в 1922—1923 г.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

стенка не может подвергаться напряжению от избыточного давления воды. Из грунта заднего заполнения, лежащего за подкрановым путем, вода тщательно отведена для того, чтобы действующее на эту часть стены избыточное давление воды оставалось по возможности незначительным. Через промежутки в 30 *м* устроены температурные швы с взаимной зубчатой обработкой концов стены, примыкающих друг к другу.

Тело стены, состоящее из балки для крана, плиты ростверка и передней ограничивающей стены, поддерживается с передней стороны железобетонной шпунтовой стенкой толщиной 42 *см*, имеющей уклон 10 : 1, и рядом свай, стоящих с тем же уклоном, а с задней стороны—тремя рядами сжатых свай с уклоном 3 1 и двумя рядами растянутых свай также с уклоном 3 1, которые

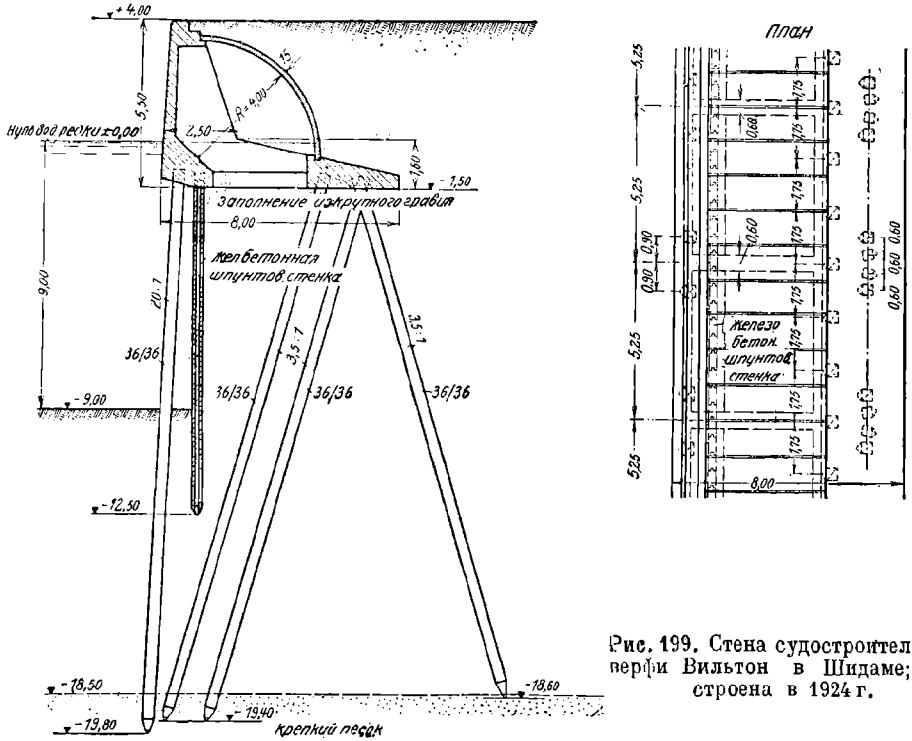


Рис. 199. Стена судостроительной верфи Вильтон в Шидаме; построена в 1924 г.

работают вместе как свайные козлы. На отрезок стены длиной в 5 *м*, образуемый поперечными ребрами, приходится помимо трех сжатых свай около шпунтовой стенки 12 сжатых и 6 растянутых свай.

Сваи забиты с применением продолжительного подмыва водой; по статическому расчету они испытывают максимальное сжимающее усилие 42 *т* и максимальное растягивающее усилие 12,5 *т*.

Значительно более легкую конструкцию имеет конструкция набережной верфи Вильтон в Шидаме[1] у Роттердама, изображенная на рис. 199 и выстроенная в 1924 г. И в этом случае задние свайные козлы состоят из нескольких свай, а именно из двух рядов сжатых и одного ряда растянутых. На пять сжатых свай приходится две растянутые, а на 1 *пог. м* стены—всего 1,7 сваи. Впереди передней шпунтовой стенки с наружной ее стороны расположен ряд опорных свай (с уклоном 20:1), которые вместе с тем помогают стене противостоять давлению грунта. Прочный грунт расположен на 18,5 *м* ниже уровня средних вод; все сжатые сваи забиты в него приблизительно на 1 *м*, а растянутые доходят до него; наоборот, шпунтовая стенка идет только на 3,5 *м* ниже дна пристани. Плита состоит, собственно говоря, из двух не-

[1] Bautechn. Mitt. der Firma Butzer, Dortmund 1927, стр. 22.

НТБ УДИИТ (ДИИТ)

прерывных продольных балок; передняя расположена над шпунтовой стенкой и наружные рядом опорных свай, а задняя лежит над свайными козлами. Передняя продольная балка поддерживает переднюю стену; между задней продольной балкой и верхним завершением этой стены устроен железобетонный свод таким образом, что над свайным ростверком образуется пустое пространство, отделенное от задней засыпки. Такая конструкция имеет своей целью уменьшить вес стены и загрузку ее грунтом. Свод обращен в сторону нагрузки от давления земли; соединительные части между обеими «продольными балками» ростверка и передней стеной состоят из вертикальных ребер толщиной 0,60 *м*, расположенных через каждые 5,25 *м*.

2) Расположение шпунтовой стенки сзади набережной.

Береговая стенка простейшего вида с задним шпунтовым рядом применена для шлюза на Одере у Гегензаатена[1], выстроенного в течение

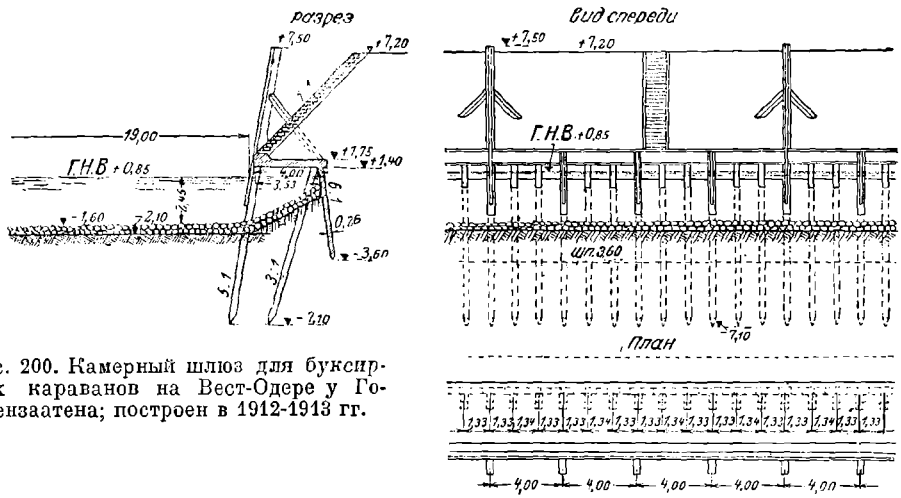


Рис. 200. Камерный шлюз для буксирных караванов на Вест-Одере у Гогензаатена; построен в 1912-1913 гг.

1912—1913 гг. (рис. 200). Грунт основания—гравий с камнем; целесообразным решением представляется свайный фундамент с большими расстояниями между сваями, тем более, что при этом способе можно избежать водоотлива, очень затруднительного при водопроницаемом грунте. Берег выше ростверка обделан откосом, одежда которого упирается в переднюю насадку горизонтальной ростверковой плиты.

Значительно большие размеры имеет набережная Рооского канала в Нейгоф-Гамбурге[2], выстроенная в 1911 г. (рис. 201). Грунтовые условия приведены на рис. 201. Ростверк и в данном случае опирается на передний ряд сжатых свай, а сзади—на свайные козлы, которые состоят из ряда сжатых свай и железобетонной шпунтовой стенки, работающей на растяжение как составная часть козел. Над передним свайным рядом и над шпунтовой стенкой, с принадлежащим к ней рядом опорных свай, расположены две прочные продольные насадки, между которыми устроена на весу плита ростверка. Передняя стена возвышается над передней продольной насадкой на 6 *м* и соединена с плитой посредством ребер (с промежутками в 2 *м*). Верхняя часть стены работает таким образом как подпорная стенка с поперечным сечением в виде угольника. Железная арматура показана на рис. 201, из которого ясен и способ заделки в продольные брусья плиты арматуры свай и шпунтовой стенки. Стена набережной имеет через каждые 50 *м* зубчатые температурные швы.

[1] «Beton und Eisen», 1913, стр. 228; «Z. d. V. d. J.», 1913, стр. 1331.
[2] «Deutsche Bauzeitung», 1913, Mitt., вып. XIII, стр. 98.

НТБ УДУХТ (ДІІТ)

Набережная Индустриальной гавани в Бремени, выстроенная в 1923 г. (рис. 202), в основных чертах имеет такую же конструкцию. Свайные козлы образуются здесь только двумя рядами сжатых и растянутых

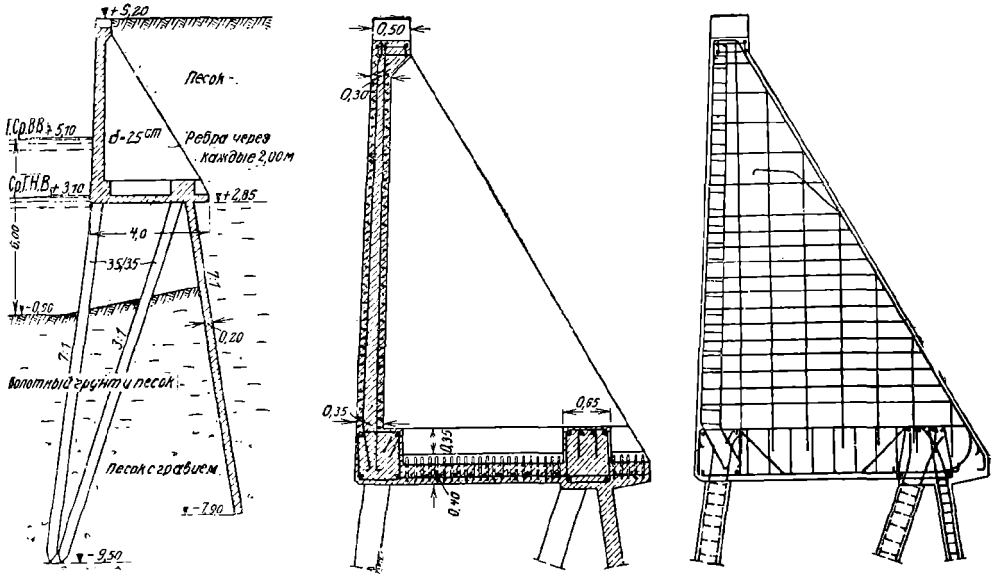


Рис. 201. Набережная Росского канала в Гамбурге; построена в 1911 г.

свай с уклоном 3 : 1 (расстояние между рядами—1,25 *м*); между ними поставлена деревянная шпунтовая стенка; верхняя часть ее примыкает к вы

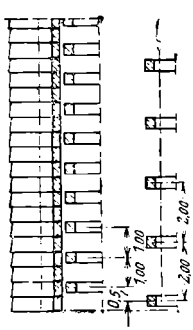
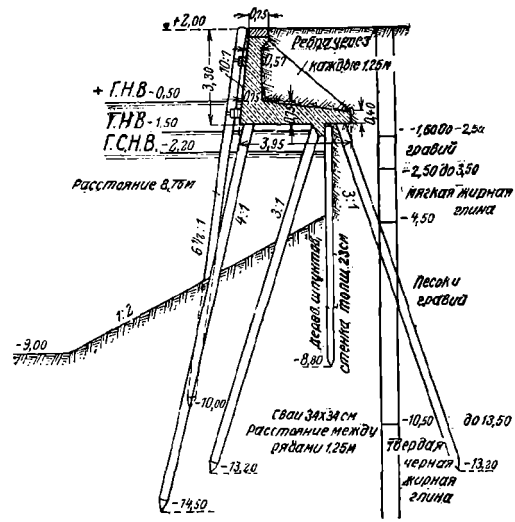


Рис. 202. Набережная Индустриальной гавани в Бремене; построена в 1923 г.



стулу ростверковой плиты. На стенку не действуют усилия от нагрузки и она подвергается напряжению только на изгиб под давлением грунта.

3) Набережные без шпунтовой стенки.

Конструкция этого рода применена в 1914 г. для набережной порта в Николаеве (рис. 203). Вместо шпунтовой стенки позади свай помещены железобетонные плиты, на которые опирается каменная отсыпь. Прежде всего были забиты железобетонные сваи без водоотлива, в естественный откос, который потом был покрыт каменной наброской. Далее были выведены

НБ УГНТ (ДГТ)

плита ростверка и фронтальная стена, опущены железобетонные плиты и с задней их стороны каменная отсыпь, а за ней заполнение грунтом.

Следует упомянуть еще об одной железобетонной береговой стене, у которой заднее ограничение также сделано из каменной наброски; она заслуживает внимания потому, что сооружение обрушилось вследствие оползней отброски. Речь идет о стене в Аукленде в Новой Зеландии[1], выстроенной в 1921 г. и обрушившейся в 1924 г. Платформа опиралась на пять стоявших перед линией берега свайных рядов. Так же как и при мостках для причала судов или в описанной ниже конструкции «надстроек над откосами», сваи под платформой соединял сь между собой горизонтальной железобетонной балкой жесткости.

Эта балка расположена выше уровня низких вод и связана с платформой железобетонными жесткими подкосами.

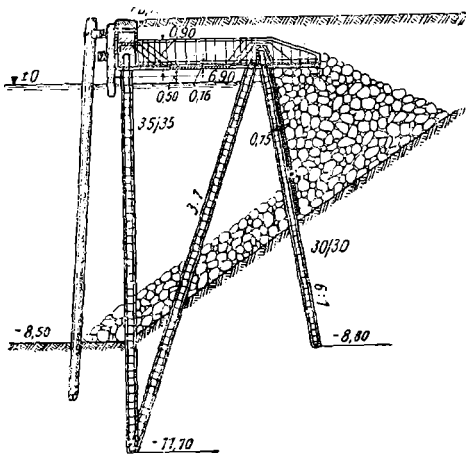


Рис. 203. Набережная Николаевского порта в СССР; построена в 1914 г.

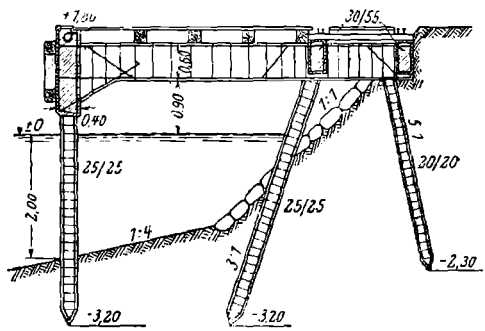


Рис. 204. Набережная судостроительной верфи в Свендборге (Дания); построена в 1920 г.

Подводная часть откоса, которой был придан уклон примерно 1 3, укреплена между сваями каменной набережной, увеличившей уклон откоса до 1 : 1 1/4, так что стенка для ограждения задней засыпки за сваями потребовалась лишь выше уровня низких вод. Подробности аварии приведены в указанном источнике.

У набережной, выстроенной в 1920 г. перед судостроительной верфью в Свендборге (Дания), ограждение заднего заполнения сделано замощением (рис. 204). Стена над откосом выдается вперед прямо в воду и представляет собой переход к описанным в следующем отделе береговым устройствам, носящим название «надстроек над откосами».

3. ДЕТАЛИ КОНСТРУКЦИИ НАБЕРЕЖНЫХ.

а) Сваи.

1) Материал свай.

Для набережных могут применяться только деревянные и железобетонные сваи. Деревянные сваи могут иметь место только в том случае, если они постоянно находятся под водой или выступают выше горизонта воды на столь непродолжительное время, что не в состоянии обсохнуть. Далее применение деревянных свай исключается тогда, когда им грозит опасность от древоточащего червя, если не имеются в виду особые меры для предохранения; наконец необходимо считаться с тем, что деревянные сваи обладают меньшим сопротивлением, чем железобетонные. Поэтому в новейших железобетонных конструкциях, при которых сваи расположены на значительных расстояниях

[1] «The Dock and Harbour Authority», 1926, июнь, стр. 251.

НБ УДУХТ (ДІІТ)

друг от друга и в соответствии с этим испытывают большую нагрузку, применяются исключительно железобетонные сваи [1].

Железобетонные сваи изготовляются из совершенно водонепроницаемого бетона, который почти не поддается химическим воздействиям. Однако—всегда необходимо иметь это в виду — они очень чувствительны к перенапряжениям от динамических влияний, как это в особенности наблюдается при доставке их на место работ, подъеме на копер и во время бойки. На местах производства работ сплошь и рядом приходится констатировать, что железобетонные сваи, безукоризненным образом изготовленные, обнаруживают уже трещины, когда их поднимают на копер. Особенной опасности подвергаются тяжелые и длинные сваи, которые легко могут быть повреждены как при подъеме их посредством крана, так и при обычной перевозке на вагонеточных платформах, движущихся по временным рельсовым путям. Сваи часто не в состоянии выдержать сотрясений, которым они подвергаются при транспортировании по этим путям, особенно если рельсы плохо уложены или тем более, когда вагонетки с них сходят. При подъеме железобетонных свай на копер следует принимать особые меры предосторожности для того, чтобы сваи не ударялись обо что-нибудь своими ребрами или, что еще хуже, не выпадали из подвесов.

Правда, железобетонные сваи, поврежденные на месте работ или во время забивки, в общем обнаруживают только волосные трещины, но эти трещины являются достаточными для того, чтобы вода получила доступ к железной арматуре. В отношении вертикальных сжатых свай можно, пожалуй, рассчитывать на то, что волосные трещины впоследствии снова замкнутся, и особенно в результате известковых выделений из цемента закроются настолько плотно, что вода не сможет уже проникнуть к железной арматуре.

Для растянутых свай, а также и наклонных, которые всегда несколько провисают под действием собственного веса и вследствие этого уже при забивке легко испытывают упругий прогиб, следует, наоборот, иметь в виду, что эти трещины будут постоянно оставаться раскрытыми. В этом случае железная арматура покрывается ржавчиной, которая разрывает бетон, так что свая по истечении нескольких лет приходит в состояние разрушения. К этому присоединяется еще то, что сваи с такими трещинами и под ударами бабы не реагируют уже как единое тело, и ввиду этого легко разрушаются при ударе о какие-либо препятствия в грунте. Можно почти быть уверенным в том, что при трудном для забивки грунте такие сваи подвергнутся излому, если они будут забиваться наклонно. В этом случае каждый удар бабы увеличивает прогиб сваи, который существует уже с самого начала под действием ее собственного веса; прогиб затрудняет забивку по заданному уклону, внецентренные удары вызывают в свае предельные напряжения и приводят наконец к излому.

Указанные вредные последствия представляют собой угрозу особенно в том случае, когда железобетонные сваи забиваются наклонно и в воде, т. е. когда они на значительной длине находятся на весу и не сразу входят в грунт. Подобные же условия имеют место для наклонных свай и тогда, когда они проходят через мягкие слои грунта и затем испытывают значительное сопротивление на более значительной глубине в твердых слоях (например в мелком песке, в пластах мергеля или в каменистых грунтах). В подобных случаях могут быть повреждены даже сваи большого сечения, которые способны выдержать все напряжения на месте работ и при подъеме на копер.

Вследствие этого железобетонные сваи должны иметь такую арматуру, чтобы в состоянии выдержать прогиб не только от собственного веса, но также и от сильной динамической нагрузки. Кроме того забивать их можно лишь с большой осторожностью, так как от удара бабы изгибающий момент, вызываемый провисанием свай, резко увеличивается. Если дело идет о трудном для забивки грунте или если в нем встречаются препятствия, то сваи следует делать особенно большой толщины, и наклонным сваям при известных условиях

[1] В наших условиях следует отдавать предпочтение деревянным сваям. *(Прим. ред.)*

РЕПОЗИТОРИЙ ГГТУ (ДНТ)

придавать вместо квадратного сечения—прямоугольное, а также по возможности не забивать сваи, а погружать их при помощи подмыва.

2) Направление свай.

Стены набережных помимо вертикальных нагрузок всегда должны воспринимать еще и горизонтальные усилия. Хотя последние в известной мере могли бы восприниматься уже благодаря сопротивлению свай на изгиб, все же в настоящее время не сооружают более набережных, которые состояли бы из одних только вертикальных свай, но передают горизонтальные сдвигающие усилия наклонным сваям. Вообще сваи ростверка должны быть расположены таким образом, чтобы в них по возможности не вызывались изгибающие усилия, но чтобы они испытывали напряжения только в направлении их продольных осей. Так как нагрузка набережной в большинстве случаев постоянно меняется, это требование приводит к тому, чтобы всегда применять одновременно сжатые и растянутые сваи. Это не означает однако, что часто строившиеся в прежнее время набережные, содержавшие только сжатые сваи одного направления (рис. 125—128), должны быть признаны непригодными; наоборот, вследствие простоты их устройства следует всегда рекомендовать их в тех случаях, когда проходящая через ростверк равнодействующая лишь незначительно изменяет свое положение при различных возможных комбинациях нагрузки. Такой случай имеет место например в изображенной на рис. 128 набережной в Эмдене. Несмотря на регулярное и существенное изменение уровня воды, вызываемое приливами, действующее на стену горизонтальное усилие изменяется лишь в незначительной степени и только оттого, что расположенная на ростверке передняя стена испытывает нагрузку то от сухого, то от пропитанного водой грунта, причем в последнем случае наружный горизонт воды перед стеной находится приблизительно на той же высоте, как и вода в грунте за стеной. В подобных же условиях оказываются и все вообще набережные, у которых ростверк перекрывает всей своей шириной откос со дна гавани до высоты расположения плиты. Такие конструкции приближаются к береговым укреплениям типа «надстроек над откосами», которые образуются исключительно вертикальными сваями (см. след. отдел).

В виде общего правила, конструкции, в которых применяются только сжатые сваи, в настоящее время уже оставлены. В экономическом отношении в большинстве случаев более выгодными являются те набережные, которые включают как сжатые, так и растянутые сваи. Они имеют возможность воспринимать переменную нагрузку на стену, не вызывая изгибающих усилий в сваях. При этом в принципе безразлично, соединяют ли отдельные сжатые и растянутые сваи в козлы или же только заставляют их косвенно выполнять функции козел, объединяя в работе ростверковой плитой. При деревянном ростверке соединение сжатых и растянутых свай попарно в особые свайные козлы дает возможность более неизменного скрепления, чем при конструкции с несомкнутыми свайными козлами; однако большая устойчивость свайных козел далеко не во всех случаях представляет собой преимущество.

При проектировании набережных стен всегда следует стремиться к расположению свай по одному направлению и к установке сжатых и растянутых свай таким образом, чтобы они по возможности не заходили друг за друга[1] Всякое пересечение направлений свай и неодинаковый их уклон приводят к неравномерному уплотнению грунта, которое вызывает большие затруднения при забивке. Если грунт вообще легко проходим, то такого рода уплотнения не имеют особого значения; но при трудном для забивки грунте они могут поставить под вопрос самую возможность исполнения работы в соответствии с проектом.

Так например, захождения сваи за сваю выше крепкого песчаного грунта у изображенных на рис. 141 и 142 Штеттинских набережных не вызывают опасений, так как сваи входят далее в податливый болотный грунт; внутри самого

[1] См. также «Bauingenieur», 1927, стр. 164.

УАЗИТ (ДІІТ)

песчаного грунта у набережной рис. 141 особенно значительных пересечений направлений свай также не имеется; таких захождений свай за сваи, какие наблюдаются у набережной по рис. 142, следовало бы лучше избегать, тем более, что они, повидимому, должны были затруднить забивку свай, поддерживающих переднюю часть стены, а также наиболее ответственных наклонных свай; правда, набережная эта существует уже свыше 30 лет и не обнаружила за это время никаких повреждений. Подобным же образом обстоит дело и со сваями набережной в Эмдене (рис. 149). Захождения свай одна за другую имеют здесь место в области песчаного грунта и вне всякого сомнения должны были затруднить забивку, а также по всей вероятности приводили в некоторых случаях и к разрушению свай, хотя стена до сих пор находится в совершенно безукоризненном состоянии.

Иначе обстоит дело с набережной Колумба в Бремергафене (рис. 147), испытавшей деформацию, как это разъяснено выше. Значительные затруднения при забивке свай во время постройки этой стены следует объяснить между прочим тем, что сжатые сваи расположены не по одному направлению и нижними концами близко подходят друг к другу. При существующих в Гамбурге грунтовых условиях уже после забивки трех расположенных друг перед другом свайных рядов (свайные козлы и задняя наклонная свая Гамбургской набережной) уплотнение грунта бывает настолько велико, что нельзя производить дальнейшей забивки, не прибегая к помощи подмыва[1]; несмотря на это у Гамбургских набережных (рис. 166—170), а также в Рейерштигской гавани (рис. 171) имеются значительные захождения свай за сваи в песчаном грунте. Вызываемые этим затруднения при бойке свай являются одной из причин, почему в Гамбургском районе стало обычным явлением применение в помощь забивке чрезвычайно интенсивного подмыва водой.

При сооружении железобетонных набережных, в особенности при сооружении в течение последних лет в Голландии тяжелых железобетонных стен обращалось внимание на облегчение условий забивки свай; так например, при постройке в Флиссингене (рис. 186), Имуйдене (рис. 187) и Влаардингене (рис. 198) набережных очень большой ширины с несколькими рядами свай один возле другого, захождений свай за сваи удалось почти совершенно избежать. К этому же стремились при постройке набережной в Гамбурге (рис. 182) и набережной в Мобиле (рис. 183).

Стремление располагать сжатые и растянутые сваи по возможности в одном направлении наталкивается на препятствие, связанное с необходимостью ограничения передней стороны ростверка вертикальной плоскостью, а в большинстве случаев и ограждения набережной спереди или сзади посредством шпунтовой стенки по возможности вертикального направления. Сюда присоединяется и то обстоятельство, что у набережных со значительной нагрузкой от крана передняя часть стены испытывает сильную вертикальную нагрузку и поэтому должна опираться на отвесные сваи. Если шпунтовая стенка расположена спереди, то для размещения свай оказывается больше свободного пространства, чем если она находится сзади. В последнем случае для размещения наклонных свай имеется в распоряжении только пространство между обеими вертикалями, проведенными через передний и задний край ростверка. Здесь плита должна иметь сравнительно большую ширину

В обоих случаях спереди располагают вертикальные или почти вертикальные сваи, а сзади помещают наклонные, работающие на сжатие. Передние вертикальные сваи и задние наклонные должны при этом заходить одна за другую, так как в противном случае расстояние между их головами было бы слишком велико. В Гамбургских набережных (рис. 166—170) заднюю наклонную сваю соединяют с одной из стоящих около шпунтовой стенки отвесных свай в свайные козлы. Если добавить еще дальнейшие растянутые сваи и образовать из них и из наклонных сжатых свай козлы, то дальнейшего захождения свай одна за другую избежать нельзя. К этому присоединяется еще то затруднение,

[1] «Bautechnik», 1929, стр. 767.

НТБ УДАТК (ДІІТ)

что плита ростверка более жестко подпирается несомкнутыми свайными козлами, чем отдельными сваями как вертикальными, так и наклонными. Невыгодные последствия различного противодействия опор в вертикальном направлении можно отчасти парализовать, соразмеряя соответствующим образом расстояния между сваями. Между указанными нередко противоречивыми требованиями не всегда удается найти удовлетворительное среднее решение, как это можно видеть из описанных выше отдельных конструкций.

Ни в коем случае нельзя допускать, чтобы наклонные сваи выше дна гавани выдавались вперед за край набережной, так как в этом случае они очень легко могут быть разрушены судами, которые прижимаются к сваям даже при незначительном крене на высоте киля. Такой же опасности подвергаются и вертикальные сваи, которые вовсе не выступают за край набережной, ввиду чего перед стеной на деревянном ростверке с глубиной воды, соответствующей глубине осадки морских судов, лучше всего забивать отбойные сваи, не довольствуясь устройством отбойных приспособлений у стены выше ростверка, если только не выдвинуть эту бетонную стену (с отбойными приспособлениями или без них) на сравнительно большое расстояние за сваи.

3) Расстояние между сваями.

Целесообразное расстояние между сваями зависит от длины и толщины свай, от нагрузки, которую должны они испытывать, и от грунтовых условий. Ввиду того что свайный ростверк несет в передней своей части стену набережной и сверх того значительные нагрузки от крановых устройств, во многих случаях в одном и том же поперечном ряду сваи часто будут располагаться с передней стороны стены ближе друг к другу, чем с задней. Для набережных стен в виде общего правила минимальное расстояние между сваями составляет 0,75 *м*; при деревянных сваях это расстояние может доходить до 2,00—2,50 *м*. Поскольку сваи соединяются между собой поверху посредством деревянного ростверка, максимальный предел для расстояния между сваями определяется тем, что насадки и схватки ростверка не должны быть слишком больших размеров.

Расстояния между однородными свайными рядами также изменяются в зависимости от толщины свай и воспринимаемых ими нагрузок. Для набережных морских судов целесообразное расстояние между рядами деревянных свай от 1,40 до 1,70 *м*, причем между однородными рядами располагаются промежуточные, расстояние которых от главных рядов вдвое меньше. Следует обратить внимание на то, что расстояние между рядами свай Брунсбюттельской набережной (рис. 139) равно только 1 *м*, а у Штеттинской набережной Вильгельма в Дунциге (рис. 141 и 142) — только 1,25 *м*. В первом случае сваи почти на полную свою длину находятся в глинистом грунте, во втором случае большей частью своей длины они стоят в илистом грунте, а нижними концами достигают крепких песчаных слоев; поэтому расстояние между сваями увеличено. У набережной в Амстердаме (рис. 135) расстояние между рядами свай равно также 1 *м*, причем между передними частями рядов помещается промежуточный ряд, состоящий из двух наклонных свай; сваи имеют в длину свыше 16 *м*; указанное расстояние между рядами следует признать чрезвычайно малым, ввиду чего и забивка свай могла быть произведена только с подмывом. В новейшее время к системе частого расположения свайных рядов возвратились при сооружении стены на набережной Колумба в Бремергафене (ряды здесь находятся на расстоянии 1,20 *м* друг от друга); это обстоятельство послужило одной из причин, почему работы по забивке свай были здесь чрезвычайно затруднены и повреждено очень большое число свай. У всех других набережных расстояние между рядами колеблется от 1,40 до 1,70 *м*. В набережной Роттердама (рис. 132) расстояние между рядами доходит даже до 1,95 *м*.

Для железобетонных свай расстояние между сваями следует назначать в соответствии с их нагрузкой, после того как будет разрешен вопрос о размерах свай и о допустимых напряжениях.

УБИТ (ДИТ)

Промежуточные ряды в целях облегчения забивки помещают в точности посередине между главными рядами; расположение наклонных свай непосредственно около главных рядов, примененное для набережной в Брунсбюттелькуге (рис. 130), должно быть признано неудачным.

б) Шпунтовые стенки.

Шпунтовая стенка с передней стороны набережной имеет тот недостаток, что она обычно очень высока, тяжела и дорога. Если шпунтовую стенку расположить с задней стороны стены или вовсе от нее отказаться, то дно гавани поднимается под свайным ростверком в виде откоса назад, и стало быть свайный ростверк перекрывает этот откос. В тех случаях, когда набережная ограничена шпунтовой стенкой с передней стороны, преимущество этого откоса в статическом отношении отпадает, и вся нагрузка от расположенной позади шпунтовой стенки земли передается на стену набережной, так что она испытывает значительно большие горизонтальные усилия. Ввиду этого следует по возможности избегать устройства шпунтовой стенки с передней стороны стены; однако, несмотря на это ввиду особых причин, все же приходится применять ее довольно часто.

Так устройство передней шпунтовой стенки может оказаться целесообразным для защиты свай от толчков и истирающего действия льда; точно так же оно применяется у берегов с сильным течением, в особенности в водах, содержащих много взвешенного песка для того, чтобы предохранить сваи от его механического истирающего действия; далее, расположенный с передней стороны стены шпунтовый ряд может служить для защиты стоящих за ним свай от древоточащего червя. Сверх того устройство его может быть выгодным для набережных, сооружаемых прямо в воде, поскольку его можно использовать для водоотлива и под его защитой может быть собран и срублен свайный ростверк. Устройство передней шпунтовой стенки может оказаться целесообразным и тогда, когда лежащий выше дна гавани грунт настолько слаб, что не может образовать под ростверком устойчивого откоса, когда следовательно шпунтовый ряд с задней стороны набережной пришлось бы делать примерно такой же высоты и толщины.

Особенно часто встречается устройство передней шпунтовой стенки у железобетонных набережных. Это вызвано защитой железобетонных свай, расположенных с передней стороны стены, от повреждений причаливающими судами, так как непрерывная стенка менее подвержена такого рода повреждениям. При железобетонных конструкциях в чистом их виде, в которых плита ростверка по возможности опирается только на два опорных свайных ряда, а именно на один ряд свайных козел с задней стороны и на один ряд вертикальных свай спереди, целесообразно заменять посредством железобетонной стенки не наклонные сваи козел, а передний ряд вертикальных свай. Таким образом здесь сама собой получается конструкция с передней шпунтовой стенкой, обычная у большей части набережных стен, выстроенных с применением принципов железобетонных сооружений в чистом виде. По сравнению с простотой такого устройства видно преимущество в отношении устойчивости от перекрытия ростверком подводного откоса, закрепленного задним шпунтовым рядом.

В Штеттине (рис. 142 и 155—157) вплоть до уровня дна гавани находится плистый грунт, так что устроенная с задней стороны шпунтовая стенка должна была бы иметь такую же высоту и толщину, как при расположении ее спереди. Единственным исключением среди Штеттинских набережных является набережная Вильгельма (рис. 141), у которой шпунтовую стенку расположили с задней стороны для того, чтобы иметь возможность выдвинуть наклонные сжатые сваи возможно дальше вперед и благодаря этому сократить ширину стены. При этом шпунтовый ряд с задней стороны забит почти на такую же глубину, как и расположенная спереди шпунтовая стенка набережной в Дунциге (рис. 142). Илистый грунт между сваями находится почти в уравновешен-

НВ УХУНГ (ДГТ)

ном состоянии, образуя указанный на рис. 141 откос, но не представляет никакой опоры для шпунтовой стенки (отпор с наружной стороны).

У набережной на Северной Эльбе перед газовым заводом Грасбрука в Гамбурге (рис. 169) мотивом для устройства свайной стенки впереди стены было желание предохранить сваи от действия льда. У набережных в Альтоне (рис. 161) и в Бремергафене (рис. 145—147) решающую роль сыграла та же причина. У набережной Кильской Северной гавани (рис. 163) шпунтовая стенка с передней стороны была применена потому, что она требовалась для водоотлива. То же самое относится и к набережной, сооруженной у Южного мола в Киле-Вике (рис. 158), только здесь решающее значение имело стремление защитить передней железной стенкой деревянные сваи от древоточащего червя. Некоторое значение имело также и следующее обстоятельство: весь грунт заднего заполнения выше дна гавани целиком состоял из насыпной земли, и нельзя было рассчитывать, что он сохранит равновесие при том уклоне откоса, который обусловливает незначительную сравнительно меньшую и выгодную высоту задней стенки.

У набережной в Нордерней (рис. 162) деревянный свайный ростверк огражден с передней стороны железобетонной шпунтовой стенкой для предохранения деревянных свай от древоточащего червя. Ту же цель преследует бетонная завеса, как это например сделано в Куксгафене (рис. 143), в Стокгольме (рис. 144) и в гавани № II в Бремене (рис. 164). Во всех этих случаях бетонная завеса устроена между двумя шпунтовыми стенками, между которыми расстояние в свету от 1 до 2 *м*. Относительно приготовления бетона и целесообразности завесы, отчасти сомнительной, более подробные указания даны ранее (стр. 139). Следует упомянуть однако, что бетонная завеса при мелком песчаном грунте имеет преимущество по крайней мере перед шпунтовой стенкой из дерева или железобетона в отношении водонепроницаемости, что при обыкновенных шпунтах может быть достигнуто более или менее надежно только в случае применения железных стенок.

Соединение переднего шпунта с ростверком не всегда выполнялось безукоризненно. Шпунтовая стенка из дерева, железа или железобетона представляет собой при всяких условиях значительно более жесткую опору, чем деревянные сваи. Ввиду этого всегда существует опасность, что в случае осадки и нагрузки на шпунт от ростверка или стоящей на нем стены они могут чрезмерно его загрузить, между тем как расположенные рядом деревянные сваи будут испытывать лишь незначительные напряжения (стр. 131 и 158). Поэтому при деревянном ростверке рекомендуется не делать переднюю шпунтовую стенку составной частью несущей конструкции, а, наоборот, сделать так, чтобы она примкнула к передней стороне ростверка или стены. При этом укрепление шпунтовой стенки анкерами должно быть осуществлено таким образом, чтобы помост ростверка и стена, в которых расположен анкер, могли оседать вместе с поддерживающими их деревянными сваями независимо от шпунтовой стенки. С этой целью для анкеров шпунтовой стенки, которые целесообразно помещать в толщу бетонной стены или ростверковой плиты (стр. 155), делают в стене овальные отверстия. В тех местах, где анкера выходят из бетона и подвергаются разрушению от ржавчины, рекомендуется располагать их по возможности выше с тем, чтобы железные части анкеров, не охватываемые бетоном, могли поддерживаться в хорошем состоянии путем окраски. У набережной стены в Киле-Вике (рис. 158) шпунтовая стенка устроена таким образом, что вначале она стоит свободно под степой, но начинает принимать участие в нагрузке лишь только поддерживаемая деревянными сваями стена осядет на 3 *см*. Анкера проходят в овальные продольные отверстия железной шпунтовой стенки. Верхняя ее часть так сконструирована, что стенка в любое время может принять участие в работе, если загнать железные клинья между верхней ее частью и выступающими над нею железными двутавровыми балками ростверка. Предположено было использовать эту возможность, если на стену будут помещены впоследствии тяжелые краны и то лишь после осадки грунта заднего заполнения, так что напряжение шпунтовой стенки при изгибе будет сравнительно незначительным.

УАДИ (ДГТУ)

Следует упомянуть о часто допускаемой ошибке, которая заключается в том, что укладывают непосредственно на переднюю шпунтовую стенку облицовку стены. Так как в этом случае бетонная стена поддерживается более податливыми сваями, а связь между бетоном стены и облицовкой всегда бывает недостаточна, то почти наверное рано или поздно облицовка должна начать отслаиваться от стены.

Иначе обстоит дело при неодинаковых также условиях устойчивости, которые создаются для ростверка шпунтовой стенкой и железобетонными сваями. Правда, и в этом случае можно принять, что железобетонная шпунтовая стенка представляет собой более жесткую опору для стены, чем самые сваи; однако разница не представляется очень значительной, поэтому нельзя особенно возражать против конструкций, которые применены для набережных в Ганау (рис. 180), для шлюзовой стены в Имуйдене (рис. 185), для набережной в Флиссингене (рис. 186), Дельфциле (рис. 188), Фосбруке (рис. 190), Штеттине (рис. 191) и Влаардингене (рис. 198). Совершенно не вызывает сомнений такого рода конструкция, если опереть железобетонную плиту ростверка лишь на двух опорах, как это сделано в Куксгафене (рис. 193), Фленсбурге (рис. 194 и 195) или Любеке (рис. 197). Сюда присоединяется еще то обстоятельство, что железобетонная стена набережной без особых затруднений может быть соединена с ростверковой плитой в одно целое, работающее совместно.

Шпунтовая стенка с задней стороны набережной имеет единственной целью ограничить ширину ростверка; чем больше ширина последнего, тем ниже и тоньше становится задняя шпунтовая стенка. При очень широком ростверке без нее можно вообще обойтись. В каждом отдельном случае следует путем сравнительных подсчетов находить наиболее выгодное в экономическом отношении решение вопроса. При устройстве задней шпунтовой стенки рекомендуется только прислонять ее к задней стороне стены и не опирать на нее задний конец плиты. В Гамбурге (рис. 166—171) принято, правда, выводить бетонную стену на шпунтовый ряд; но зато здесь непосредственно перед последним располагаются сравнительно крепкие свайные козлы. Точно так же при сооружении набережной доменных заводов в Имуйдене (рис. 187) устройство шпунтового ряда и под концом стены может быть в крайнем случае признано допустимым, имея в виду расположенные рядом со стеной железобетонные сваи, хотя в общем такая конструкция вызывает некоторое сомнение.

У некоторых сооружений Амстердамского порта (рис. 134, 135 и 174) шпунтовая стенка помещена не спереди, не сзади ростверка, а сзади передней его части, несущей на себе собственно стену, так что эта передняя часть становится в сущности стеной ростверка, тогда как часть плиты, находящаяся сзади, играет роль анкерного приспособления. Следует упомянуть еще об одном устройстве, которое применено для набережных реки Вислы в Данциге (рис. 173). Здесь шпунтовая стенка расположена под частью ростверковой плиты, находящейся сзади, и соединена со стоящими спереди и позади нее сжатыми и растянутыми сваями, так что в результате получается действие, аналогичное с работой свайных козел. Эта конструкция имеет тот недостаток, что сваи оказывают меньшее сопротивление перемещениям, чем шпунтовая стенка; сверх того в этом случае шпунтовая стенка недоступна для возможных впоследствии работ по приданию ей водонепроницаемости или для ремонта, между тем как стенку, расположенную позади набережной, всегда можно еще уплотнить забивкой за нею добавочных шпунтин. Для шпунтовой стенки Данцигской набережной это уже не представляется возможным. Те же возражения можно сделать и в отношении Амстердамской набережной, изображенной на рис. 174.

в) Ростверк.

1) Деревянный ростверк на деревянных сваях.

Наиболее ранний тип конструкции в целях объединения работы деревянных сопряжений деревянных свай представляет собой деревянный

НБ УДУНТ (ДНТ)

ростверк. Он состоит из насадок и поперечных или продольных брусьев, схваток и дощатого настила. Способ его устройства был уже разработан во всех деталях уже в то время, когда собственно набережная возводилась полностью из клинкера или железняка, а бетон еще не находил применения. Стены из клинкера, а впоследствии из бетона создавали опору грунту выше ростверка, обусловливали большую тяжесть, более массивный характер всего сооружения для противодействия ударам судов. Самый ростверк обладает по сравнению с жесткой каменной кладкой известной упругостью. Он должен располагаться ниже границы гниения и поэтому устраивается или с водоотливом, или в промежутках между приливами и отливами, или иногда, как например в Роттердаме (рис. 131), при помощи водолазного колокола. Долговечность ростверка практически не имела бы пределов, если бы его деревянные сопряжения могли держаться без употребления железных болтов; подобная конструкция до известной степени возможна при помощи одних лишь деревянных сопряжений, когда приходится иметь дело только с неподвижными нагрузками вертикального направления. При изменяющихся горизонтальных усилиях, и в особенности при значительных ударах судов, ростверк без болтовых и винтовых скреплений не будет устойчив. Его долговечность поэтому зависит от долговечности железных частей и в значительной мере может быть увеличена в случае применения мелких железных частей, надлежащим образом оцинкованных: во время включения их в конструкцию должно предохранять от повреждения их цинковую оболочку.

Конструкция деревянного свайного ростверка оправдывалась на деле в течение десятков лет, хотя сборка и выполнение плотничьих работ обходятся сравнительно дорого и головы и сваи часто значительно ослабляются врубками; это имеет место в особенности тогда, когда сваи ростверка забиваются в твердый грунт, и в результате чрезмерного ослабления голов уменьшается несущая способность свай.

С другой стороны, не следует прилагать чрезмерных усилий и приводить сваи из действительно занимаемого ими положения к проектному. Значительные напряжения от этих усилий понижают несущую способность свай, ввиду чего надо было бы всячески избегать таких действий[1]. Следует обратить внимание на указанные на рис. 150 вспомогательные соединения, при применении которых во многих случаях представляется возможным избежать чрезмерного ослабления голов свай.

Детали конструкции деревянного свайного ростверка подробно разобраны при рассмотрении отдельных примеров; при этом вопрос о том, является ли более целесообразным применение парных поперечных схваток или поперечных брусьев, разъяснен на стр. 166. Преимущества и недостатки парных поперечных схваток, расположенных не вертикально, а с наклоном по отношению друг к другу, приведены при описании набережной в Бремергафене (рис. 147).

Равным образом рассмотрены уже и различные возможные сопряжения продольных насадок с работающими на сжатие и растяжение сваями. При вертикальных сжатых сваях эти насадки располагаются по возможности перпендикулярно к свайным рядам. При наклонных сжатых сваях они укладываются таким образом, чтобы их середина находилась по возможности на продолжении свайной оси, имея в виду, с другой стороны, чтобы шип сваи оставался еще достаточно прочным. Если сваи непосредственно под ростверком находятся в земле так, что их нельзя без дальнейших осложнений выравнять в одну линию, то вопрос о целесообразном расположении продольной насадки может быть разрешен только на месте производства работ.

---

[1] При постройке набережной стены в Гризенвердской гавани («Bautechnik», 1929, стр. 768), хотя принципиально и воздерживались от «насильственного приведения свай в надлежащее положение», однако придавали при этом во время забивки вертикальным сваям положение с некоторым уклоном назад с тем, чтобы «при последующих устройствах получить благодаря существующим уже при сооружении напряжениям благоприятное для стены сдвигающее усилие назад». Сомнительно, чтобы выгода от этого сдвигающего усилия уравновешивала вред от добавочных напряжений в сваях.

НБ УГЛТ (ДГТ)

При этом не имеет значения прямолинейное направление продольных насадок на всем своем протяжении; наоборот, они могут от стыка к стыку образовывать некоторый угол, а также и отступать друг от друга. То же самое относится и к продольным и поперечным брусьям, скрепляемым вертикальными сжатыми сваями при помощи шипов.

Сваи, работающие на растяжение, примыкают либо только к парным поперечным схваткам, либо к схваткам и продольным насадкам. Первый способ избран например при сооружении Бендунской набережной в Штеттине (рис. 155). Растянутые сваи проходят здесь мимо продольных насадок. Если работающие на растяжение сваи скрепляются еще и продольными брусьями, их располагают таким образом, что последние в них врубаются, причем это делается либо с передней либо с задней стороны свай. Первый способ устройства является обычным для прусских набережных стен (Эмден, рис. 148 и 149; Везермюнде, рис. 151 и 152) и нашел себе также применение при устройстве (по гамбургскому образцу) Кильских набережных с вертикальными растянутыми сваями (рис. 158 и 159). Второй способ, при котором продольные брусья располагаются позади растянутых свай, можно встретить в Штеттинских набережных (рис. 156). Если исходить из того, что действие растянутых свай начинается с того момента, когда стена испытывает сдвиг вперед и когда следовательно отжимаются и продольные брусья, то штеттинское сопряжение имеет ту хорошую сторону, что продольный брус, который удерживается в своем положении при помощи растянутой сваи, передает ей это усилие. Так как при этом он расположен над поперечными схватками, то ему первому передается испытываемое сваями растяжение. У прусских набережных мы имеем обратное явление: здесь сначала поперечные схватки воспринимают от сваи растягивающее усилие. На различном расположении продольных брусьев и поперечных схваток основывается различное по существу устройство несомкнутых свайных козел Штеттинских набережных и набережных прусского портового управления. У последних растянутая свая примыкает к поперечным схваткам, а продольный брус удерживается ею только потому, что, будучи прирублен вполдерева к поперечным схваткам, он не может сдвинуться с места. Едва ли можно поэтому утверждать, чтобы одна конструкция имела преимущество перед другой. В сущности несомкнутые штеттинские свайные козлы соответствуют свайным козлам, применяемым в Штеттине для укрепления анкерами больверковых сооружений.

Особую конструкцию представляют собой обычно применяемые в Бремергафене несомкнутые свайные козлы, для которых отличительным признаком является то, что продольный брус располагается над поперечными схватками и после установки последних вдвигается в вертикальном направлении сверху между растянутыми и сжатыми сваями (рис. 147). Здесь продольный брус вообще не передает никаких усилий на растянутую сваю, и растягивающее усилие воспринимается исключительно схватками; при этом, в отличие от обычно применяемого в других случаях способа, это происходит не таким путем, что схватки вырубаются в сваи посредством замка с простым зубом, и передача усилия осуществляется при подобных условиях лишь по сравнительно небольшой горизонтальной поверхности соприкосновения, но так что рассчитанная на растяжение свая, коль скоро она начинает работать, защемляется между расположенными наклонно схватками. Однако такое решение вопроса применимо только в том случае, если, как это имеет место в Бремергафене, поперечные схватки окружены бетоном, который препятствует их перемещению. Как уже сказано выше (стр. 145), такое соединение имеет в этом случае преимущество перед обычным.

Свайные козлы, сжатые и растянутые сваи которых расположены в одной плоскости, имеются только в Гамбургских набережных (рис. 166—171) и набережной в Гольтенау, изображенной на рис. 172. Свайные козлы расположены здесь непосредственно перед задним шпунтовым рядом, и их растянутая свая имеет вертикальное направление так же, как и шпунтовый ряд.

УИЦ (ДПТ)

В прежнее время ростверк устраивали иногда с некоторым наклоном чтобы воспрепятствовать таким путем скольжению расположенной на нем бетонной стены. Примером подобного рода конструкции служат набережные в Брунсбюттелькуге (рис. 139) и Штеттине (рис. 141 и 142). Однако наклонное расположение затрудняет только производство работ, скольжение же бетонной стены может быть в достаточной мере предупреждено тем, что продольные насадки или головы растянутых свай выпускаются выше дощатого настила. Все новейшие набережные стены имеют поэтому горизонтальный ростверк.

Дощатый настил надо делать по возможности плотно, если для засыпки его употребляется песок; поэтому в некоторых случаях его проконопачивают. Вместо того применяли также покрытие части ростверкового настила незанятой передней ограничивающей стеной легким слоем, непроницаемого для воды бетона (набережные в Везермюнде, рис. 126 и в Брунсбюттелькуге, рис. 130) причем на дощатый настил сначала укладывался еще слой осмоленного толя (стена в Гарбурге, рис. 127).

2) Бетонный ростверк на деревянных сваях.

Целесообразно отказаться от деревянного ростверка, устройство которого сопряжено со сложными работами и крупными расходами, и непосредственно заделывать сваи в бетон. При сжатых сваях осуществить это можно было совершенно просто, поскольку бетонная плита имела достаточную толщину; при растянутых сваях возникало затруднение, так как без особых устройств нельзя было передавать растягивающие усилия от деревянных свай на бетонную плиту. Сжатые сваи, заделанные прямо в бетон, применены в Куксгафене (рис. 143). Головы свай здесь соединены только с расположенными в поперечном к стене направлении железными полосками, которые при посредстве проушин прикреплены болтами к сваям. Бетонная стена над головами свай имеет в высоту по меньшей мере 2 *м*, так что давление на сваи могло передаваться и распределяться без всяких затруднений.

Дальнейшую категорию набережных, расположенных на одних только сжатых сваях, не соединенных однако между собой деревянными частями, но заделанных в железобетонную плиту, представляют Амстердамские набережные (рис. 132, 133 и 135). Здесь на головы деревянных свай насаживались оголовки из железобетона, изготовлявшиеся либо на строительном дворе, либо на месте работ при помощи особой опалубки, которая прикреплялась к свае. Применявшийся способ подробно описан выше.

Равным образом и в набережной Готенбурга (рис. 137) сваи непосредственно заходят в бетон,—так же как и у выстроенных несколько лет спустя набережных гавани № II в Бремене (рис. 137) и Стокгольме (рис. 144).

Среди набережных, основанных на растянутых сваях, стены со свайными козлами гамбургского образца занимают особое место в том отношении, что козлы не соединены деревянными сопряжениями с ростверком. Поэтому остановились на предположении не соединять посредством деревянных частей также и сжатые сваи (других растянутых свай, кроме входивших в состав козел, не имелось), а заделать их прямо в бетонную плиту. Однако такое устройство применено впервые лишь в 1927—1929 гг. при постройке набережных Гризенвердерской гавани и в гавани Вальтерсгоф, причем наклонные сжатые сваи непосредственно заделывались в бетон. Сжатые сваи, расположенные с уклоном 15 : 1 с передней стороны стены, примыкают еще к продольным насадкам.

Отказаться от деревянного ростверка для набережных, у которых растянутые сваи не входят в состав свайных козел, было очень трудно, так как способ устройства сопротивляющегося растяжению соединения между головой сваи и бетонной стеной был раньше неизвестен. К первым сооружениям такого рода относят-

НВ УДУНГ (ДПТ)

ся набережные в Нордерней (1912—1925 гг., рис. 162) и Альтоне (1919 г., рис.161). В Нордернее растянутые сваи соединены поверху при помощи болтов с продольными и V-образными железными балками, и головы их вместе с последними сплошь заделаны в бетон. В Альтоне в бетон заделан полностью весь ростверк, состоящий из деревянных поперечных схваток и железных продольных брусьев, с которыми соединены растянутые сваи. Такая конструкция ни в коем случае не заслуживает подражания, так как заделанный в бетон ростверк, состоящий из дерева и железа, в случае перенапряжения должен по всей вероятности вызвать появление трещин в бетоне. При сооружении в 1921—1922 гг. набережной Северной гавани в Киле (рис. 163) отказались от деревянного ростверка и соединили сваи железными поперечными схватками, заделанными в бетон. Одной из причин такого устройства послужило и то обстоятельство, что сваи в нижней своей части стояли в очень твердом грунте, головы их могли быть повреждены, и устройство деревянного ростверка по всем правилам представилось бы затруднительным.

Действительно удовлетворительное решение вопроса сделалось возможным лишь после испытания в Везермюнде заделки в бетон срезанных наклонно голов растянутых свай помощью железных спиралей. На основании этого опыта было построено несколько набережных с деревянными сжатыми сваями без деревянного ростверка. Следует указать в этом отношении на набережные в Везермюнде (рис. 153) и Кольберге (рис. 154), а также на оставшуюся, правда, в виде неосуществленного проекта, набережную в Штеттине (рис. 157). У набережных в Везермюнде и Кольберге под бетоном были устроены еще парные поперечные схватки, которые поддерживали легкий дощатый настил; однако эти схватки вместе с настилом служили лишь в качестве опалубки. Сами по себе они не должны были составлять несущей конструкции, но все же по окончании бетонировки не были разобраны. Для Штеттина устройства такой опалубки не потребовалось, так как предполагалось уложить бетон по обычному в Штеттине способу непосредственно на уплотненном шлаком грунте (стр. 100).

Отказ от устройства деревянного ростверка влечет за собой усиление конструкции бетонной плиты на изгиб введением железной арматуры, если только плита не имеет как в Куксгафене (рис. 143) чрезмерной толщины. Добавление железной арматуры обусловливает применение водонепроницаемого бетона в целях предохранения ее от ржавчины. Ввиду этого отказ от деревянного ростверка вовсе не означает удешевления стоимости сооружения набережной. В Гамбургском порту еще почти до последнего времени придерживались старого способа, а именно тщательного и точного устройства деревянного ростверка, который подвергался нагрузке сравнительно тяжелой бетонной стены. При этом последняя играла роль массива, действующего своей тяжестью: ее бетон не снабжался арматурой и не обладал водонепроницаемостью. Только при постройке позднейших набережных в Гризенвердерской и Вальтерсгофской гаванях (рис. 170) отказались от продольных насадок для наклонных сжатых свай и ввели эти последние непосредственно в бетон, который армировали тяжелой арматурой из железнодорожных рельс.

В случае устройства полного деревянного ростверка нет оснований делать бетон водонепроницаемым, если только он не подвергается опасным химическим воздействиям. Последнее имеет например место у набережной стены для устройств по погрузке калийной руды в Рейерштигской гавани в Гамбурге (рис.171). Эта стена сделана из водонепроницаемого бетона исключительно ввиду значительных на нее химических влияний от калийных солей, и вследствие этого без особых добавочных расходов могла быть усилена железной арматурой, хотя она и имеет полный деревянный ростверк. В общем однако набережная с полным деревянным ростверком и водонепроницаемым усиленным железной арматурой бетоном должна быть признана обладающей чрезмерной прочностью. Поэтому и в Гамбурге при устройстве ростверка из водонепроницаемого бетона можно было бы отказаться от полного деревянного ростверка.

Водопроницаемый бетон стенок, действующих своей тяжестью, легко дает

НТБ УДИТ (ДИТ)

трещины, а также разрушается от соприкосновения с морской либо болотной водой или суглинком, или воздействия каких-либо других химических причин, поэтому во многих случаях целесообразно отказываться от деревянного ростверка и вводить сваи в непроницаемую, армированную железом бетонную плиту. Хотя прусские сооружения в Везермюнде и Кольберге возведены на сравнительно незначительных глубинах воды, тем не менее такая конструкция без сомнения может быть приспособлена и для набережных с большей полезной глубиной. Данцигская набережная (рис. 173), которая представляет собой также соединение деревянных свай посредством армированной железом бетонной плиты, рассчитана на более значительную глубину. Равным образом и Голландские набережные с бетонной плитой без деревянного ростверка (рис. 132, 133 и 135) доказывают преимущество бетонного ростверка, хотя здесь и не нашли себе применения растянутые сваи. Во всяком случае конструкция «бетонный ростверк на деревянных сваях» подлежит дальнейшей разработке и должна находить себе все большее применение. Так как устройство полного деревянного свайного ростверка сопряжено с затратой не только денежных средств, но и времени, то очень часто, особенно вне Германии, применялись железобетонные сваи, имея в виду более скорое и легкое устройство набережных. Благодаря бетонному ростверку на деревянных сваях удается избежать слабых сторон деревянного ростверка и, несмотря на это, сохранить деревянные сваи вместо железобетонных; вследствие свойственных им указанных выше недостатков следует лучше их избегать. Бетонный ростверк во всяком случае дает возможность обходиться еще некоторое время при помощи деревянных свай.

3) Железобетонный ростверк на железобетонных сваях.

При железобетонных сваях имеется значительно большая свобода в построении ростверковой плиты, чем при деревянных. И в этом случае простейшим способом соединения свай является тот, при котором их вводят в армированную железную плиту. Такого рода конструкции применены например для набережных в Дюссельдорфе (рис. 178), Багия Бланка (рис. 179), Ганау (рис. 180), Тернейцене (рис. 181), Гарбурге (рис. 182), Дельфциле (рис. 188), Фосбруке (рис. 190), Куксгафене (рис. 192 и 193), и Гогензаатене (рис. 200). Во всех этих случаях армированная железом плита служит для соединения свай; с передней своей стороны она поддерживает подпорную стенку, которая ограждает спереди отсыпанную над плитой землю. У одной только Дюссельдорфской набережной подпорная стенка занимает почти целиком всю ширину ростверка.

Ростверк можно разделить на поперечные и продольные балки, которые соответствуют продольным и поперечным брусьям (насадки) или поперечным схваткам деревянного ростверка. Таким образом набережная в Имуйдене (рис. 184) разделена на поперечные балки, которые лежат над отдельными рядами свай и между ними лежат в распор железобетонные ребристые плиты. Ребра этих плит расположены в направлении длины стены и образуют таким образом продольные балки. У набережных в Рандерсе (рис. 189), Штеттине (рис. 191), Гельсингере (рис. 196), Любеке (рис. 197) и Николаеве (рис. 203) ростверк устроен по тому же образцу в форме ребристой плиты таким образом, что ребра располагаются поверх плиты в поперечном направлении к набережной, т. е. в виде поперечных балок. У трех из поименованных выше набережных поверх плиты добавляется еще непрерывная продольная балка, которая лежит над задним рядом свайных козел. Равным образом и передняя подпорная стенка может быть рассматриваема как непрерывная продольная балка, правда, весьма внушительной конструкции. У набережной в Боркуме (рис. 175), которая опирается на деревянные сваи и железобетонную стенку, свайные ряды охватываются парными схватками, на которых расположены железобетонные поперечные балки. Между этими поперечными балками

ТГАСУ (ДИТ)

уложены в распор ребристые плиты, ребра которых параллельны направлению набережной.

Стена, ограничивающая спереди заднюю засыпку и расположенная на плите ростверка, делается в общем в виде обыкновенной подпорной стенки, чаще с железной арматурой. Однако нередко можно встретить подпорную стенку иного поперечного сечения, как например набережные в Боркуме (рис. 175) и в Гамбурге (рис. 201).

Такая конструкция является во всяком случае менее пригодной для причала морских судов, так как она не может противопоставить их ударам необходимой массы. Наоборот, большое распространение имеет конструкция, в которой передняя подпорная стенка делается очень мощной и для жесткости усиливается с задней стороны ребрами, проходящими по всей ширине плиты ростверка к продольной балке, которая расположена на задней стороне плиты и над задним рядом свайных козел. Примерами такой конструкции служат шлюзовые стены в Имуйдене (рис. 185), набережные во Флиссингене (рис. 186) и Фленсбурге (рис. 194 и 195), а также и в Бремене (рис. 202). У набережной доменных заводов в Имуйдене (рис. 187) передняя подпорная стенка соединена с фермой, расположенной с задней стороны плиты под рельсом крана, и это соединение вследствие большого пролета разделено для жесткости посередине.

Большая свобода форм железобетона дает возможность совершенно отказаться от конструкции стены на деревянном свайном ростверке с плитой, засыпанной землей. То обстоятельство, что железобетонные сваи представляется возможным соединять непосредственно над горизонтом воды, приводит к конструктивной форме, которую можно назвать двухъярусной стенкой. Такие стены получили особое распространение в Соединенных штатах. Примером может служить набережная в Мобиле, изображенная на рис. 183, у которой железобетонные сваи посредством поперечных балок соединены между собой в поперечные ряды. Между этими поперечными балками, с передней и задней сторон свай, а также в одном месте и посередине, уложены продольные балки. На составленной таким путем раме лежит образующая набережную ребристая плита, ребра которой направлены вдоль оси набережной, с пролетами между поперечными балками. Ребра или продольные балки расположены под рельсами крановых путей, а далее в берег, под здание депо. Другая конструкция применена в Голландии и заключается в том, что вместо ростверковой плиты, засыпанной землей, и подпорной стенки имеется пустотелый массив. Благодаря этому достигается значительное уменьшение нагрузки на сваи, а в то же время массив стены, противодействующий ударам судов, является достаточным. Оба примера подробно рассмотрены выше: набережные в Влаардингене (рис. 198) и Шиламе (рис. 199).

г) Стенка набережной.

1) Очертание стенки.

Стенка, расположенная на деревянном свайном ростверке, состоит в общем из помоста или плиты, перекрывающей и соединяющей сваи, и расположенной впереди стены, ограничивающей земляную засыпку. Помост или плиту ростверка можно было бы располагать на уровне берега, но в таком случае пришлось бы придавать сваям и шпунтовым стенкам не только большую высоту, но и более значительную толщину. Независимо от этого непосредственно у набережной желательно иметь неслабую сравнительно плиту, но стену, достаточную для противодействия ударам судов.

Устройство ростверка, а также передней, подпорной стенки, подробно разобрано в предыдущем отделе и теперь нужно остановиться только на некоторых деталях. Прежняя конструкция, при которой из кладки делается лишь передняя подпорная стенка, а ростверковый помост из дерева, в крайнем случае с тонким слоем бетона в целях водонепроницаемости (рис. 125—131), в настоящее время в общем исключается. Теперь предпочитают покры-

НБ УДУНТ (ДИТ)

вать деревянный ростверк бетонной плитой такой толщины, чтобы она могла принимать участие в противодействии судовым толчкам. Если сваи заделываются непосредственно в бетонную плиту, то последнюю попросту выполняют вместе с передней стеной как единое целое. Даже там, где сохраняется полный деревянный ростверк, либо устраивают стену по ширине ростверка, либо укладывают на всю ширину помоста бетонную плиту, переходящую с передней стороны в стену, в целях обеспечения таким путем действительной жесткости деревянного ростверка. Примерами конструкции первого рода служат набережные в Штеттине (рис. 141, 142 и 155), Бремергафене (рис. 145—147) и Гамбурге (рис. 166—170), а для конструкций второго рода — набережные в Эмдене (рис. 148 и 149), Везермюнде (рис. 151), Штеттине (рис. 156), Киле (рис. 158 и 159), Нордерней (рис. 162), Гарбурге (рис. 171) и Гольтенау (рис. 172).

Сравнительно недавним примером чисто деревянной конструкции служит набережная внутренней гавани в Везермюнде (рис. 152): с передней стороны она несет на себе надстройку типа больверка, т. е. устроена очень легко. В Бремергафене (рис. 122) и Брунстбюттелькуге (рис. 139) попытались придать жесткость передней стене посредством устроенных на одинаковых промежутках устоев на полную ширину плиты свайного ростверка. У Бремергафенской стены устои дали иную осадку, чем другие части стены, так что образовались трещины. Поэтому в Брунстбюттелькуге свайный ростверк был сделан по всей ширине и неусиленной части стены. Однако при такой конструкции желательно перекрывать бетонной плитой и часть ростверка, не находящуюся под стеной и устоями, что приводит к полному отказу от устройства этих последних.

При выборе очертания для бетонной стены следует иметь в виду, что при употреблении трамбованного бетона задней стороне стены может быть придана любая кривизна, между тем как в случае применения бетона литого при значительной кривизне необходима постановка опалубки. При литом бетоне можно обойтись без опалубки лишь в том случае, если верхняя поверхность имеет уклон не круче хотя бы 1 : 20. Уклонов от 1 : 20 до 1 : 1 в случае употребления литого бетона следует совершенно избегать, так как их можно делать только с опалубкой и то не вполне безукоризненно; при таких условиях лучше делать уступы.

2) Шарнир в ростверке.

Попытка предупредить опасность неравномерной осадки очень широкой плиты свайного ростверка путем устройства в ней шарнира сделана при постройке набережной в Бременской гавани № 2. Шарнир образован железными прутьями арматуры в месте, назначенном для шарнира, расположенными только в середине плиты; при таком устройстве в случае неравномерных деформаций последней в бетоне могли бы образоваться трещины, но это не повлекло бы за собой повреждения железных прутьев и связанного с ним нарушения сопротивления плиты растягивающим усилиям. В действительности трещин обнаружено не было, и следовательно шарнир не проявил своего действия. Несмотря на это, подобная конструкция для широких плит может представить преимущества, так что о ней следует упомянуть здесь еще раз. Недостаток такого устройства заключается в том, что в случае образования в бетоне трещин железная арматура подвергается опасности от ржавчины.

3) Свес бетонной стенки.

При выборе очертания для новейших железобетонных стен имеет значение вопрос, целесообразно ли продолжать с передней стороны стены бетонный массив вниз под плиту ростверка. Устройство переднего свеса предохраняет сваи от давления и истирающего действия льда. Особенное значение имеет это соображение для стен, которые по соседству с краем набережной испытывают значительные нагрузки от кранов, следовательно повреждение передних сжатых свай может вызвать самые нежелательные последствия. Если набережная ограничивается спереди шпунтовой стенкой, то даже в этом случае зачастую рекомендуется

НТБ ДИИТ (ДИИТ)

продолжать бетон вниз под плиту свайного ростверка для того, чтобы уменьшить высоту шпунтовой стенки и тем самым понизить ее напряжение. Оба соображения имели решающее значение при сооружении набережной в Дельфзиле (рис. 188), у которой плита свайного ростверка была расположена выше среднего уровня высоких вод для того, чтобы она могла затвердеть, не соприкасаясь с морской водой. Передняя стена во внимание к опасности, грозившей сваям и шпунтовому ряду от льда, была опущена приблизительно до среднего уровня низких вод; благодаря этому одновременно оказалось возможным уменьшить высоту и толщину шпунтового ряда, ограничивающего стену с передней стороны.

У шлюзовой стены в Имуйдене (рис. 185) и набережной в Флиссингене (рис. 186) мотивом для устройства выступа под плитой свайного ростверка послужило соображение получить меньшие размеры для передней шпунтовой стенки.

Вообще можно сказать, что для набережных, рассчитанных на большие глубины воды, в особенности для стен с тяжелой нагрузкой, конструкция со свесом на лицевой стороне бетонной стенки является выгодной во всех тех случаях, когда необходимый водоотлив может быть осуществлен без чрезмерных издержек. Выступающая вниз часть бетонной стены опирается на передние ряды свай, а при наличии шпунтовой стенки спереди—на эту последнюю. Благодаря этому достигается уменьшение длины передних свай и высоты шпунтовой стенки, а тем самым и общее сокращение их размеров, определяемых в большинстве случаев на основании расчета на продольный изгиб.

4) Вынос бетонной стенки вперед.

Устройство нижнего свеса облегчает применение конструкции, которой следовало бы пользоваться в более широких размерах для стен при глубинах воды, достаточных для морских судов, а именно устройство выноса бетонного тела стены за передний ряд свай с той целью, чтобы предохранить их или в соответствующих случаях шпунтовую стенку от непосредственного соприкосновения с корпусом судна. Если лицевая поверхность бетонной стены выдается за сваи или шпунтовую стенку настолько, что причаливающие суда уже не могут ее касаться, то можно сделать экономию на требующем больших расходов поддержании в надлежащем порядке отбойных свай перед набережной и ограничиться отбойными приспособлениями на лицевой стороне бетонной стенки или даже вовсе отказаться от последних, заставляя при этом морские суда пользоваться кранцами.

5) Расположение переднего рельса для крана.

Следует далее указать еще на то обстоятельство, что при набережных с глубиной воды, достаточной для морских судов, передний рельс для крана целесообразно располагать настолько далеко от края набережной, чтобы перед опорами для крана оставалось еще пространство для прохода, что представляется весьма желательным с точки зрения операций по погрузке и разгрузке угля с судов.

При этом достигается значительное уменьшение нагрузок на сваи переднего ряда и более выгодное распределение напряжений в стене. Указанное преимущество обычно представляет собой большую ценность, чем дополнительные расходы по увеличению размеров выноса для крана при перемещении рельса подкранового пути назад.

6) Облицовка, одежда стены, штукатурка.

Облицовка может предохранить бетонное тело от механических повреждений, но не от химических воздействий, как это часто предполагается. Равным образом она зачастую применяется только для придания сооружению лучшего

НБ ПНТУНТ (ДТ)

внешнего вида, что однако едва ли может быть рекомендовано с хозяйственной точки зрения. Ввиду того что облицовка никогда не поддается слиянию с бетоном в единое тело, выгоднее устраивать всю стену целиком из водонепроницаемого бетона без всякой облицовки. Если горизонтальные и вертикальные ребра бетона в достаточной мере закруглены, то они и не нуждаются в особых предохранительных мерах. Ребра, по которым происходит скольжение судовых канатов, предохраняются при помощи бортового железа. При таком устройстве бетонной стены можно обойтись и без покрывающих ее сверху плит: в случае их применения они не должны подвергаться непосредственному соприкосновению с корпусом судна (стр. 134—5).

Штукатурка задней стороны стены, до сих пор еще часто применяемая, является не только излишней, но прямо-таки вредной. Штукатурка никогда не бывает непроницаема, так как в ней постоянно имеются волосные трещины, пропускающие воду, способную оказать вредное действие. Кроме того очень трудно соединить штукатурку прочно с бетоном. Поэтому окраска гудроном оказывается более действительной и более обеспечивает водонепроницаемость в том случае, если она наносится непосредственно на бетонную стену, чем если между нею и бетоном прокладывается слой штукатурки (стр. 158). Иначе обстоит дело в случае применения торкретирования; однако этот способ для задней стороны стены является неприменимым по своей дороговизне тем более, что вполне достаточно одной окраски гудроном.

д) Отвод воды.

Надлежащие отводящие воду устройства имеют для набережных большое значение, так как они предупреждают появление горизонтальных усилий от избыточного давления воды. Для заднего заполнения стены выше самого низкого уровня воды водоема следует применять только пропускающий воду песчаный грунт, устраивая сзади стены непрерывные водоотводящие приспособления в виде щебеночного дренажа или аналогичной конструкции, ограничивая их от песчаного грунта при помощи расположенных в виде фильтров слоев из песка и гравия так, чтобы они не могли подвергнуться закупорке; необходимы достаточно частые выпуски в открытый водоем. В новейшее время для отвода воды часто устраивают канал, перекрытый полусводиком из пористого бетона; канал прокладывается сзади бетонной стены; повидимому, такое устройство дает на практике хорошие результаты. Оно представлено на рисунках, изображающих набережные Колумба в Бремергафене (рис. 147), в Гарбург-Вильгельмсберге (рис. 171) и в Кольберге (рис. 154). У набережной, выстроенной в 1912 г. в гавани № II в Бремене (рис. 164), за стеной устроен доступный для прохода дренажный канал, подробное устройство которого приведено выше (стр. 162). Хотя этот канал действует исправно еще и в настоящее время, тем не менее при постройке набережной (рис. 137) в том же самом бассейне гавани в 1924—1925 гг. удовлетворились устройством за задней шпунтовой стенкой простого фильтра, перекрывающего оставленные в последней зазоры (стр. 135). Несмотря на это, уверенность в надлежащем действии осушительных устройств заставляет отдать предпочтение прежнему устройству; только доступные для прохода каналы дают возможность постоянного наблюдения за их исправностью.

е) Общие выводы.

Сооружение набережных на свайном ростверке имеет начало в конструкции типа больверков. По сравнению с последними стены набережной делаются более тяжелыми, менее восприимчивыми к толчкам от судов, рассчитанными для большей глубины воды и обладающими большей долговечностью; удается также избежать невыгодного и часто неудобного качества, свойственного больверковым сооружениям,—устройства занимающих много места за линией набережной и очень чувствительных анкерных приспособлений. С другой сто-

НТБ ВНИИТ (АИТ)

роны, набережная, как общее правило, обходится дороже, чем больверк. На основании указанных соображений в большинстве случаев удается без затруднений решить вопрос о том, следует ли строить набережную или подпорную стенку больверкового типа. Однако здесь нужно еще раз отметить, что в Германии береговые сооружения строятся слишком дорогими, чрезмерно тяжелыми и рассчитанными на излишнюю долговечность, несмотря на то, что одни уже высокие процентные ставки на капитальные вложения за последние годы должны были бы обусловливать более дешевые методы постройки. Очень легко забывается, что подобные сооружения часто становятся устарелыми или подлежат сносу по каким-либо иным причинам, прежде чем истечет или хоть сколько-нибудь приблизится к своему окончанию тот срок, на который они были рассчитаны. Такие соображения должны были бы привести к тому, что как раз теперь, в период тяжелого экономического положения, необходимо довольствоваться менее дорогими конструкциями, которые однако в течение определенного ограниченного срока могут выполнять свое назначение. Так например, железному больверку следовало бы в настоящее время чаще отдавать предпочтение перед набережными. При прокатываемых теперь профилях он может находить применение для морских судов вплоть до глубины воды от 8 до 9 *м* (рис. 31); на внутренних водных путях имело уже место сооружение железного больверка в качестве шлюзной стены со свободной высотой, достигавшей 12 *м* (рис. 41). От дальнейшего развития тяжелых профилей железных стен будет зависеть устройство железных береговых подпорных стенок, рассчитанных еще на большие глубины воды.

Все те основания, которые имеют значение для выбора между деревянным и железобетонным свайным ростверком, указаны уже выше. Деревянный свайный ростверк находится в зависимости от горизонта воды, так как все деревянные части должны находиться ниже границы гниения. Там, где встречается древоточащий червь, деревянный свайный ростверк вообще не может иметь применения, если только он не будет огражден от червей железными или железобетонными завесами, сделанными между шпунтовыми рядами. Деревянные сваи имеют по сравнению с железобетонными только ограниченную длину, толщину и крепость. Сваи длиной свыше 20 *м* в настоящее время уже трудно получить; максимальная, еще выгодная в хозяйственном отношении длина свай при значительном их количестве составляет от 22 до 23 *м* даже в случае применения заграничного леса. Этим определяется предел применения деревянного свайного ростверка; при большей длине свай речь может итти только о железобетоне. Недостаточная толщина и прочность свай может быть уравновешена более тесным их расположением, но и при этих условиях для современных подверженных действию тяжелых нагрузок набережных, предназначенных для самых больших морских судов, деревянные конструкции уже приближаются к пределу целесообразности.

В границах описанной выше области рационального применения набережная, основанная на деревянном свайном ростверке, имеет перед железобетонным ростверком значительные преимущества: деревянные сваи хорошо забиваются, могут практически служить под водой бесконечно долгое время, нечувствительны к сотрясениям и толчкам до и после бойки, не подвержены никаким химическим воздействиям воды или грунта, вызывают меньше издержек на заготовку, забивку и обделку бетонным ростверком и наконец настолько упруги, что особенно приспособлены к восприятию временных изгибающих напряжений в результате толчков от судов и т. д. Железобетонные набережные представляют следующие положительные стороны: высота расположения свай и ростверка зависит от горизонта воды лишь потому, что он влияет на осуществление водоотлива во время производства работ; сваи могут быть любой формы и любых размеров, что дает возможность примениться к местным условиям грунта как в отношении расстояний между сваями, так и в отношении обделки их опорных частей; сопряжения между сваями и ростверком могут быть выполнены проще, крепче и надежнее, чем у деревянных свай; в выборе общего очертания стены имеется большая свобода, чем при деревянном свайном ростверке,

НВУЗ (ДГТ)

и вследствие этого оказывается возможным легче произвести статически ясный и определенный расчет всего сооружения. Тем не менее то обстоятельство, что железобетонные сваи в сильной степени подвержены повреждениям до и во время забивки, имеет весьма серьезное значение. При помощи тщательного обращения эта опасность для свай перед забивкой может быть уменьшена, но во время забивки при неблагоприятных условиях она все еще остается весьма значительной.

При возрастании затруднений в заготовке деревянных свай больших размеров железобетонная конструкция для набережных, назначенных для обслуживания крупных морских судов, все больше должна выступать на первый план. Но при современных размерах набережная на деревянном свайном ростверке по большей части может еще безусловно конкурировать с железобетонной; при одинаковых приблизительно расходах ей следует всегда отдавать предпочтение перед стеной из железобетона в том случае, если приходится опасаться повреждения железобетонных свай во время забивки. Чем меньше полезная глубина воды перед набережной, тем более выступает обычно на первое место преимущество стены на деревянном свайном ростверке, если только положение горизонта воды не обусловливает целесообразности устройства железобетонной стены и затруднения при водоотливе не удорожают сооружения на деревянном свайном ростверке (железобетонная стена всегда может быть построена без водоотлива).

В настоящее время при устройстве набережной на деревянных сваях бетонный ростверк технически оказывается равноценным, в экономическом же отношении имеет преимущество в сравнении с деревянным ростверком; это подробно разъяснено выше (стр. 206 и сл.). Различные набережные Голландии на деревянных сваях, которые испытывают только сжимающие напряжения и соединены бетонным ростверком, могут служить показательными сооружениями; сюда относятся набережные Ваальской пристани в Роттердаме (1913 г., рис. 132), Суринамской (1921 г., рис. 133) и Коенской пристани (1920 г., рис. 135) в Амстердаме. То же можно сказать и о набережной гавани № II в Бремене (1924—1925 г., рис. 137). Устройство набережных на деревянных сваях, работающих на растяжение, и с бетонным ростверком стало возможным только с появлением везермюнденского способа для сопряжения растянутых свай (рис. 95 и 96). В качестве хороших примеров могут служить набережные в Везермюнде (1926 г., рис. 153), Кольберге (1927 г., рис. 154) и Штеттине (проект 1928 г., рис. 157). Гамбургские набережные со свайными козлами еще не отказались от деревянного ростверка, хотя это было бы возможно без всяких затруднений.

В общем ни одной из указанных выше трех различных конструкций для набережных на деревянном свайном ростверке (набережная с одними только сжатыми сваями, со сваями, работающими на растяжение, со свайными козлами) нельзя отдать абсолютного преимущества, но нужно в каждом отдельном случае при составлении проекта взвешивать получающиеся при этом выгоды и недостатки. То же относится и к описанным выше отдельным конструкциям железобетонных набережных. Выстроенная наподобие деревянного свайного ростверка железобетонная конструкция имеет свои преимущества. Так например, сваи одинакового направления набережной в Тернейцене (рис. 181) легко поддаются забивке. Расположение свай у набережной в Гарбурге (рис. 182) выбрано таким образом для того, чтобы в изобилующие галькой слои грунта забить только отвесные сваи. Тяжеловесные железобетонные стены морского шлюза в Имуйдене (рис. 185) и в гавани Флиссинген (рис. 186) имеют целью стремление к равномерной загрузке чрезвычайно широкой ростверковой плиты. Метод постройки набережных в Куксгафене (рис. 192 и 193), Фленсбурге (рис. 194 и 195), Любеке (рис. 197) и т. д. имеет, наоборот, преимущество в статически ясном распределении усилий, следствием чего являются самые экономные размеры; так например, ростверк поддерживается только двумя линиями опор, образуемых свайными рядами или шпунтовыми стенками. Ту же цель преследуют и тяжеловесные набережные в Влаардингене (рис. 198) и Шидаме (рис. 199); здесь сваи также разбиваются на две группы, образующие приблизительно две ли-

нии опоры для ростверка. При разработке проекта и здесь придется каждый раз учитывать выгоды и недостатки различных систем конструкций железобетонных набережных с точки зрения их значения для данного отдельного случая. Об абсолютном преимуществе какой-либо одной конструкции по сравнению с другими говорить не приходится.

Б. Причальные надстройки на откосах.

В Соединенных штатах набережные встречаются сравнительно редко; наоборот, там получили весьма широкое распространение сооружения типа причальных молов, т. е. выступающие в воду перпендикулярно к береговой линии мостки для причала судов, пристающих к ним с обеих сторон (в направлении, перпендикулярном к линии берега). Очевидно, в связи с этими опирающимися почти исключительно на вертикальные сваи сооружениями устраиваются также и расположенные вдоль берегов причальные устройства, по большей части в виде «надстроек на откосах», опирающиеся следовательно на отвесные сваи. Такие конструкции представляются для береговых устройств выгодными в экономическом отношении, во всяком случае они часто обходятся значительно дешевле, чем настоящие набережные, основанные на свайных ростверках. Разумеется, указанные береговые сооружения обладают меньшей сопротивляемостью, чем набережные, и когда на них располагаются например здания береговых пакгаузов, последние оказываются более чувствительными к действию ударов судов. При более тяжелых устройствах это опасение отпадает, но в таком случае уничтожается и преимущество меньшей стоимости подобного сооружения по сравнению с набережной. Большое распространение указанного типа конструкции в Америке объясняется обилием в стране лесного материала; в других богатых лесом странах он также является обычным. С увеличением цен на лес переходят на железо и железобетон, с сохранением однако прежней конструкции. Сооружения в виде «надстроенных откосов» могут найти применение и в германских условиях, в особенности при употреблении железобетона. В Германии до сих пор они встречаются редко и не в такой разработанной форме, какую они получили в Америке и в других местах. А между тем разнообразные преимущества, свойственные конструкции надстроек на откосах, должны были бы обеспечить более внимательное к ней отношение и в Германии, причем она может получить особенно благоприятную форму, если имеется возможность связать с нею устройство фундаментов для расположенных у набережной амбаров, пакгаузов и других зданий.

Главное преимущество этой конструкции заключается в возможности совершенно точно определять вызываемые в сваях напряжения и в зависимости от них наиболее экономичным образом назначать расстояния между сваями и их поперечные размеры, между тем как для набережных действующие силы от давления грунта и воды не могут быть определены с такой достоверностью, чтобы можно было ограничиться назначением размеров без значительного запаса в целях увеличения коэфициента безопасности. Сюда присоединяется то обстоятельство, что сооружение не подвергается напряжению от напора воды, который в большинстве случаев играет существенную роль при назначении размеров толщины стен набережных. То, что набережные в виде надстроек на откосах имеют иногда меньшую долговечность, чем набережные на свайных ростверках, отнюдь не всегда должно рассматриваться как недостаток, так как при теперешнем быстром развитии экономики и техники большая долговечность набережных во многих случаях не может быть использована.

1. НАДСТРОЙКИ НА ВЫСОКОМ СВАЙНОМ РОСТВЕРКЕ.

В качестве простейшего примера «надстроенного откоса» приведено на рис. 205 береговое ограждение у «Синей башни» в Кенигсберге. Железобетонная плита, поддерживаемая поперечными ребрами, обращенной к воде стороной лежит на ряде свайных козел, а стороной, обращенной к берегу—на непрерывном

НБ УЭИНТ (ДИТ)

цоколе. Ввиду непосредственной близости жилых домов для береговой опоры нельзя было забить сваи; нельзя было опустить и винтовых свай вследствие засоренности основания (старые береговые подпорные стенки). Плита имеет различную ширину; свайные козлы расположены на различных расстояниях друг от друга. Указанные на рис. 205 грунты основания обусловливают сваи длиной в 16 *м*; применены сваи из «центробежного» бетона. Растянутые и сжатые сваи стоят попарно вплотную друг к другу и образуют козлы на взаимных рас-

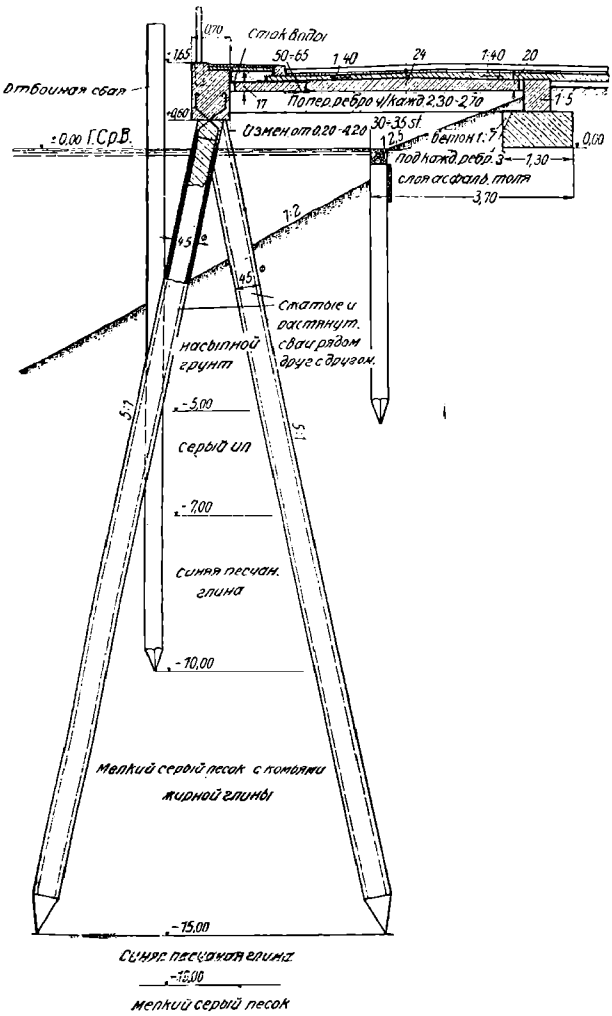


Рис. 205a. Поперечный разрез.

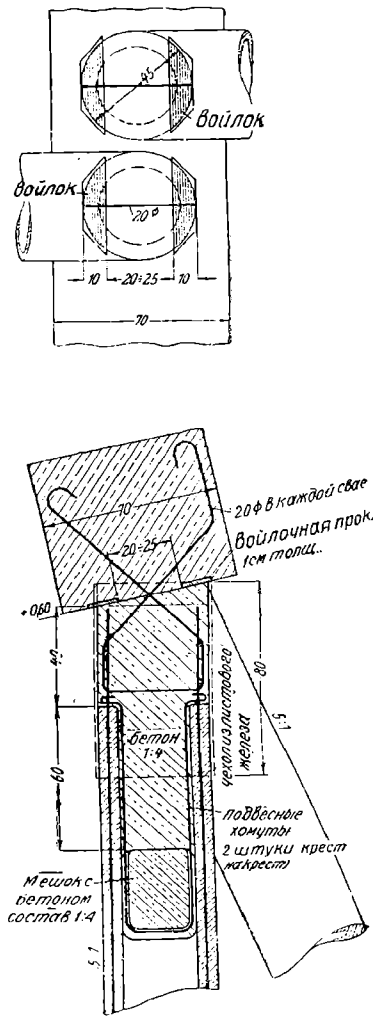


Рис. 205b. Деталь.

Рис. 205a и b. Надстройка на откосе у Синей башни в Кенигсберге; сооружена в 1928 г.

стояниях от 4,60 до 5,40 *м*. Над свайными козлами уложена продольная балка, поддерживающая поперечные ребра железобетонной плиты. Продольная балка опирается на свайные козлы при помощи шарниров для того, чтобы бетонная плита могла следовать за возможными просадками береговой опоры. Шарниры образованы при помощи железных стержней, которые пересекаются между собой в центре сваи на нижней стороне продольной балки. Работа производилась следующим образом: после забивки сваи с головы ее на длину 40 *см*

УДУ (ДПТ)

обивался бетон, так что обнажились продольные прутья арматуры; затем с наружной стороны сваи надвигалась в качестве опалубки обойма из листового железа длиной в 80 *см*; после этого помещались железные прутья для шарнира, и свая сплошь заделывалась бетоном до нижнего края продольной балки. После устройства опалубки для этой последней в местах, указанных на рис. 205b деталей, помещались войлочные прокладки, которые должны были обеспечить продольной балке возможность колебаний около шарнира; затем укладывался бетон для продольной балки.

На рис. 206 приведены в качестве примера чисто деревянной конструкции набережные одинакового устройства, на протяжении целых километров вдоль берегов Миссисипи в Новом Орлеане. В прежнее время для таких береговых

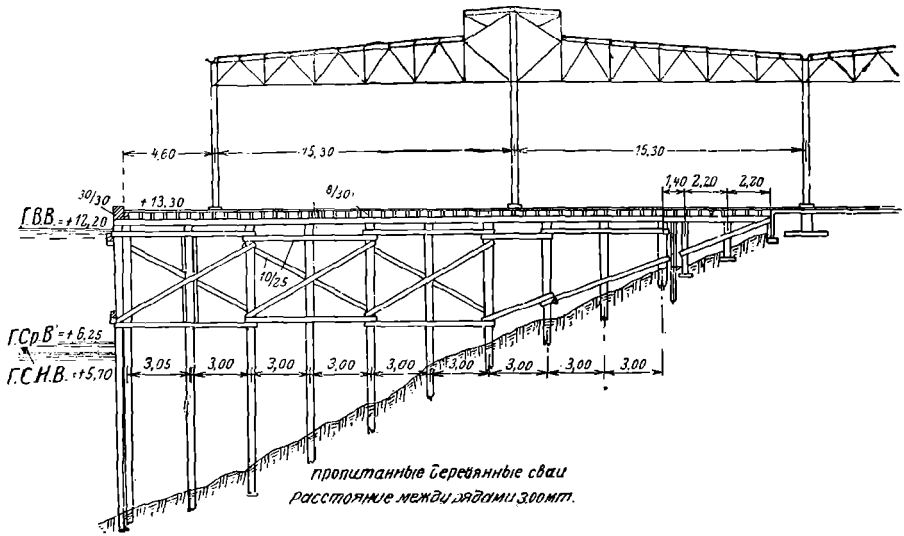


Рис. 206. Набережная (надстройка на откосе) на улице Робина в Новом Орлеане; построена в 1923 г.

сооружений употребляли ничем незащищенные круглые бревна большого диаметра, которые можно было иметь в любом количестве. Должен был пройти сравнительно достаточной промежуток времени, прежде чем сваи большого диаметра прогнивали настолько, что становились непригодными для дальнейшей службы; мирились и с тем, что при возобновлении свай подлежали разборке и расположенные на набережной амбары, представлявшие по большей части легкие постройки. Постепенно увеличиваются затруднения с получением свай большого диаметра; они становятся все более и более дорогим материалом. В настоящее время при всех новых постройках и переоборудованиях все деревянные части, расположенные в пределах изменения горизонта воды, для увеличения их долговечности, обычно пропитывают каменноугольной смолой; благодаря этому получается значительно более благоприятный результат по сравнению с прежним временем, когда употреблялись более толстые бревна, чем это необходимо по расчету. Тем не менее и пропитанные сваи подлежат возобновлению приблизительно через 20 лет.

В гаванях, где дереву угрожает опасность от древоточащего червя, требуются особые предохранительные меры. В качестве примера приведено на рис. 207 устройство Тихоокеанского причального мола в гавани Сеттль[1] на Западном побережье Соединенных штатов. Сваи, расположенные под амбаром на набережной, окружены бетонным чехлом; это применялось в широких раз-

[1] Werft, Reederei, Hafen, 1925, стр. 684, рис. 12.

УДУВ (ДІІТ)

мерах в гавани Такома [1]. Сваи набережной перед амбаром пропитывались лишь каменноугольной смолой на том основании, что они обходятся значительно дешевле и в этом месте могут быть довольно легко заменены

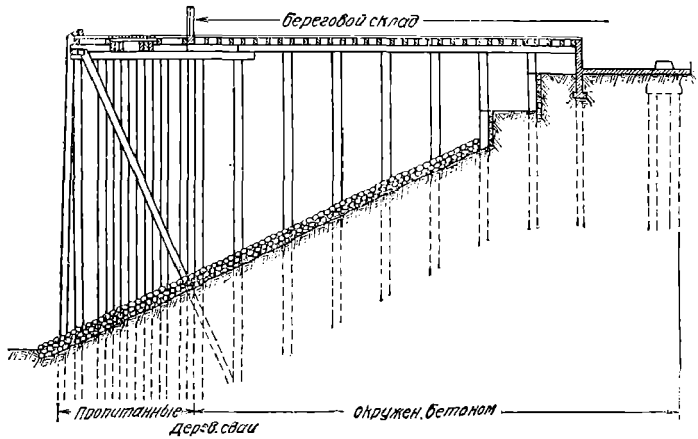


Рис. 207. Набережная (надстройка на откосе) Тихоокеанского причального мола в гавани Сеттль (Западное побережье Соединенных штатов).

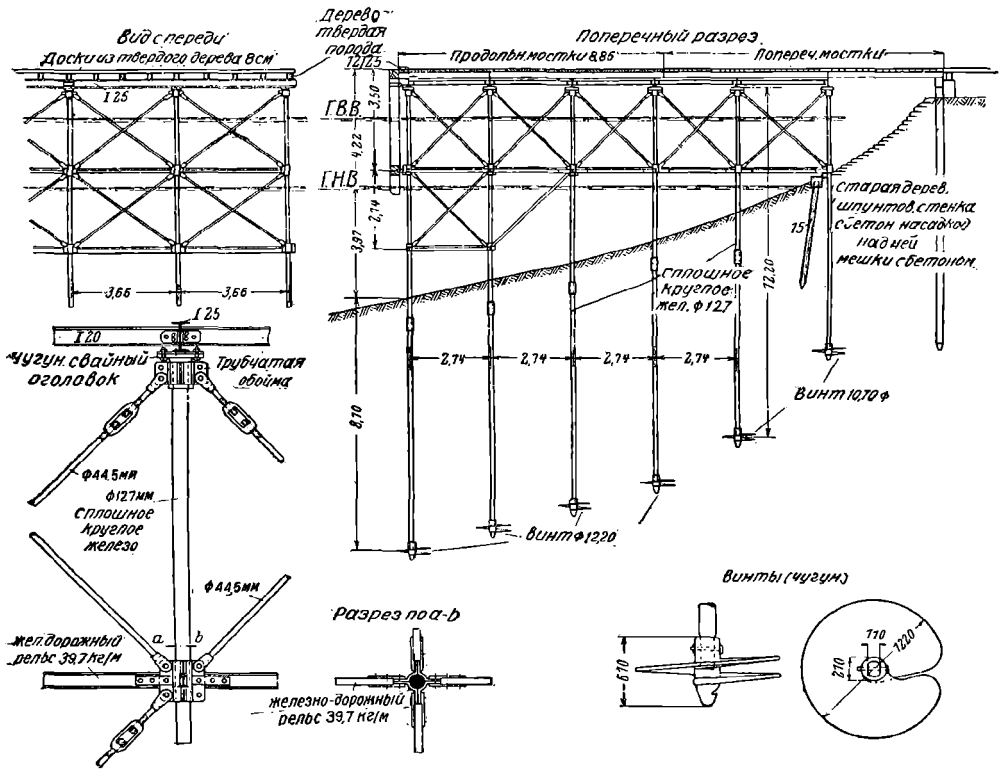


Рис. 208. Набережная с винтовыми сваями в Белаване на Суматре длиной 70 м с 4 поперечными мостиками.

новыми. Срок службы свай, окруженных бетонным чехлом в целях предохранения их от древоточащего червя, определяется в 20 лет; для свай, подвергшихся только пропитке, этот срок оказывается значительно более коротким.

[1] «Eng. News Rec.», 1922, № 18; «Bauingenieur», 1923, стр. 93.

НБ УДУХТ (ДІІТ)

Конструкция с железными винтовыми сваями изображена на рис. 208, который представляет набережные гавани Белован на Суматре[1]. В этом случае береговой откос перекрыт надстройкой не полностью, так что дело идет скорее о продольных мостках, расположенных в открытом водном пространстве перед береговой линией и соединенных с берегом посредством четырех поперечных мостков. Указанный английский источник содержит интересную статью относительно набережных устройств, выполненных в виде надстроек на откосах; как этот, так и следующий пример заимствованы оттуда. Грунт основания на неопределенную глубину состоял из мягких пластов, с незначительной несущей способностью. Ввиду этого винтовые сваи и представлялись в данном случае особенно подходящими. Они состоят из круглых железных труб диаметром 127 *мм*, перекрытых чугунными оголовками, на которых находится верхний ряд балок (двутавры № 25 и 20). Над этими балками расположены

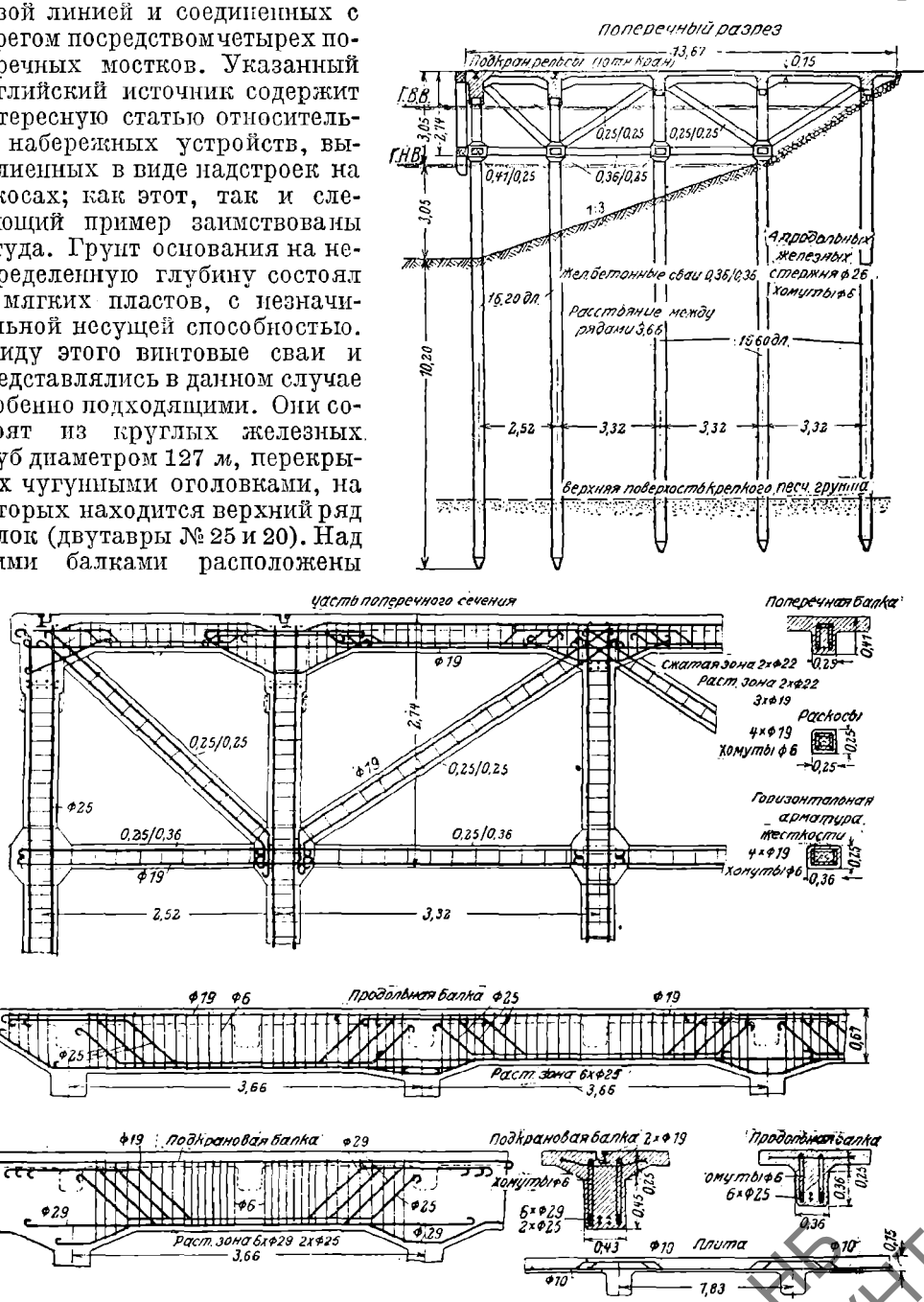


Рис. 209. Набережная реки Прей (против острова Пуло-Пинанг); сооружена в 1926 г.

[1] «The Dock and Harbour Authority», 1927 (март), стр. 139, рис. 2; Werft, Reederei, Hafen, 1927, стр. 331.

НБ УДУНТ (ДНТ)

балки из твердого дерева с досчатым настилом из такого же материала. Нижний горизонтальный ряд балок образуется железнодорожными рельсами. Как эти последние, так и подкосы из круглого железа опираются на охватывающие сваи обоймы.

Железо в тропическом климате подвергается большой опасности от ржавления; поэтому железные сваи после нанесения окраски обматывались вязальной проволокой и покрывались слоем от 4 до 5 *см* цементного раствора 1 3 без применения опалубки при помощи мастерка. Этот способ дал очень хорошие результаты на практике здесь и в других сооружениях в Гонконге, между тем как готовые бетонные оболочки толщиной в 6 *см* для окрашенных железных частей не препятствовали появлению ржавчины: раствор, повидимому, хорошо пристал к окраске. В названном источнике не указано, почему не покрывали раствором неокрашенное железо, что было бы прочнее; более тонкие железные части могли бы быть предохранены от появления ржавчины только путем ежегодной счистки ржавчины и возобновления окраски.

В качестве примера набережной из железобетона представлена на рис. 209 выстроенная в 1926 г. пристань у верфи близ устья реки Прей[1], напротив острова Пуло-Пинанг у Малаккского пролива, предназначенная для менее крупных пароходов, нуждающихся в ремонте. Набережная длиной 85 *м* рассчитана на тяжелый груз (3-*т* котлы) и оборудована 10-*т* краном. Размеры набережной и ее арматура указаны на рис. 209. Подобные береговые сооружения встречаются в очень многих местах под тропиками. В указанном выше источнике обращается особое внимание на то, чтобы бетон нижних горизонтальных элементов и подкосов, устроенных для жесткости, во время схватывания и начала твердения не заливался водой и не подвергался повреждениям. Сваи забивались на такую глубину, что их верхний конец располагался вровень с верхним краем набережной, после чего бетон с них отбивался до нижнего края продольных и поперечных балок; освобожденные таким образом железные прутья свай соединялись с железной арматурой балок.

2. ОСОБЫЕ КОНСТРУКЦИИ НАДСТРОЕК НА ОТКОСАХ.

Сооружения этого рода возводятся только из железобетона. Очень простую конструкцию представляет собой железобетонная платформа для крана

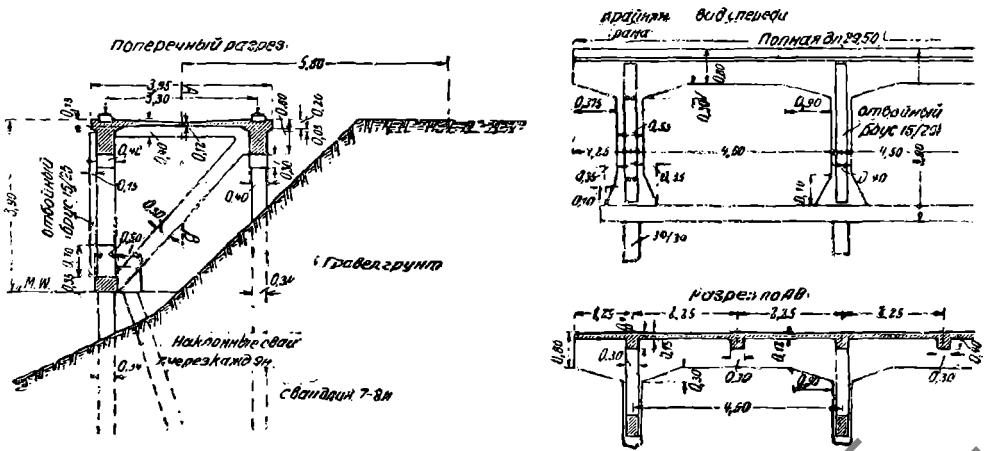


Рис. 210. Платформа для крана на Южной пристани в Дуисбурге; сооружена в 1924 г.

(рис. 210), выстроенная в 1924 г. на Южной пристани в Дуисбурге. По этой платформе движется кран, причем на каждое из его четырех колес приходится 28 *т*. Кроме того принято в расчет горизонтальное натяжение от судов в 20 *т*.

[1] «The Dock and Harbour Authority», 1927 (март), стр. 140 и сл., рис. 3 и 4.

НБ УДИТГ (ДІПТ)

Более солидную конструкцию подкрановой эстакады вдоль берега внутреннего судоходного канала представляет рис. 211, на котором изображено набережное устройство, сооруженное в 1917 г. на пристани Эмшлер-Липпе у Даттельна [1]. Верхний настил мостков поддерживается четырьмя прогонами, опирающимися на полурамы, которые расположены на взаимных расстояниях в 5,50 *м* и спереди подпираются кустами из четырех свай, а сзади при посредстве задней продольной балки оперты на ряд свайных козел, наклонные сваи которых находятся под поперечными рамами, а вертикальные между ними. На обоих средних прогонах расположено по одному рельсу для железнодорожного пути, а на крайних прогонах по рельсу для крана с давлением на колесо в 20 *т*. Позади последнего прогона расположен в виде консоли канал для проводов. Откос канала покрыт мостовой; под всем сооружением для водонепроницаемости уложен слой глины.

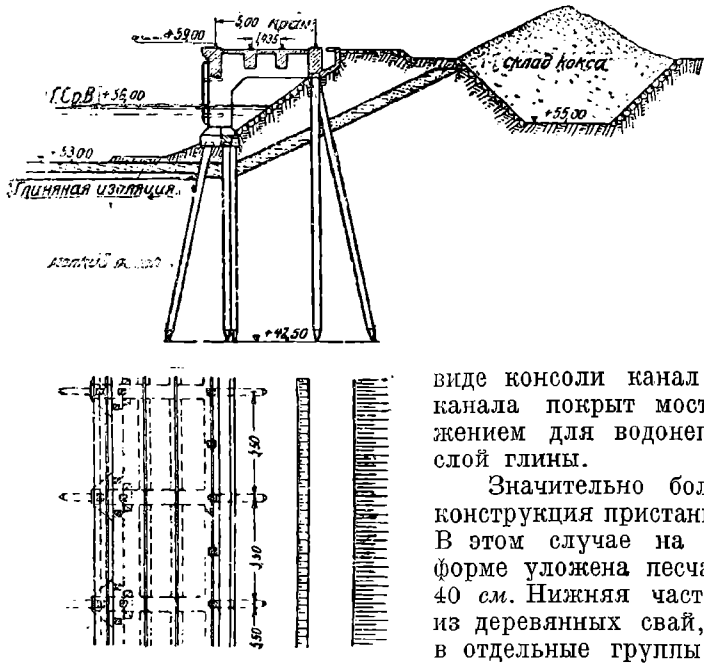


Рис. 211. Набережная пристани у Даттельна; сооружена в 1917 г.

Значительно большую ширину имеет конструкция пристани Дортрехт [2] (рис. 212). В этом случае на железобетонной платформе уложена песчаная одежда толщиной 40 *см*. Нижняя часть сооружения состоит из деревянных свай, которые соединяются в отдельные группы, но стоящие открыто перед сооружением и составленные из трех свай; предохранительные палы сделаны из железобетона. Головы деревянных свай охватываются плитами двух различных форм. Через каждые 16,50 *м* уложены более широкие плиты, а между ними на взаимных расстояниях в 5,5 *м* две более узких. Над всеми этими плитами возвышаются поперечные стенки толщиной 30 *см*, которые над узкими плитами выступают вперед, между тем как спереди на более широких плитах перед поперечными стенками находятся особые устои. Поперечные стенки и устои поддерживают прогоны под платформой. Нижняя часть бетонной надстройки сооружена во время отливов. В поперечных стенках посередине имеются отверстия для устройства смотрового прохода под платформой.

Набережные Бристольского порта при расширении гавани у доков в Эвонмаутсе [3] построены в течение 1925—1927 гг. исключительно из железобетона и в виде надстроек на откосе (рис. 213). Сваи длиной от 16,5 до 19 *м* собраны в группы, состоящие из 2, 4 и 6 шт., которые в свою очередь расположены в поперечных рядах, попеременно более сильных и более слабых. В слабых рядах стоят сваи 38 × 38 *см*, а в сильных — 42 × 42 *см*, причем последние собраны в группы, состоящие из 4 и 6 свай. Сваи заготовлялись в лежачем положении в железной опалубке, которая обусловливала образование гладкой и плотной наружной поверхности, обладающей большей способностью противостоять воздействию

[1] «Bautechnik», Mitt. der Firma Butzer, Dortmund 1925, стр. 53, рис. 17.
[2] «Bautechnik», Mitt. der Firma Butzer, Dortmund 1925, стр. 54, рис. 19; «Deutsche Bauztg.», 1922, вып. 10, стр. 73.
[3] «Engineering», 1928, 11 мая, стр. 567, рис. 11 и табл. I-VII, рис. 22—35. Разрез набережного устройства в «Bauingenieur», 1928, стр. 834.

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

морской воды. Сваи покрывались каменноугольной смолой и их не трогали с места в течение 21 дня, а забивали только через три месяца после изготовления. Затем в перемычке из шпунтовых пластин системы Рансома при водоотливе они снабжались оголовками и соединялись между собой поверху железобетонной

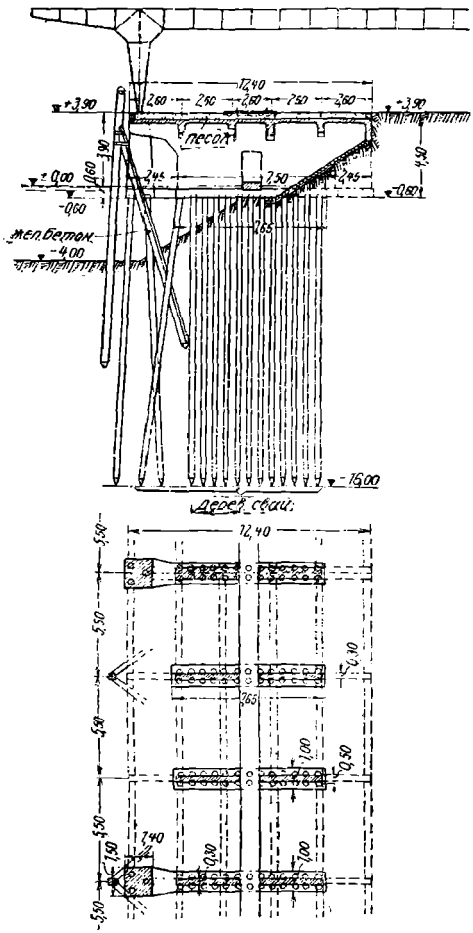


Рис. 212. Набережная в Дордрехте, сооружена в 1921 г.

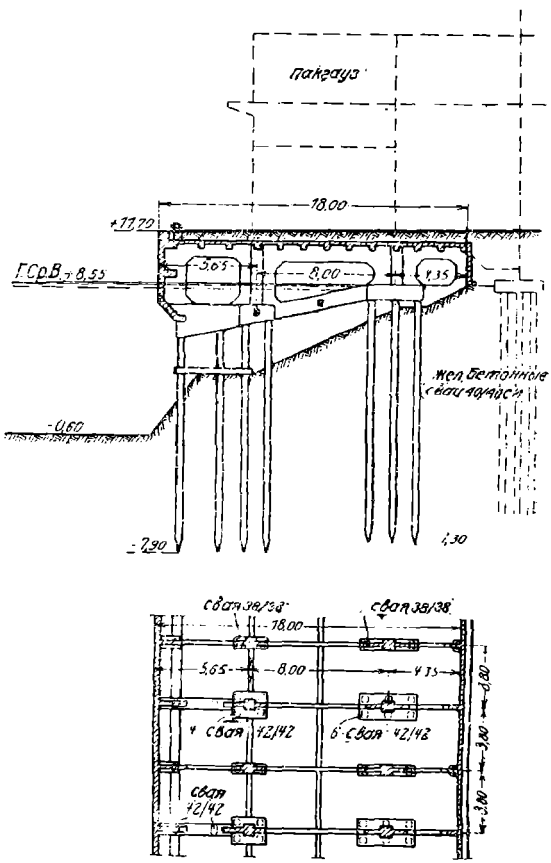


Рис. 213a—b. Откос с железобетонной надстройкой у доков Эдуарда в Эвонмаутсе (Бристольский порт).

надстройкой, причем—соответственно подъему откоса—плиты ростверка на передней стороне укладывались на большей глубине, чем на задней. Надстройка с передней стороны снабжена прочной, не имеющей никаких выступов вертикальной стеной, к которой и причаливают суда. Детали конструкции, в частности очертание и размеры расположенных на взаимном расстоянии в 3,80 *м* поперечных стенок, передней продольной стены, перекрывающей плиты и различных усиливающих ребер, изображены на рис. 213a—b.

В качестве примера надстройки над откосом, находящимся под водой, получившей особенно большое распространение в Америке в устройствах причальных молов показан на рис. 214 разрез набережной причального мола Канадской Тихоокеанской ж. д. в Ванкувере[1] на Западном Канадском побережье;

[1] «Eng. News Rec.», 1926, т. 97, стр. 985; рисунок взят со стр. 988.

НТБ УДХТ (ДІІТ)

справа внизу представлен разрез по самому молу. В разрезе видна наклонная свая, и следовательно сооружение представляет собой переходную ступень к набережным в собственном смысле этого слова, как они изображены

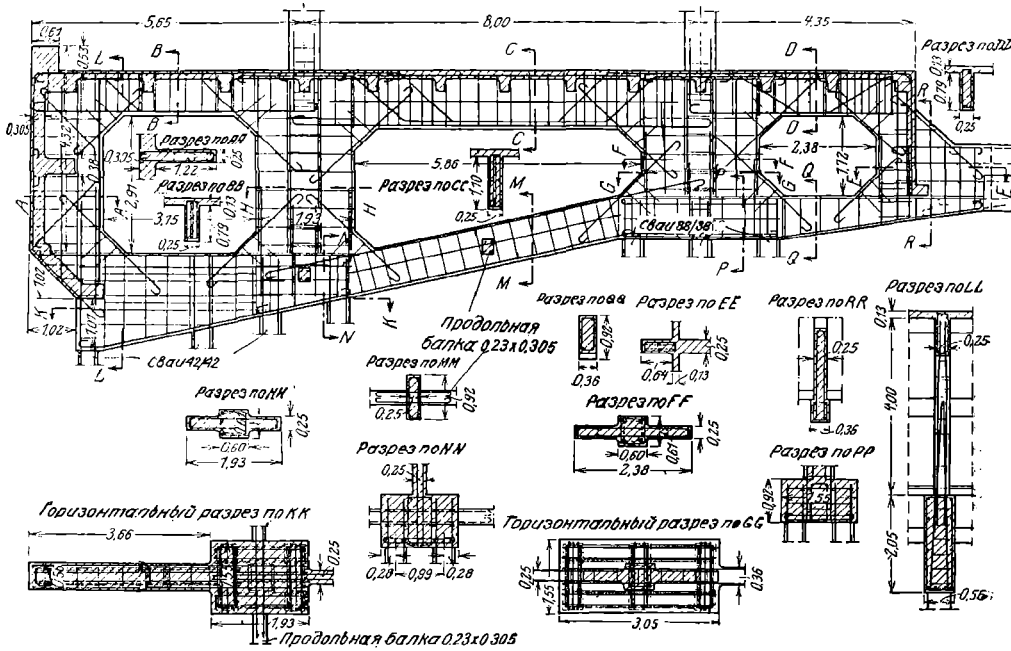


Рис. 213b. Детали.

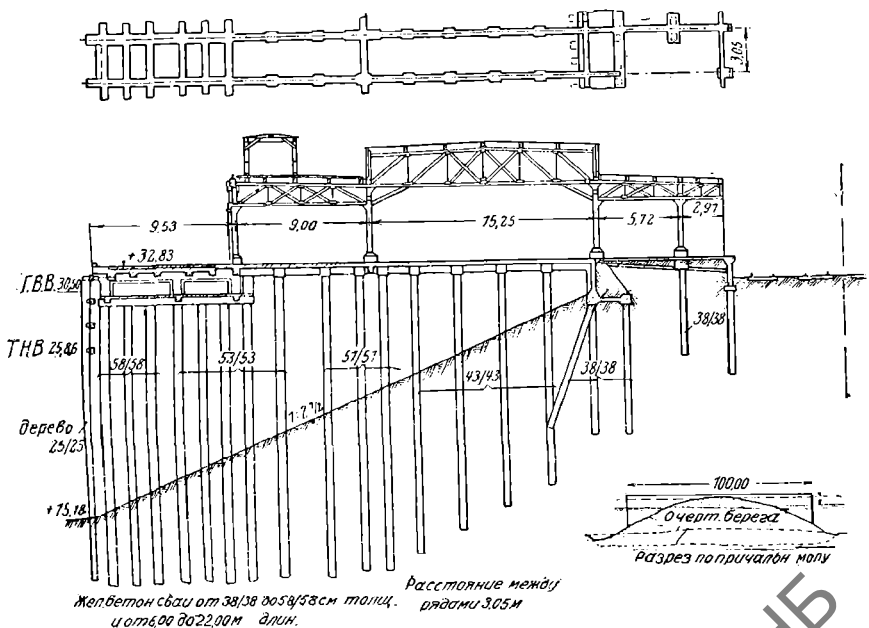


Рис. 214. Причальный мол В-С Канадской тихоокеанской в Ванкувере (Западное побережье Канады); построен в 1925—1926 гг.

хотя бы на рис. 133. Грунт основания в верхних слоях—или мягкий суглинок; ниже идут, чередуясь, слои более крепкого суглинка, песка и гравия, а частью

НБ УДУНТ (ДНТ)

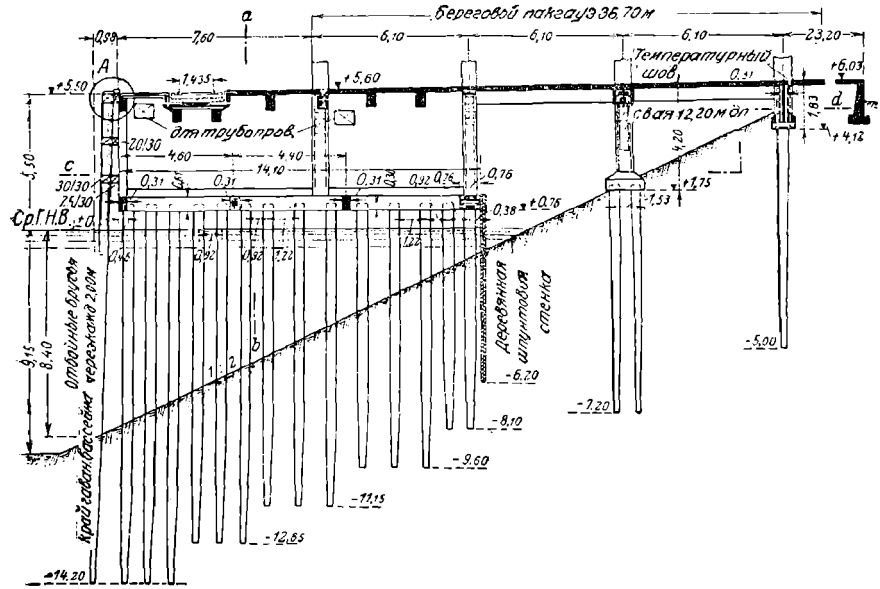


Рис. 215a. Поперечный разрез.

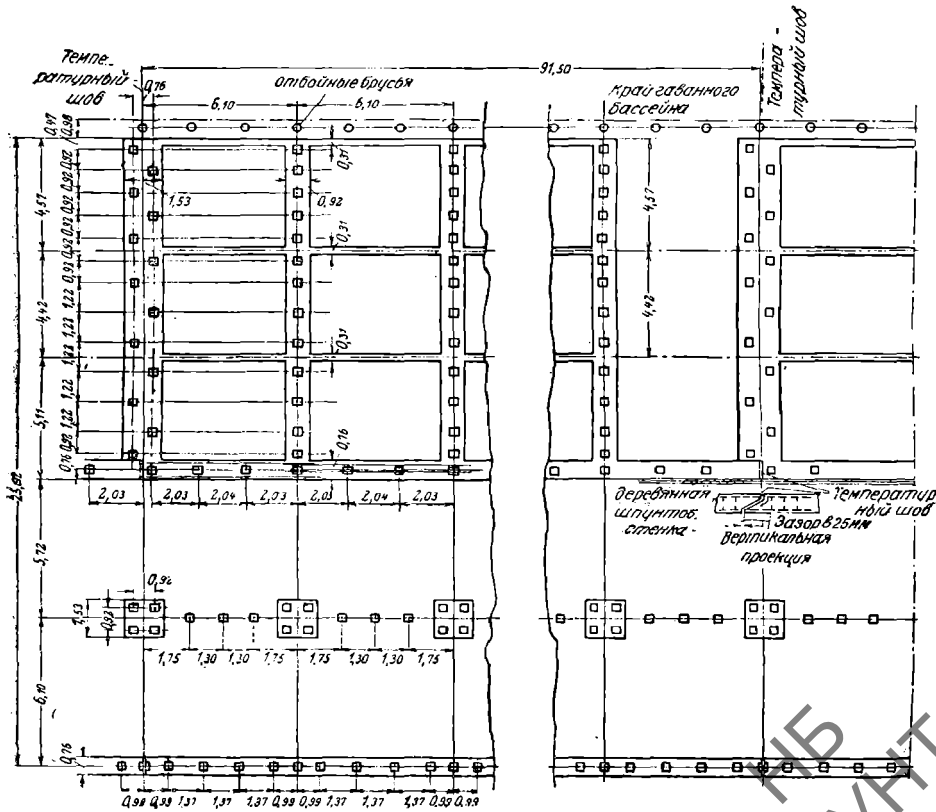


Рис. 215b. План (повернут на 90°).

Рис. 215a-e. Набережная Гаустонского канала для морских судов в Техасе, сооружена в 1927 г.

НБ УДУНТ (ДНТ)

и гальки. Мягкие напластования на протяжении 100-*м* выступа набережной удалены и заменены отсыпью из песка и гравия, полученных в результате землечерпательных работ у въезда в гавань. После осадки дамбы на наружных откосах ее с уклоном $1 : 2^1/_2$ выведены надстройки на железобетонных сваях длиной от 6 до 22 *м*, соединенных между собой над уровнем воды железобетонными плитами. Семь передних вертикальных свай соединены между

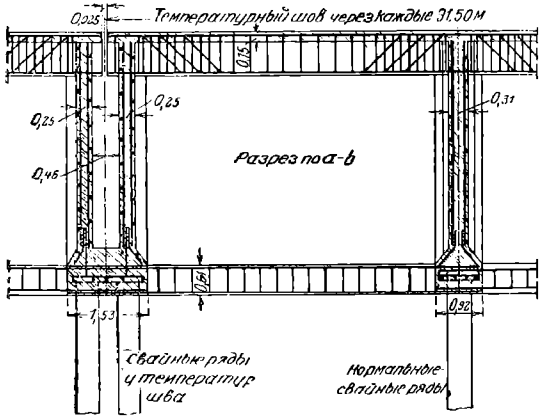


Рис. 215c. Продольный разрез по *a—b* в $2^1/_4$ раза. большем масштабе.

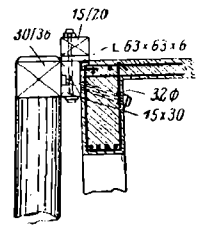


Рис. 215d. Деталь А.

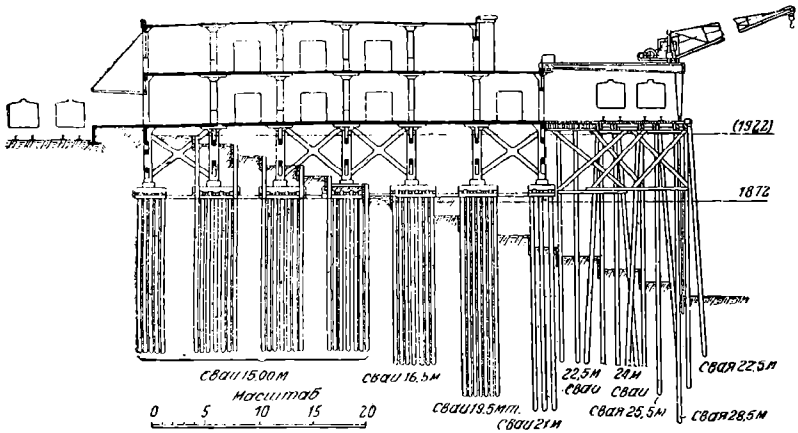


Рис. 216. Надстройка откоса под пакгаузом общественных хлопчатобумажных складов в Новом Орлеане.

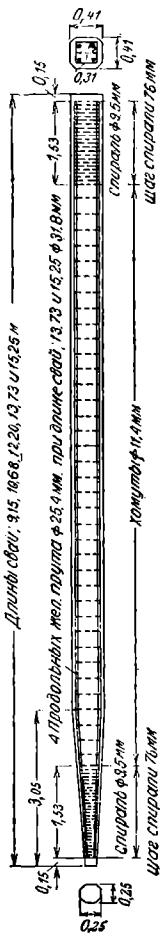


Рис. 215e. Железобетонная свая.

собой посредством второй ростверковой плиты ниже уровня высоких вод; это дало возможность уменьшить длину свай. Забивка свай представляла затруднения; обнаружено, что из общего количества 6000 свай было повреждено 250; две трети из них приходились на начальный период забивки.

На рис. 215 изображена выстроенная в 1927 г. набережная хлопчатобумажных складов у Гаустонского канала для морских судов в Техасе. Набережная опирается только на вертикальные железобетонные сваи (рис. 215c) и не испытывает никаких горизонтальных усилий; перекрыт исключительно поднимающийся между сваями откос. Набережная имеет ширину 14,10 *м*; сваи расположены поперечными рядами, находящимися на расстоянии 6,10 *м* ряд от ряда; в каждом ряду находится по 14 свай. В створе последних рядов свай между поперечными рядами забито еще по две промежуточных сваи. Поперечные ряды и задний продольный ряд скреплены поверху железобетонными балками; поперечные на-

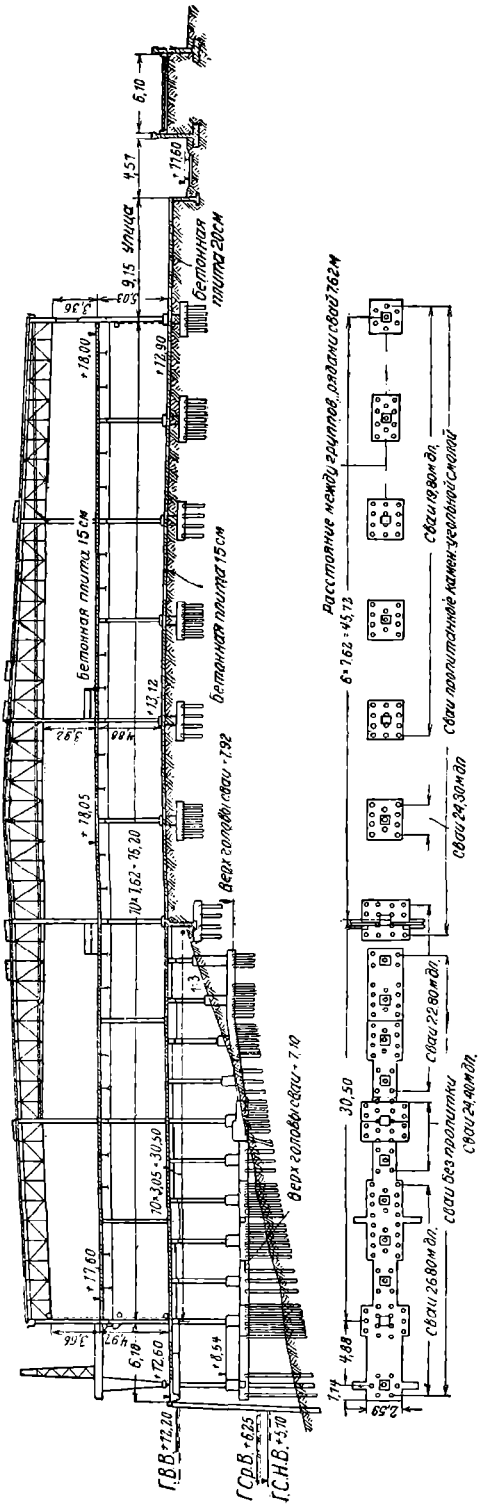


Рис. 217. Набережная в Новом Орлеане; сооружена в 1926 г.

садки соединены между собой помимо заднего продольного бруса еще тремя другими, идущими без перерыва продольными балками. Ростверк набережной состоит таким образом из перекрещивающихся продольных и поперечных балок, как это показано в плане на рис. 215b. Подводная часть откоса поднимается под ростверком по уклону 1 : 2. Стена ограничивается сзади легкой шпунтовой стенкой, которая только предохраняет поднимающийся дальше откос и не воспринимает горизонтальных усилий.

Верхний уровень покатого въезда и пола складочных помещений расположен на 4,80 *м* выше нижнего края плиты ростверка; плиты въезда и пола поддерживаются стенками толщиной 0,31 *м*, которые стоят на поперечных насадках и усилены на каждой третьей опоре (ср. поперечный разрез на рис. 215 a и разрез a—b на рис. 215 c). Складочное помещение приходится над задней половиной набережной, а далее основано на отдельных сваях и частью на кустах свай (рис. 215 b); береговой откос поднимается с тем же самым уклоном 1 : 2 как и под ростверком до высоты уровня пола.

В стене набережной сделаны на расстояниях в 91,50 *м* сквозные температурные швы. В плоскости ростверка в панелях, расположенных рядом с температурными швами, продольные балки отсутствуют и проходит только задняя продольная насадка; в ее опорах также устроены зазоры (см. план рис. 215 b). Зазоры в плите настила расположены между двумя поперечными стенками, которые обе вместе опираются на особенно широкую поперечную насадку, поддерживаемую двумя поперечными рядами свай (разрез a—b рис. 215 c и план рис. 215 *b*).

Под двухэтажным пакгаузом общественных хлопчатобумажных складов на набережной в Новом Орлеане[1] береговой откос по всей

[1] Рис. 216 заимствован из Werft, Reederei, Hafen, стр. 506, рис. 10.

НБ УДИТ (ДІТ)

ширине пакгауза обделан уступами при помощи деревянных подпорных стенок (рис. 216). Поддерживающие пакгауз железобетонные колонны основаны на кустах деревянных свай, которые на линии горизонта низких вод соединены между собой ростверком из бревен и пластин. Покатый въезд перед пакгаузом шириной около 14 *м* поддерживается деревянной конструкцией, которая выше уровня воды подвержена действию гниения.

При возведении одного из позднейших сооружений в Новом Орлеане, а именно при постройке в 1926 г. здания на Пойдрас-Стрит (рис. 217), сваи срезаны на границе гниения и головы их соединены железобетонными плитами под передней частью здания и под въездом, т. е. над всем откосом. Сваи расположены кустами; кусты образуют собой поперечные ряды, причем железобетонные плиты проходят над ними в виде насадок в поперечном направлении под задней и средней частями склада; за пределами берегового откоса сваи значительно выше. Так как в этом месте они по всей своей длине заложены в земле, т. е. недоступны для непосредственного действия воздуха, то возможно рассчитывать на достаточную их долговечность, если пропитать их каменноугольной смолой. В Германии обычно в таких случаях доводят деревянные части постройки только до границы гниения и обусловливают долговечность сооружения более значительными мерами.

В. Прочие сооружения и конструкции на высоком свайном ростверке.

Из сооружений на открыто стоящих сваях рассмотрены до сих пор только набережные и береговые надстройки над откосами. Кроме них существуют еще многочисленные виды подобных сооружений, которые не примыкают к береговой линии, а направлены перпендикулярно к берегу, либо расположены совершенно независимо в воде или на суше. Сюда относятся например: свайные буны, морские и речные; разного рода пристани для судов различных размеров, начиная от самой маленькой лодки и кончая морскими пароходами; причальные мостки и эстакады, которые доходят от берега до фарватера; приспособления для прохода судов под мостовыми пролетами и в шлюзах, волноломы и молы, устраиваемые в качестве защитных приспособлений от морского волнения, причем эти сооружения могут быть соединены с берегом или стоять в воде; выступы набережных в виде отростков, к обеим сторонам которых могут приставать суда. Из конструкций последнего рода следует упомянуть широко распространенные в Америке и детально разработанные типы причальных молов; всевозможные приспособления для причала всякого рода судов; далее подмостки, мостики для передвижения грузов, ремонтные устройства самых разнообразных назначений и многочисленные другие постройки. Общий признак всех этих сооружений: свайные ростверки из дерева, железа и железобетона, сконструированные самым различным образом. Однако устройство свайных фундаментов этих сооружений не представляет ничего нового, а высоко расположенный ростверк, в котором обнаруживаются характерные различия, едва ли можно отнести к фундаментам тем более, что на их устройство решающее влияние оказывают соображения, не имеющие ничего общего с устройством оснований и фундаментов. Поэтому от дальнейшего их рассмотрения следует здесь отказаться и рекомендовать обратиться к авторитетным трудам из области речных и портовых сооружений.

Наоборот открыто стоящие сваи являются основными элементами фундаментов сооружений, расположенных в воде или на затопляемой местности, как например у мостовых быков, морских сигнальных знаков и т. д. При этом сваи поверху соединяются ростверком в виде плит или рам; устройство в этом случае такое же, как и для низкого свайного ростверка, с той только разницей, что сваи стоят открыто.

На рис. 218 приведено устройство фундамента маяка у входа в Кенигсбергский морской канал, сооруженный в 1927 и 1928 гг.; показана нижняя

часть сооружения, а именно: железобетонная рама, опирающаяся на три забитые в наклонном положении сваи из «центробежного» бетона; диаметр голов сваи 52 *см*, а толщина стенок 13 *см*; они снабжены продольной арматурой, которая расположена между внешними и внутренними, не показанными на рисунке, спиралями арматуры. Сваи имеют коническую форму с уклоном 1 : 100 и составляют с соединяющими их балками жесткую раму, которая рассчитана на действие веса сооружения, ветра и ледохода. Сваи рассчитаны согласно правилам союза германских электротехников для мачт высокого напряжения и в соответствии с специальными предписаниями государственного железнодорожного управления. При 4- и 5-кратной прочности они несут в направлении продольной оси нагрузку 30 *т* и сверх того воспринимают изгибающий момент 8 *тм*. Для бетона употреблены высокосортный цемент, песок и щебень; железная арматура имеет сопротивление от 60 до 70 *кг* на 1 *мм*^{2}. Сваи покрыты за два раза инертолем.

После забивки свай головы их отбивались, железные прутья арматуры отгибались, и сваи обделывались бетоном состава 1 : 8; затем на сваи надвигались железные трубы высотой в 2 *м* с толщиной стенок в 10 *мм*, которые имели своим назначением предохранить сваи на уровне воды от

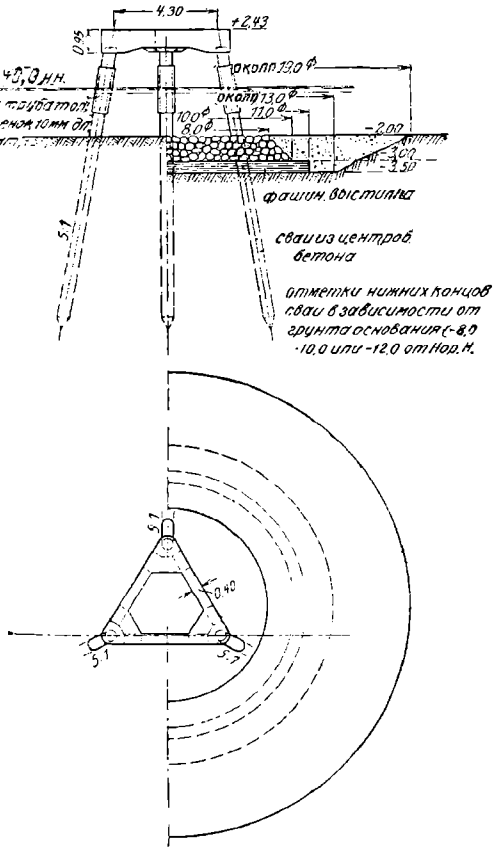


Рис. 218a. Разрез и план.

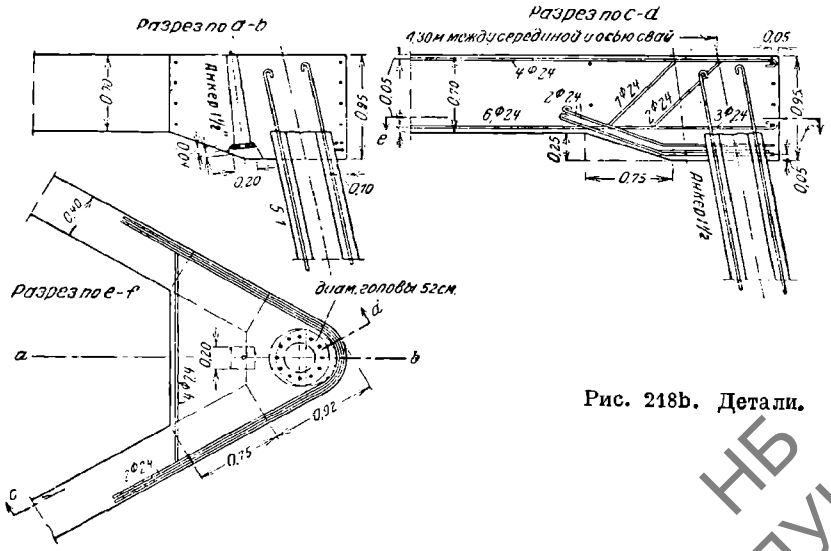


Рис. 218b. Детали.

Рис. 218a—b. Основание маяка у входа в Кенигсбергский морской канал; сооружен в 1927—1928 гг.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

повреждений льдинами. Преимущество этих свай в сравнении с железными в том, что их легче соединить с верхними рамами, можно рассчитывать на большую их долговечность и меньшую стоимость содержания. Они дали хорошие результаты при забивке, так как после нее головы почти у всех свай оказались неповрежденными и стенки не пропускали воды.

На рис. 219 представлен такой же конструкции фундамент более значительного маяка Кенигсбергского морского канала. Несущая треугольная же-

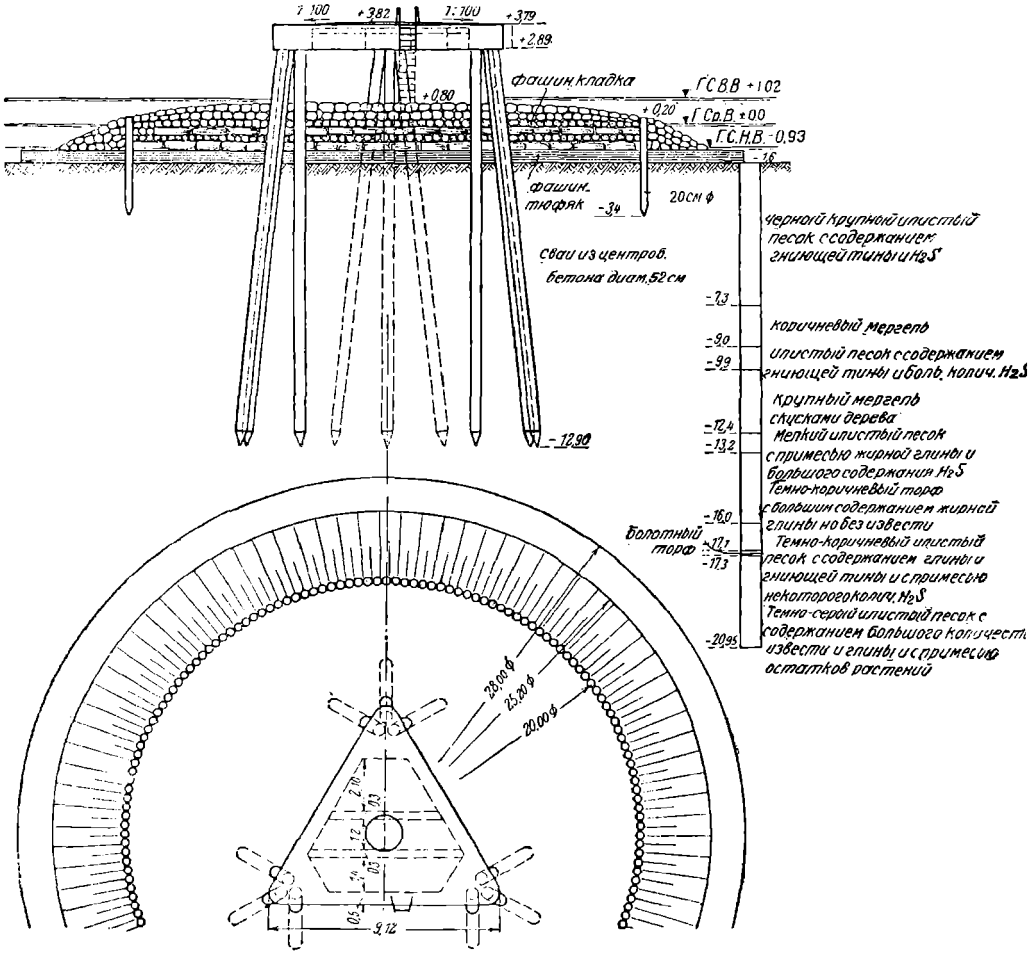


Рис. 219. Основание маяка «Лаузангель» Кенигсбергского морского канала; постройка 1927.

лезобетонная рама опирается на три расположенные под ее углами куста свай, из которых каждый образуется тремя сваями центробежного бетона. Ввиду того что это сооружение более подвержено действию льда, чем предыдущее, сваи защищены мощением до уровня самой высокой воды. Мостовая устроена по фашинной кладке сверху большого круглого фашинного тюфяка; железные трубы для защиты свай отсутствуют.

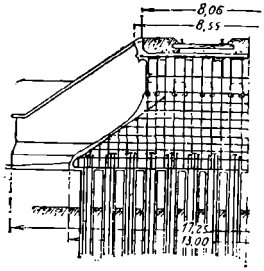
На рис. 220 приведен пример устройства фундамента на высоком свайном ростверке железнодорожного моста в Италии через отводный канал у Римини[1]. Устройство не представляет ничего нового; едва ли бы оно имело

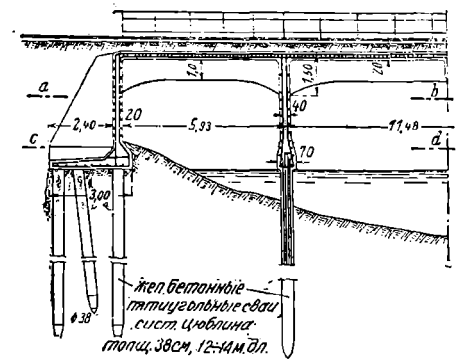
[1] «Bauingenieur», 1927, стр. 351, рис. 1.

УДУТ (ДІІТ)

другую конструкцию и в случае применения железных свай, которые за пределами Германии часто употребляются для мостовых опор.

Деревянные сваи в этом случае должны постоянно находиться под водой, и следовательно их соединение с деревянным ростверком или бетонной плитой должно быть произведено с водоотливом. Во многих случаях из-за ледохода и при железобетонных или железных сваях приходится доводить тело быка ниже горизонта воды, так что и здесь требуется водоотлив. Для этого особого случая ниже приведены два примера.





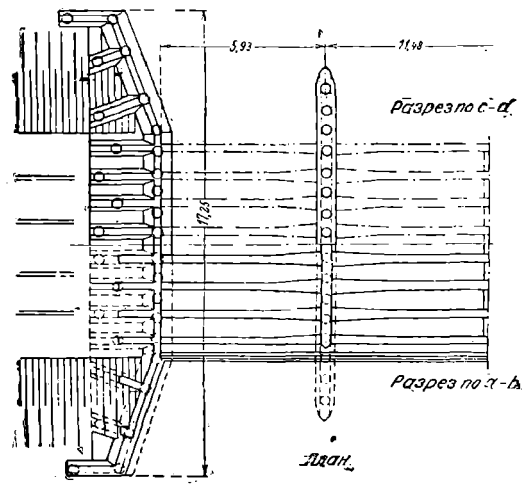


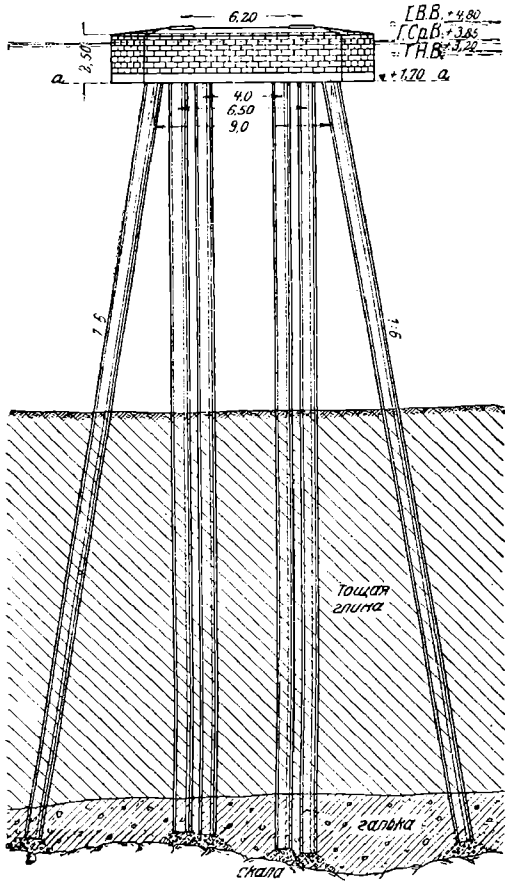
Рис. 220. Железнодорожный мост у Римини; построен в 1914—1915 гг.

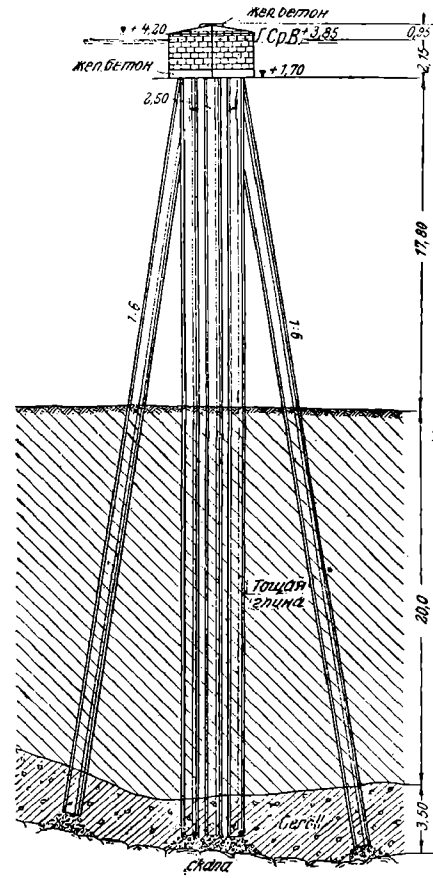
На рис. 221a изображен один из тринадцати быков Лидингского моста [1] около Стокгольма, с железобетонными сваями длиной до 44 *м*. Число и способ расположения свай быков определены на основании опытов над моделями. Головы быков основаны на сваях следующим образом: сначала у берега на выдвинутых для этой цели бунах были сделаны железобетонные чехлы с гранитной облицовкой (рис. 221 b): чехлы при помощи шаланд, на которых были устроены подмости для подвески (рис. 221 c), надвигались над сваями и опускались на деревянные платформы, заранее прикрепленные к сваям водолазами. После этого внутри чехла на платформе укладывался путем погружения в воду бетонный слой толщиной в 0,50 *см*; по затвердении бетона из внутреннего пространства выкачивалась вода, и оно заполнялось бетоном. При перевозке и опускании чехлов для быков были применены две железные шаланды с деревянными подмостями для подвесок железных балок, уложенных над серединой шаланд в перпендикулярном направлении. Чехлы были прикреплены к четырем подвескам. В нижней части они были усилены для жесткости четырьмя поперечными железобетонными балками и сверх того деревянными подкосами. Во время твердения погруженного прямо в воду основного бетонного слоя быка производилось бетонирование пустотелых свай. Выпущенная железная арматура последних отгибалась, а бетон внутри быка основательно армировался расположенными в горизонтальном и наклонном направлениях железными прутьями, особенно под подферменными плитами из тесаного камня.

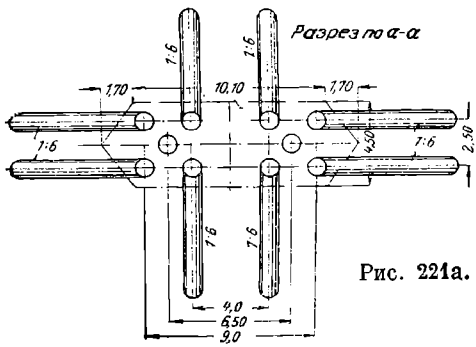
[1] «Bautechnik», 1924, стр. 405, 479, 503 и 660, рис. 5, 7 и 18.

НБ УДУХТ (ДІІТ)

На рис. 222 изображено устройство фундаментов быков моста через р. Шлей у Каппельна[1], выстроенного в 1925 и 1926 гг. Грунтовые условия указаны на рис. 222а. Пригодный для основания грунт находится на глубине 15 *м* ниже уровня средних вод; он состоит из мергеля с валунами и песчаной очень плотно







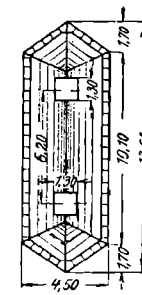


Рис. 221а. Фасад и план.

Рис. 221а—с. Бык Лидингского моста около Стокгольма, построенного в 1922—1923 гг.

слежавшейся глины с довольно большими камнями; толщина пласта этого грунта составляет от 2 до 5 *м*. Под глиной находится мелкий песок, пустоты которого заполнены водой, находящейся под напором. Над мергелем с валунами расположен илистый грунт с перегноем растений и раковинами.

[1] «Bautechnik», 1929, стр. 150, рис. 3.

УДУТ (ДІІТ)

Для быков был выбран свайный фундамент, так как при помощи наклонных свай можно было добиться широкой площади основания. В соответствии с напластованиями основания сваи могут передавать свою нагрузку главным образом при посредстве нижних концов; поэтому деревянные сваи из-за недостаточной толщины нельзя было применить; сверх того приходилось считаться с древоточащим червем, присутствие которого, правда, не было еще обнару-

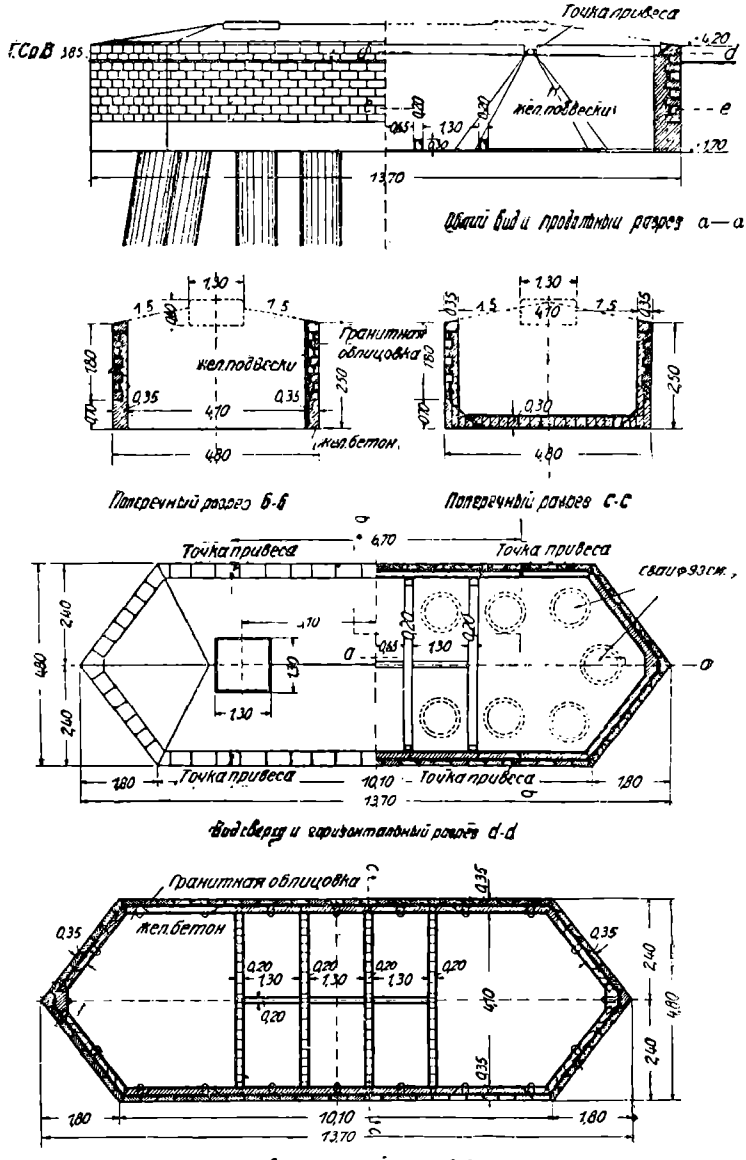


Рис. 221b. Облицовка быка.

жено в самом Каппельне, но который водится по соседству. Ввиду вредного для бетона состава воды в р. Шлей, а также ввиду илистого грунта для кладки быков и устройства свай был применен доменно-шлаковый цемент; инертными материалами служил хрящеватый песок Балтийского моря и базальтовый щебень; бетон был водонепроницаем, что было установлено опытами (для быков отношение объемов составляло 1 : 5, а для свай—1 : 3); сваи кроме того пок-

НБ КИБИТ (ДГТ)

рывались за два раза инертолем. Оси наклонных свай пересекаются на высоте мостовых подферменников, так что сваи могут воспринимать все горизонтальные усилия, действующие в направлении оси моста, не испытывая напряжения на изгиб. Сваи в поперечном сечении 40×40 *см* армированы четырьмя продольными железными прутьями диаметром 34 *мм*; в нижнем конце прутья сварены, образуя острие. Сваи принимали устойчивое положение как только они входили в глинистый грунт на глубину около 1 *м*; однако при забивке наклонных свай для одного из трех быков несколько свай было разрушено, потому что они, провисая даже от собственного веса, выпучивались под действием ударов бабы; образовавшиеся трещины легко обнаруживались водолазами; взамен поврежденных свай пришлось забивать другие. Эта неудача служит доказательством того, что при забивке наклонных свай, стоящих открыто или в мягком грунте, всегда следует опасаться значительного их прогиба при забивании и деформации. Подобная конструкция во всяком случае допустима, если сваи могут быть погружены при помощи подмыва; при забивке, напротив, подвергается опасности как целость свай, так и устойчивость всего сооружения. В таких случаях лучше применять вертикальные сваи с соответственным увеличением расстояния между ними. Хотя при этих условиях опасность выпучивания их под влиянием продольного изгиба значительно уменьшается, однако и здесь необходимо действовать с большой осторожностью.

Сваи не соединены между собой выше горизонта воды, что было бы проще всего, но тело быка выведено с глубины 2,20 *м* ниже горизонта средних вод. Понижением уровня проезжей части моста стремились добиться достаточной

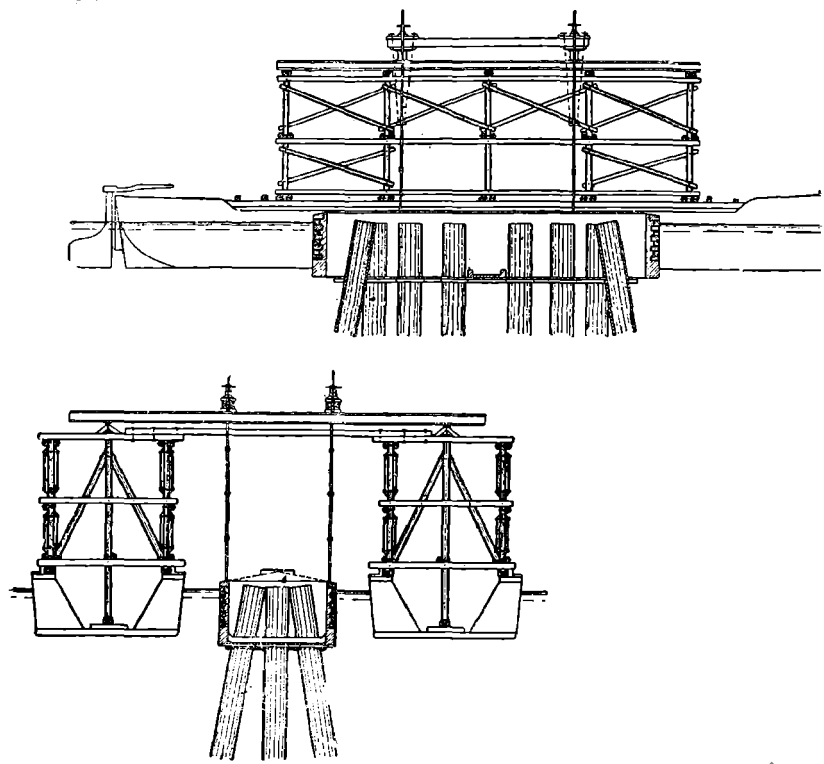


Рис. 221c. Подмости для облицовки быка. Продольный и поперечный разрезы.

его высоты, чтобы обеспечить его устойчивость; одновременно с этим сокращалась длина свай, подверженных продольному изгибу, обеспечивалась надлежащая заделка их верхних концов, а также защита их от ледохода. Для устройства тела быка был применен деревянный открытый снизу ящик по способу, указанному на рис. 222 b, одновременно в качестве опалубки и перемычки.

НЕ УЧИТ (ДП)

Он собирался над головами свай из отдельных щитов и опускался на схватки, которые были заранее прикреплены к сваям водолазами. После этого внутри ящика на схватки укладывались железобетонные плиты, которые образовывали дно ящика. Щели заделывались мешками с бетоном. На это основание

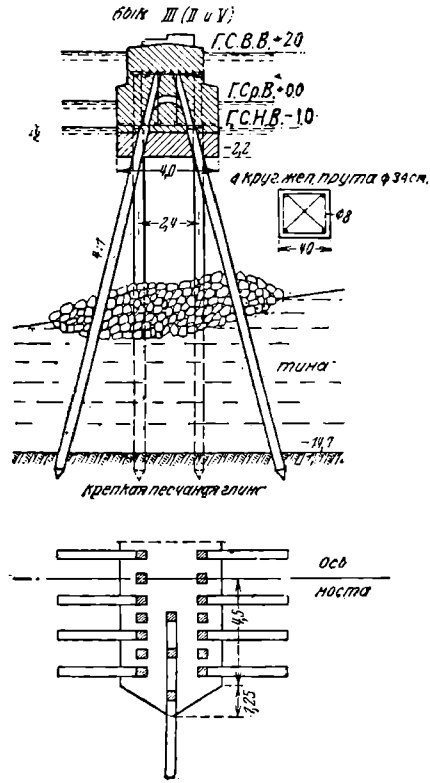


Рис. 222a. Разрез и план.

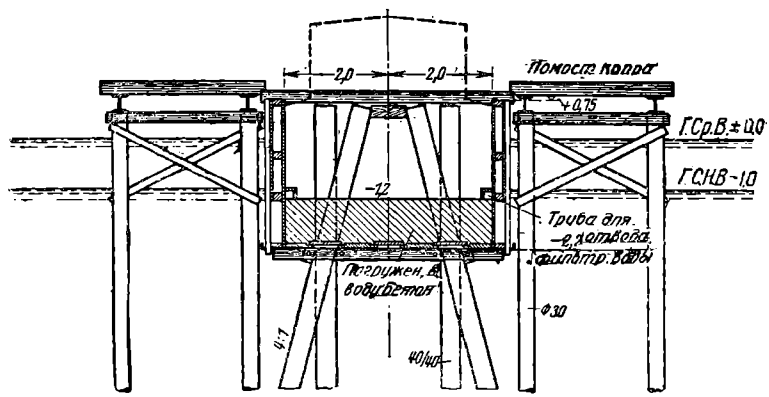


Рис. 222b. Устройство головы быка.
Рис. 222a—b. Бык моста через р. Шлей у Каппельна, сооружение 1925—1926 гг.

погружался в воду бетон слоем толщиной около 0,8 *м*; по затвердении его вода из ящика выкачивалась без затруднений. После отбивки бетона с голов свай бетонная кладка тела быка производилась насухо. Вслед за тем ящичные щиты и схватки снимались для повторного употребления при устройстве других быков.

УБ УДИТ (ДІІТ)

ЧЕТВЕРТАЯ ЧАСТЬ

РАСЧЕТ СВАЙНОГО РОСТВЕРКА.

1. ВНЕШНИЕ СИЛЫ. ШПУНТОВЫЕ СТЕНКИ В СВЯЗИ СО СВАЙНЫМ РОСТВЕРКОМ.

Вертикальные силы, действующие на свайный ростверк, следующие: собственный вес сооружения, загрузка тяжестями, подвижные нагрузки, вес зданий, нагрузка от пролетного строения и т. д.; силы напора воды снизу должны быть приняты с обратным знаком. Сосредоточенные грузы обычно прилагаются несколько выше ростверка, так что они распределяются на более или менее значительную его поверхность; для набережных следует например предусмотреть такое перекрытие температурных швов рельсами крановых путей, чтобы указанное распределение действительно имело место, в противном случае около этих швов могут возникнуть нежелательные значительные нагрузки на отдельные сваи. В качестве горизонтальных сил действуют: давление земли, напор воды, давление ветра, слагающие опорных реакций, силы торможения, толчки от судов, натяжения тросов и т. д. Для того чтобы передать действующие усилия на возможно большее количество свай, необходимо принять все меры, чтобы сосредоточенная нагрузка распределялась на возможно более широкой площади. Все внешние силы заменяются одной равнодействующей, которая проходит через ростверк. Расчет его заключается в том, чтобы определить, каким образом эта равнодействующая воспринимается сваями.

Прежде чем перейти к расчету свайного ростверка, следует высказать еще кое-какие соображения относительно шпунтовых стенок, которые, как это имеет место у набережных или мостовых опор, либо подходят к ростверку, либо соединены с ним посредством анкеров. Они рассчитываются согласно правилам, указанным в первой части; нужно однако добавить следующее: если шпунт находится за сваями, то при определении величины отпора земли на шпунт можно принять в соображение, что грунт в этом месте уплотнен сваями и удерживается ими, т. е. другими словами, сваи препятствуют его движению. Однако уплотнение ослабевает, если после забивки свай грунт перед набережной вычерпывается; уплотнение в этом случае уничтожается по крайней мере на глубину нижней отметки вычерпывания, так как грунт освобождается от нагрузки как с боков, так до известной степени и сверху. Равным образом уплотнение исчезает постепенно и в случае сотрясений грунта; наконец оно уменьшается и даже совершенно уничтожается в течение более или менее продолжительного времени в глинистых грунтах, так как заполняющая их пустоты вода, связанная с ними благодаря их коллоидальным свойствам, медленно выжимается под влиянием давления от уплотнения сваями, и таким образом содержание ее в грунте уменьшается. Однако и в этих случаях можно рассчитывать на увеличение отпора грунта, так как сваи оказывают препятствие его движению.

УНЭБ (ДИТ)

Если подводный откос берега между сваями идет естественным уклоном, подвержен размыву от течения, прибоя волн или волнения от причаливающих или проходящих мимо судов, то не следует принимать его в расчет отпора для расположенной позади откоса шпунтовой стенки. Во многих случаях набережные устраиваются таким образом, что только после окончания кладки стен дно гавани вычерпывается до проектной глубины, и грунт между сваями сам по себе принимает затем естественное положение. В этом случае грунты, обладающие сцеплением, если нет размыва, сохраняют свой более или менее крутой откос, но для сыпучих грунтов, несмотря на присутствие свай, откос никогда не может быть круче естественного. Так как сверх того никогда нельзя быть уверенным в однородном строении грунта, то при определении отпора земли заднюю шпунтовую стенку следует принимать в расчет только сравнительно; пологий уклон откоса во всяком случае не круче естественного для самого неблагоприятного грунта в данных условиях. Если откос может подвергнуться размыву, то из предосторожности при расчете следует принимать, что дно гавани имеет горизонтальное положение вплоть до шпунтовой стенки.

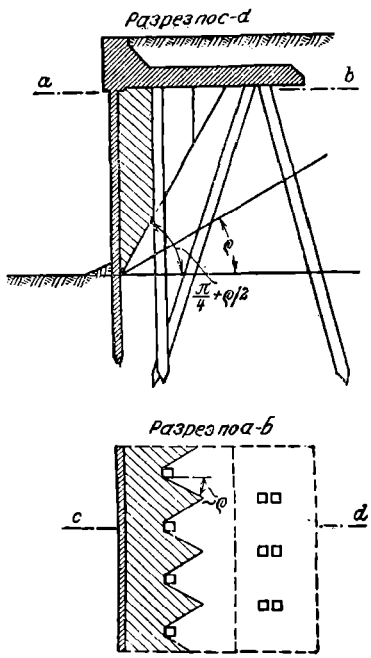


Рис. 223. Нагрузка на шпунтовую стенку, расположенную перед свайным ростверком, и давление земли на сваи.

Если же уклон подводного откоса определен для расчета с достаточной осторожностью или его положение безусловно обеспечено устройством мостовой или другими подобными защитными мероприятиями, то, принимая во внимание уплотнение грунта, вызываемое сваями, можно считаться с повышением величины отпора грунта. Это повышение зависит от положения свай; например представляется возможным принимать величину отпора земли в двойном размере для набережных, у которых продольные и главные поперечные ряды свай находятся на расстояниях от 1,5 до 1,8 *м* как от стены, так и друг от друга (предполагая, что в промежутках между главными поперечными расположены еще промежуточные ряды).

Если шпунт находится перед сваями, то большая часть давления земли падает на сваи. В этом случае для расчета шпунта часто остаются только незначительные величины давления грунта. Давление воды следует принимать в полной мере, давление же земли проявляет свое полное действие только от полосы грунта, расположенного за стенкой, которая на рис. 223 заштрихована. Сравнение между этой полосой и всей призмой обрушения позволяет судить о том, в какой мере все давление земли подлежит уменьшению. В каждом отдельном случае следует делать такие эпюры, и тогда в зависимости от расстояний между сваями получится от одной до двух третей полного давления земли.

Остальная часть давления воспринимается сваями, в которых вследствие этого вызывается добавочное напряжение на изгиб, увеличивающее опасность излома. Это изгибающее напряжение следует принимать во внимание при назначении величины допустимой нагрузки на сваи и при расчете их на продольный изгиб. Сваи, испытывающие изгибающие усилия, вызывают в конструкции ростверка горизонтальные усилия; если к ним прибавить усилия от расчетного натяжения анкеров шпунта, то получим полное давление земли на шпунтовую стенку. Поэтому горизонтальную силу в ростверке (от давления земли) определяют как разность между полным давлением земли на шпунт и расчетным, как только что указано. При этом не нужно учитывать и подлежащего рассмотрению в последующем влияния ростверка, которое уменьшает нагрузку на шпунт.

НЕ УЧЕБНИК (ДПТ)

Объясняется это тем, что на проведенную через задний край ростверка вертикальную плоскость действует полное давление земли без разгружающего влияния ростверка; давление земли в промежутке между указанной вертикальной плоскостью и стенкой передается через грунт и сваи основанию, но в то же время оно переносится сваями на ростверк. Так как сваи воспринимают большую часть давления, то при расчете приходящихся на свайный ростверк горизонтальных усилий в целях безопасности нельзя принимать в соображение их уменьшение от влияния ростверка.

Указанное действие происходит от того, что конструкция ростверка передает на сваи действующие на него внешние силы, а стало быть и действующее выше его плоскости давление земли (но невозможное избыточное давление воды), так что означенные силы не достигают шпунтовой стенки. Если, как это показано на рис. 224, от заднего края ростверкового помоста провести

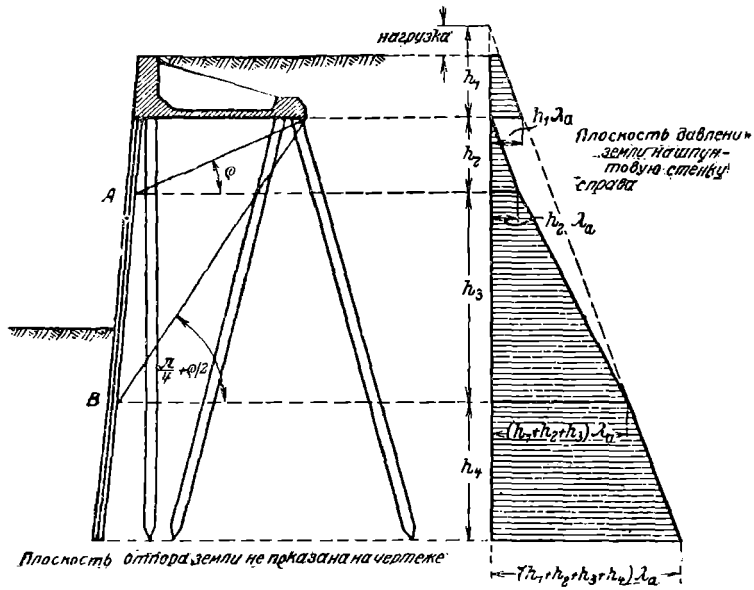


Рис. 224. Нагрузка на шпунтовую стенку, расположенную перед свайным ростверком. Влияние плиты ростверка на эпюру давления.

прямую под углом, соответствующим углу естественного откоса, до шпунтовой стенки, причем точка пересечения ее с последней будет A, и таким же образом наметить линию обрушения, образующую с горизонталью угол $\frac{\pi}{4}+\frac{\rho}{2}$ и пересекающую стенку в точке B, то на стенку выше горизонтальной прямой, проведенной через точку A, действует давление земли, величина которого подлежит включению в расчет без расположенной на набережной нагрузки, а ниже точки B полное давление земли такой же величины как и то, которое действует на проведенную через задний край ростверкового помоста вертикальную плоскость. Основания треугольников нагрузок равны: на высоте точки $Ah_2\cdot\lambda_a$, а на высоте $B(h_1+h_2+h_3)\cdot\lambda_a$. Линия между A и B, ограничивающая площадь нагрузки, имеет переходный характер и ее проще всего принять за прямую. Таким образом для расчета шпунтовой стенки получается показанная на рис. 224 эпюра нагрузки. При таком способе расчета—этого не следует упускать из виду—оставляется без внимания то обстоятельство, что в действительности линия обрушения из-за находящихся в грунте свай имеет другой вид; в таких условиях нагрузка на стенку должна быть согласно вышеизложенному уменьшена (на величину от $^1/_3$ до $^2/_3$), так как часть давления земли воспринимается сваями.

НВ УДУНТ (ДГТ)

2. РАСЧЕТ СВАЙ ПРИ ПОМОЩИ ТРАПЕЦИИ НАПРЯЖЕНИЙ.

Равнодействующая всех внешних сил в общем должна быть распределена между отдельными сваями таким образом, чтобы последние не подвергались изгибу, а воспринимали центральные усилия в направлении своих осей. Ввиду этого при переменной нагрузке требуются сваи с различным уклоном. Ростверк следует по возможности (низкий ростверк всегда) располагать таким образом, чтобы равнодействующая оставалась в ядре его сечения, так как в противном случае необходимы сваи, работающие на растяжение.

Для того чтобы распределить равнодействующую между отдельными сваями, ее следует разложить в точке ее пересечения с плоскостью ростверка на вертикальную слагающую N и горизонтальную слагающую H. Последняя заключает в себе и реакции опор и анкерные силы, получающиеся от шпунтовых стенок, если таковые имеются. Нужно себе представить, что из сооружения вырезана часть его таким образом, чтобы распределение сил N и H между сваями могло быть сделано в одной плоскости. Сваи не должны быть непременно расположены в означенной плоскости, это лишь предполагается для расчета. Затем следует определить силы N и H только для выделенной части. Например, в набережной или мостовом устое нужно вырезать часть, которая содержит в себе один свайный ряд, а при наличии двух или трех различных, регулярно чередующихся между собой рядов—такую, которая заключает все эти ряды.

Если опорные условия ростверкового помоста на сваях статически определимы, например, если он опирается на шпунтовую стенку и на ряд свайных козел, то без всяких затруднений можно разложить равнодействующую на силы, действующие в направлении свай. То же самое имеет место и в том случае, когда сваи можно соединить в группы таким образом, что реакции опор ростверковой плиты становятся статически определимыми (это возможно приблизительно например у представленной на рис. 198 набережной в Влаардингене). Если же опорные реакции, вызываемые сваями, статически неопределимы, то нагрузки на отдельные сваи могут быть определены только при условии учета упругого состояния ростверковой плиты и свай. Однако вместо такого сложного расчета можно пользоваться следующим приближенным методом.

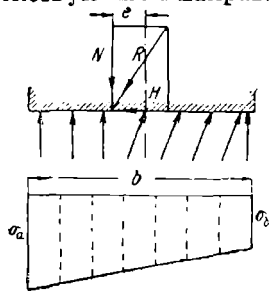


Рис. 225. Расчет свайного ростверка при помощи трапеции напряжений.

Исходя из силы N, следует определить напряжения в ростверковой плите, распределяющиеся по закону трапеции. Эти напряжения (рис. 225) по теории равномерного сжатия равны:

$$\sigma_a = \frac{N}{b}\left(1 + \frac{b_e}{b}\right). \qquad (1)$$

$$\sigma_b = \frac{N}{b}\left(1 - \frac{b_e}{b}\right). \qquad (2)$$

Трапеция действующих напряжений разделяется на полосы, центр тяжести которых совпадает с точкой приложения силы к сваям. Площадь этих полос представляет собой вертикальную нагрузку на отдельные сваи[1]. Сваи по возможности должны быть расположены таким образом, чтобы их способность сопротивления была использована равномерно. Следовательно, если вертикальные сваи имеют одинаковую длину и поперечное сечение, то они по возможности должны быть и одинаково загружены.

Наклонные сваи должны воспринимать помимо вертикальных нагрузок еще и горизонтальные силы. Если нагрузка не изменяется, т. е. если существует

[1] Для проверки расчета следует определить сумму вертикальных нагрузок на сваи, которая должна равняться силе N.

НБ УДУНТ (ДИИТ)

только одно возможное ее положение (что может иметь место разве только при низком ростверке), то наклонным сваям придают такой уклон, чтобы они могли воспринимать именно эти горизонтальные силы. Так как сваи должны воспринимать усилия только в направлении своих осей, то для каждой сваи соответственно вертикальной слагающей можно без всяких затруднений определить горизонтальную. Если сумма этих горизонтальных слагающих равна H, то в случае одинакового направления всех наклонных свай они расположены правильно; если эта сумма больше H, сваи должны быть поставлены более круто, а если меньше H — более полого.

При переменной нагрузке, точнее—если равнодействующая внешних сил меняет свое направление, — в случае придания всем наклонным сваям одинакового уклона в них вызываются изгибающие напряжения. В незначительной степени это допустимо, но при более сильных колебаниях нагрузок следует применять сваи, наклоненные друг к другу (свайные козлы, в том числе и несомкнутые). В случае устройства свайных козел горизонтальные слагающие, действующие на наклонные сваи, которые не входят в состав козел, определяются для данного случая нагрузки по соответствующим им вертикальным слагающим. Невоспринятую же наклонными сваями часть силы H следует тогда распределить на свайные козлы. В зависимости от величины горизонтальной нагрузки козел в сравнении с приходящейся на них вертикальной нагрузкой работающие на растяжение сваи козел будут испытывать либо сжимающие, либо растягивающие напряжения. При несомкнутых козлах горизонтальную силу следует распределять по возможности равномерно на все без исключения наклонные сваи, принимая однако во внимание их длину, поперечные размеры и уклон, т. е. в соответствии с их несущей способностью.

Наклоненные друг к другу сваи, независимо от того соединены ли они в козлы или самостоятельны, следует располагать таким образом, чтобы при обычно встречающейся нагрузке все сваи воспринимали нагрузку на сжатие, и следовательно только при самом неблагоприятном положении нагрузки соответствующие сваи испытывали растягивающие усилия.

Мы видим, что при распределении нагрузок на сваи при помощи трапеции напряжений нельзя избежать известного произвола. Сверх того при этом способе не принимается во внимание упругое перемещение свай, которое влечет за собой иное распределение нагрузки. Несмотря на это указанный способ является самым наглядным и простым из всех существующих при проектировании свайного ростверка, при разрешении вопросов, касающихся поперечных размеров свай, расстояния между ними и их уклона. Получающиеся при таком расчете нагрузки на сваи в точности соответствуют действительности, если свайный ростверк состоит только из вертикальных свай или только из свай, имеющих одинаковый уклон; точность вычисленных нагрузок достаточна еще и в том случае, когда имеются лишь работающие на сжатие вертикальные сваи и направленные в одну сторону наклонные. Равным образом этот способ оказывается в общем достаточным и тогда, когда наклонные сваи, во внимание к переменной нагрузке наклонены друг к другу и расположены симметрично по отношению к оси сооружения, как это например делается при сооружении оснований для башен или мостовых быков. В случае устройства низкого свайного ростверка всегда можно удовольствоваться распределением нагрузок по трапеции напряжений, но для высокого ростверка со сваями, работающими на растяжение (свайными козлами, сомкнутыми или несомкнутыми), при окончательном определении максимальных нагрузок на сваи указанный способ является недостаточным. Его недостатки стали особенно заметны со времени введения в практику конструкций железобетонных набережных, которые приводят все к большим размерам свай и тем самым обусловливают необходимость более точного их расчета.

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

3. РАСЧЕТ СВАЙ С УЧЕТОМ ИХ ДЕФОРМАЦИЙ.

а) Общие соображения.

Гулландер [1] из Готенбурга впервые в 1902 г. применил способ, при котором свайные ростверки рассчитываются посредством определения упругих деформаций свай. Этот способ был затем разработан Якоби [2] в Риге и Остенфельдом[3] в Копенгагене. За последнее время появилось два более детальных труда Вюнша [4] из Штутгарта и Неккентведа[5] из Копенгагена. Последний труд дает наглядное и легкое применение на практике изложенного способа расчета. На нем основаны помещенные ниже выкладки, в которых приводятся по возможности только указанные там результаты и самые необходимые данные для составления расчета. Более подробные указания содержатся в упомянутом источнике, который полностью может быть в этом отношении рекомендован. Для облегчения сравнения результатов в общем здесь сохранены употреблявшиеся Неккентведом обозначения.

В основу упомянутого способа положены следующие предпосылки;

1. Изменение длины свай увеличивается пропорционально нагрузке; равным образом наклон и кручение голов свай находятся в прямой зависимости от вызывающих их сил.

2. Упругие деформации ростверка (быка, стены и т. д.) в противоположность упругим деформациям свай не учитываются.

3. Погружение концов свай в грунт основания имеет только упругий, а не остаточный характер.

Первое предположение достаточно точно совпадает с действительностью. То же относится и к третьему предположению, если фундамент устроен надлежащим образом, так что сваи обладают достаточной несущей способностью. Второе предположение, наоборот, в отдельных случаях не оправдывается, например при очень широких и сравнительно тонких ростверках из железобетона и при всех деревянных ростверках, которым не придано жесткости путем устройства над ними кладки. В этих случаях расчет не дает достаточно надежных результатов.

Если сваи свободно опираются нижним и верхним своими концами (шарнирно), т. е. без опорного момента, если между внешней поверхностью свай и грунтом не проявляется трения, другими словами, если нагрузка P передается на грунт только нижним концом сваи, если далее принять, что грунт под концом сваи не обладает сжимаемостью и если наконец свая имеет одинаковое по всей длине поперечное сечение F, то в таком случае

$$P = \frac{EF}{s}\lambda, \tag{3}$$

где s—длина сваи, λ—изменение ее длины и E—модуль упругости материала, из которого она сделана. Если же нагрузка воспринимается не только нижним концом сваи, то

$$P = \frac{EF}{s_2}\lambda, \tag{4}$$

где через s_2 обозначается часть всей длины сваи s, а именно «длина сжатия», которая оценивается по соображению или же определяется опытами.

Если сваю можно считать заделанной нижним концом в грунте, то вместо «длины сжатия» следует принимать «длину заделки» s_1, которая обозначает расстояние между головой сваи и центром заделки и также должна оцениваться по соображению или же определяться опытами.

---

[1] «Teknisk Tidskrift», 1902, 1911 и 1912, см. также Gulland er, Theorie der Pfahlgründungen («Теор. свайн. основ.»), «Bautechnik», 1928, стр. 818.

[2] «Oesterreich. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst. 1909, стр. 340 и 1912, стр. 317; Jahrb. der Gesellsch. f. Bauingenieurwesen», 1925, стр. 42, Берлин 1925.

[3] «Beton und Eisen», 1922, стр. 21 и 30; «Teknisk Tidskrift», Копенгаген 1921, № 1.

[4] Wünsch, Statische Berechnung der Pfahlsysteme, Штутгарт 1927.

[5] Nokkentved, Berechnung von Pfahlrosten Берлин 1928.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

«Длина сжатия» s_2 превращается в длину сваи s, если нагрузка передается только нижним концом сваи. Чем более значительная часть нагрузки передается земле боковой поверхностью сваи, тем короче становится s_2. Если нагрузка воспринимается главным образом трением на боковой поверхности, то s_2 немного превосходит величину $^1/_2\ s$. Когда свая расположена в мягком грунте, для определения s_2 безусловно необходимы опыты с пробной нагрузкой.

«Длина заделки» равным образом зависит от строения грунта. В песчаном грунте центр заделки может быть принят в середине находящейся в земле части сваи, а при незначительной глубине забивки—ниже; и в этом случае рекомендуется производить опыты.

Если верхняя опора сваи устроена свободной, так что в этом месте не может появиться изгибающий момент, и если свая под влиянием силы T_s, действующей перпендикулярно к ее оси, отклоняется в горизонтальном направлении на величину λ_1, то при достаточно вероятном предположении относительно прямолинейной зависимости между прогибом свайной головы λ_1 и отклоняющей силы T_s имеем:

$$T_s = \frac{3EI_r}{s_1^3}\lambda_1, \tag{5}$$

где I_r обозначает момент инерции поперечного сечения сваи.

Если же свая заделана как внизу, так и вверху, то на верхнюю ее часть помимо силы T_s действует момент M_0, и тогда

$$\lambda_1 = \frac{T_s \cdot s_1^3}{3EI_r} + \frac{M_0 s_1^2}{2EI_r}. \tag{6}$$

$$\varphi = -\frac{T_s \cdot s_1^2}{2EI_r} - \frac{M_0 s_1}{EI_r}. \tag{7}$$

В последнем выражении φ обозначает отклонение свайной оси на верхнем ее конце.

При помощи уравнений (3)—(7) устанавливается для отдельной сваи зависимость между приложенными силами и моментами, с одной стороны, и деформацией ее—с другой. Так как ростверк предполагается неизменяемым, то головы свай могут изменять свое положение только в зависимости от перемещения всего ростверка. Из этого условия, а также из другого, заключающегося в том, что приложенные к голове сваи силы и моменты в своей совокупности должны находиться в равновесии с равнодействующей внешних сил, действующих на ростверк, можно путем расчета определить распределение нагрузок. Для решения этой задачи в трех условиях равновесия для ростверка за неизвестные принимаются обе координаты точки вращения и угол отклонения.

Расчет производится для случая, когда внешние силы и сваи расположены в одной плоскости, но его можно распространить без особых затруднений и на свайный ростверк, который содержит различные поперечные свайные ряды, расположенные однако в имеющих одинаковое направление плоскостях, если равнодействующая внешних сил также лежит в плоскости того же направления. В этом случае для расчета принимается, что поперечные свайные ряды как бы находятся в одной плоскости, а приходящиеся на них внешние силы равным образом переносятся в эту плоскость. Для набережных и большей части других сооружений такой метод расчета «плоского» свайного ростверка является достаточным. Для мостовых быков, напряжения в которых вызываются горизонтальными силами в двух направлениях и свайные ряды которых в соответствии с этим расположены также по этим направлениям, можно производить расчет дважды, для каждого направления в отдельности, и затем суммировать результаты. Метод исследования «пространственного» свайного ростверка приведен в труде Неккентведа[1]. Ввиду его сложности и ограниченного применения можно ограничиться этим указанием.

Расчеты произведены для трех различных случаев устройства опор сваи, а именно в следующих предположениях:

[1] Стр. 50—68.

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

1) сваи свободно опираются сверху и снизу (шарниры),

2) сваи заделаны внизу (в грунте), а сверху имеют шарнирную опору (в ростверке),

3) сваи заделаны вверху и внизу.

Предварительно следует заметить, что указанные три способа расчета не дают большой разницы в результатах, если равнодействующая вызывает лишь незначительный момент. Если же этот момент равнодействующей имеет большое значение и, стало быть, если равнодействующая приложена на значительном расстоянии от центра тяжести свай, то в первом случае (шарнирное закрепление опор вверху и внизу) получаются всегда наибольшие усилия, а наименьшие — в третьем (заделка вверху и внизу). Чем больше совпадают между собой результаты указанных трех случаев или чем меньшее значение имеет момент равнодействующей, тем рациональнее сконструирован свайный ростверк.

б) Шарнирное закрепление свай вверху и внизу.

В отдельных сваях вызываются усилия P_1, P_2 и т. д., образующие с вертикалью углы α_1, α_2 и т. д. Угол α имеет положительное значение, если он откладывается от вертикали в направлении часовой стрелки. Когда свайный ростверк испытывает некоторое вертикальное перемещение, направленное вниз, пусть равнодействующая вызываемых этим усилий в сваях равняется R'. Если помост испытывает такое же горизонтальное перемещение в левую сторону, то равнодействующая равняется R''; если положить

$$v = \frac{EF}{s_2}\cos^2\alpha \tag{8}$$

и принять, как это показано на рис. 226, оси координат у которых ось X распо-

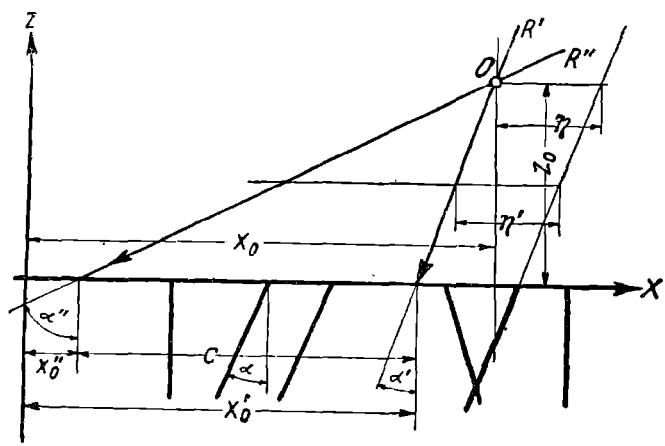


Рис. 226. Расчет свайного ростверка с учетом деформации свай

ложена по нижнему краю ростверка, а ось Z—перпендикулярно к последнему, то абсциссы точек пересечения сил R' и R'' с осью X составляют:

$$x_0' = \frac{\Sigma vx}{\Sigma v} \tag{9}$$

и

$$x_0'' = \frac{\Sigma vx\,\mathrm{tg}\,\alpha}{\Sigma v\,\mathrm{tg}\,\alpha}, \tag{10}$$

где через x обозначены абсциссы точек пересечения свайных осей с осью X.

Уклон направлений R' и R'' определяется из выражений

$$\mathrm{tg}\,\alpha' \quad \frac{\Sigma v\,\mathrm{tg}\,\alpha}{\Sigma v} \tag{11}$$

и

НБ УДУНТ (ДИТ)

$$\operatorname{tg}\alpha'' \quad \frac{\Sigma v \operatorname{tg}^2\alpha}{\Sigma v \operatorname{tg}\alpha}. \tag{12}$$

Ординаты и абсциссы точки O пересечения сил R' и R''—«нейтральной» точки (рис. 226) свайного ростверка—определяются из формул:

$$z_0 = \frac{x_0' - x_0''}{\operatorname{tg}\alpha'' \quad \operatorname{tg}\alpha'} = \frac{c}{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha'} \tag{13}$$

и

$$x_0 = x_0' + z_0 \operatorname{tg}\alpha'. \tag{14}$$

Если ростверк вращается под влиянием некоторого момента M около нейтральной точки, то угол его поворота равен[1]:

$$\varphi' = \frac{M}{I}, \tag{15}$$

где I обозначает момент инерции ростверка относительно нейтральной точки; величина его является минимальной и определяется по уравнению:

$$I = \Sigma v\eta^2 = \Sigma \cdot \frac{EF}{s_2} \cdot p^2. \tag{16}$$

Согласно рис. 227 p обозначает вертикальное расстояние сваи от нейтральной точки O а величина η получается из следующего уравнения:

$$\eta = x - x_0 + z_0 \operatorname{tg}\alpha. \tag{17}$$

Сила, проходящая через нейтральную точку O ростверка, вызывает только поступательное его перемещение, а не вращение. Каждый действующий на него момент поворачивает его около нейтральной точки. Поэтому равнодействующую внешних сил R разлагают на равную ей по величине силу, проходящую через нейтральную точку O, и на момент M; вертикальная слагающая равнодействующей равна N, а горизонтальная—H[2]; Тогда для усилия каждой сваи (индексы 1, 2 и т. д. следует проставить у P, α, v и η) получается:

$$P\cos\alpha = N \cdot \frac{v}{\Sigma v} \quad \frac{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha'} \qquad H \cdot \frac{v}{\Sigma v \operatorname{tg}\alpha} \quad \frac{\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\alpha'}{\operatorname{tg}\alpha'' \quad \operatorname{tg}\alpha'} \qquad M \cdot \frac{v\eta}{I}. \tag{18}$$

В этом выражении I равно указанному в уравнении (16) моменту инерции ростверка.

Внешняя сила, действующая на ростверк, должна прежде всего вызвать соответствующее его перемещение, а также и вращение. Однако для каждого ростверка имеется два перпендикулярных друг к другу направления, в которых действие внешних сил вызывает только одинаково направленное перемещение без всякого вращения. Оба эти направления называются главными осями ростверка. В известных случаях нахождение их имеет значение. Они образуют с вертикалью углы ω и $\omega \quad \frac{\pi}{4}$, которые подлежат определению из следующего уравнения:

$$\operatorname{tg} 2\omega = \frac{2\Sigma v \operatorname{tg}\alpha}{\Sigma v \quad \Sigma v \operatorname{tg}^2\alpha} \quad \frac{2}{\operatorname{cotg}\alpha' - \operatorname{tg}\alpha''} \tag{19}$$

в) Заделка свай внизу (в грунте) и шарнир вверху (в ростверке).

Сваи оказывают сопротивление не только в направлении своих осей, как это имело место в предыдущем случае шарнирного действия опор вверху и внизу; благодаря заделке свай в грунт мы имеем еще дело с их сопротивлением изгибу в направлении, перпендикулярном оси. Это сопротивление головы сваи

---

[1] В целях отличия от угла φ, обозначающего отклонение свайной оси (который для каждой отдельной сваи должен иметь ее особый индекс), угол поворота обозначен здесь через φ', у Неккентведа для него принято обозначение φ.

[2] В труде Неккентведа N обозначается через Q_z, а H через Q_x.

НБ УДИИТ (ДИИТ)

при ее перемещении в перпендикулярном к оси направлении согласно уравнению (5) равно $\frac{3EI_r}{s_1^3}\cdot\lambda$, где s_1 обозначает «длину заделки». Сопротивление по оси сваи согласно уравнению (3) при перемещении в том же направлении равно $\frac{EF}{s}\lambda$.

На основе этих величин принимают во внимание заделку свай, вводя для этого вместо каждой отдельной сваи воображаемую сваю, направленную перпендикулярно к основной и примыкающую к ростверку в той же точке (рис. 227). Эти воображаемые сваи имеют вместо коэфициента сопротивления $\frac{EF}{s}$ коэфициент $\frac{3EI_r}{s_1^3}$. В отношении статических и упругих условий новый ростверк совпадает с первоначальным.

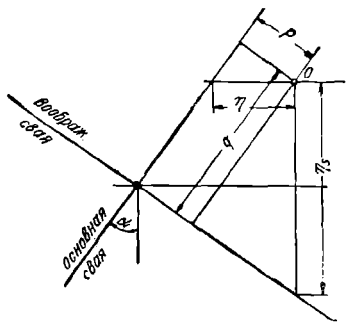


Рис. 227. Расчет свайного ростверка с учетом деформации свай. Сваи внизу заделаны, а вверху—шарнир.

Для «воображаемых» свай вводится обозначение:

$$u=\frac{3EI}{s_1^3}\cdot\cos^2\alpha. \tag{20}$$

Абсциссы точек пересечения сил R' и R'' с осью X (рис. 226) в соответствии с произведенным ранее расчетом равны:

$$x_0'=\frac{\Sigma(v+u\operatorname{tg}^2\alpha)\,x}{\Sigma(v+u\operatorname{tg}^2\alpha)}; \tag{21}$$

$$x_0''\quad\frac{\Sigma(v-u)\operatorname{tg}\alpha\,x}{\Sigma(v-u)\operatorname{tg}\alpha}. \tag{22}$$

Наклон линий R' и R'' определяется выражениями:

$$\operatorname{tg}\alpha'=\frac{\Sigma(v-u)\operatorname{tg}\alpha}{\Sigma(v+u\operatorname{tg}^2\alpha)}; \tag{23}$$

$$\operatorname{tg}\alpha''=\frac{\Sigma(v\operatorname{tg}^2\alpha+u)}{\Sigma(v-u)\operatorname{tg}\alpha}. \tag{24}$$

Ордината z_0 и абсцисса x_0 нейтральной точки O сохраняют свои указанные в уравнениях (13) и (14) значения.

Если ростверк под действием какого-нибудь момента вращается относительно нейтральной точки O, то угол поворота следует определять из уравнения (15). Подлежащий при этом подстановке момент инерции I ростверка является минимальным и определяется из уравнения:

$$I_1=\Sigma v\eta^2+\Sigma u\eta_s^2=\Sigma\cdot\frac{EF}{s_2}\cdot p^2+\Sigma\cdot\frac{3EI}{s_1^3}q^2. \tag{25}$$

Обозначения η, η_s, p и q указаны на рис. 227; η должна быть вычислена по уравнению (17), а η_s—на основании

$$\eta_s=z_0-(x-x_0)\operatorname{tg}\alpha. \tag{26}$$

Усилия, испытываемые отдельными сваями (для P, α, v, u, η следует подставить соответствующие индексы отдельных свай), определяются из выражения:

$$P\cos\alpha=N\cdot\frac{v}{\Sigma(v+u\operatorname{tg}^2\alpha)}\cdot\frac{\operatorname{tg}\alpha''-\operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\alpha''-\operatorname{tg}\alpha'}+$$
$$+H\cdot\frac{v}{\Sigma(v-u)\operatorname{tg}\alpha}\cdot\frac{\operatorname{tg}\alpha-\operatorname{tg}\alpha'}{\operatorname{tg}\alpha''-\operatorname{tg}\alpha'}+\quad\cdot\frac{v\ \eta}{I_1}. \tag{27}$$

Силы, приложенные к голове сваи перпендикулярно к ее оси (усилия «воображаемых» свай), определяются уравнением:

$$T\cos\alpha=-N\cdot\frac{u\operatorname{tg}\alpha}{\Sigma(v+\operatorname{tg}^2\alpha)}\cdot\frac{\operatorname{tg}\alpha''\operatorname{tg}\alpha+1}{\operatorname{tg}\alpha''-\operatorname{tg}\alpha'}+$$
$$+H\cdot\frac{u}{\Sigma(v-u)\operatorname{tg}\alpha}\cdot\frac{\operatorname{tg}\alpha'\operatorname{tg}\alpha+1}{\operatorname{tg}\alpha''-\operatorname{tg}\alpha'}+M\quad\frac{u\eta_s}{I}. \tag{28}$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Момент заделки свай в грунте равен:

$$Mt = T \cdot s_1. \tag{29}$$

Углы ω и $\omega + \frac{\pi}{4}$ главных осей определяются из выражения:

$$\operatorname{tg} 2\omega = \frac{2\Sigma (v - u) \operatorname{tg} \alpha}{\Sigma (v + u \operatorname{tg}^2 \alpha) - \Sigma (v \operatorname{tg}^2 \alpha + u)} = \frac{2}{\operatorname{cotg} \alpha' - \operatorname{tg} \alpha''}. \tag{30}$$

г) Заделка свай внизу (в грунте) и вверху (в ростверке).

В этом случае к силам, рассмотренным в обоих предыдущих случаях, присоединяется еще момент от заделки головы сваи. Расчет производится аналогично с предшествующим случаем для «воображаемых» свай. Эти сваи по отношению к существующим в действительности расположены под прямым углом и примыкают к ним в середине длины заделки (рис. 228). Коэфициент их сопротивления равен $\frac{12EI_r}{s_1^3}$, т. е. он в четыре раза больше той же величины для воображаемых свай в случае нижней заделки.

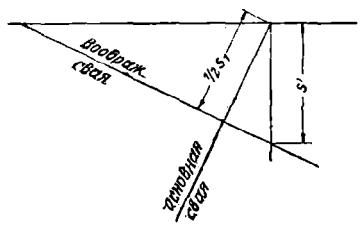


Рис. 228. Расчет свайного ростверка с учетом деформации свай. Сваи заделаны вверху и внизу.

Для «воображаемых» свай вводится следующее выражение:

$$r = \frac{12EI}{s_1^3} \cdot \cos^2 \alpha. \tag{31}$$

Тогда абсциссы точек пересечения сил R' и R'' с осью X (рис. 226) составляют:

$$x_0' = \frac{\Sigma (v + r \operatorname{tg}^2 \alpha)\, x}{\Sigma (v + r \operatorname{tg}^2 \alpha)}; \tag{32}$$

$$x_0'' = \frac{\Sigma (v - r) \operatorname{tg} \alpha\, x}{\Sigma (v - r) \operatorname{tg} \alpha}. \tag{33}$$

Наклон линий R' и R'' определяется выражениями:

$$\operatorname{tg} \alpha' = \frac{\Sigma (v - r) \operatorname{tg} \alpha}{\Sigma (v + r \operatorname{tg}^2 \alpha)}; \tag{34}$$

$$\operatorname{tg} \alpha'' = \frac{\Sigma (v \operatorname{tg}^2 \alpha + r)}{\Sigma (v - r) \operatorname{tg} \alpha}. \tag{35}$$

Ордината z_0 и абсцисса x_0 нейтральной точки O равны:

$$z_0 \quad \frac{x_0' - x_0'' - \dfrac{\Sigma s' r \operatorname{tg} \alpha}{\Sigma (v + r \operatorname{tg}^2 \alpha)} - \dfrac{\Sigma r s'}{\Sigma (v - r) \operatorname{tg} \alpha}}{\operatorname{tg} \alpha'' - \operatorname{tg} \alpha'}; \tag{36}$$

$$x_0 = x_0' \quad z_0 \operatorname{tg} \alpha' \quad \frac{\Sigma s' r \operatorname{tg} \alpha}{\Sigma (v + r \operatorname{tg}^2 \alpha)}, \tag{37}$$

в которых значение $s' = \frac{s_1}{2 \cos \alpha}$ (рис. 228).

Если ростверк под действием момента M вращается относительно нейтральной точки, то угол поворота равен:

$$\varphi' = \frac{M}{I^2}, \tag{39}$$

и момент инерции ростверка:

$$I_2 = \Sigma v \eta_i^2 + \Sigma r (\eta_s + s')^2 + \frac{1}{3} \Sigma r s'^2. \tag{40}$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Усилия, испытываемые отдельными сваями (для P, α,v,r и η следует подставить индексы отдельных свай), определяются из выражения:

$$P\cos\alpha = N\ \frac{v}{\Sigma(v + r\operatorname{tg}^2\alpha)}\ \frac{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha'} +$$

$$+ H \cdot \frac{v}{\Sigma(v - r)\operatorname{tg}\alpha}\ \frac{\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\alpha'}{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha'} + M \cdot \frac{v\eta}{I^2}. \qquad (41)$$

Усилия в «воображаемых» сваях определяются уравнением:

$$T\cos\alpha = -N \cdot \frac{r}{\Sigma(v + r\operatorname{tg}^2\alpha)}\ \frac{\operatorname{tg}\alpha''\operatorname{tg}\alpha + 1}{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha'} +$$

$$+ H \cdot \frac{r}{\Sigma(v - r)\operatorname{tg}\alpha}\ \frac{\operatorname{tg}\alpha'\operatorname{tg}\alpha + 1}{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha'} + M\ \frac{r(\eta_s - s')}{I_2}. \qquad (42)$$

Момент заделки свай наверху:

$$M_0 = -\frac{rs'^2}{3I_2} \cdot M - T \cdot \frac{s'}{2} \qquad (43)$$

и внизу:

$$M_u = -\frac{rs'^2}{3I_2} \cdot M + T \cdot \frac{s'}{2}. \qquad (44)$$

Углы наклона главных осей ω и $\omega + \frac{\pi}{4}$ определяются из выражения:

$$\operatorname{tg} 2\omega = \frac{2\Sigma(v - r)\operatorname{tg}\alpha}{\Sigma(v\ \ r\operatorname{tg}^2\alpha) - \Sigma(v\operatorname{tg}^2\alpha + r)} = \frac{2}{\operatorname{cotg}\alpha' - \operatorname{tg}\alpha''}. \qquad (45)$$

4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ РАЗМЕРОВ СВАЙ.

Из нагрузки на сваю и допустимого напряжения ее на сжатие получается без всяких затруднений требующееся поперечное сечение и толщина сваи. При высоком ростверке сверх того должна быть установлена прочность сваи на продольный изгиб. При этом принимается, что сваи в грунте заделаны, а в ростверке в зависимости от соединения их с последним или независимо (при деревянном ростверке), или также заделаны (если сваи введены в бетонный ростверк и прочно в нем закреплены). Таким образом применяют третий или четвертый случай продольного изгиба по Эйлеру.

Допускаемая нагрузка на продольный изгиб составляет:
для третьего случая

$$P_k = 2\pi^2 \cdot \frac{EI}{n \cdot l^2}, \qquad (46)$$

для четвертого случая

$$P_k = 4\pi^2 \cdot \frac{EI}{n \cdot l^2}. \qquad (47)$$

В этих выражениях E обозначает модуль упругости, I—момент инерции, l—свободную длину сваи и n—коэфициент безопасности, который в общем следует принимать равным $n = 10$.

5. ЧИСЛОВОЙ ПРИМЕР.

В качестве примера расчета свайного ростверка ниже приводится расчет набережной в Везермюнде (стр. 152, рис. 153). Принятые данные нагрузки указаны на рис. 229. Относительно определения равнодействующей R, которая действует на нижнюю поверхность плиты ростверка (+2,90), и ее вертикальной и горизонтальной слагающих N и H можно здесь не говорить. Эти силы равны:

$$N = 32{,}8\ m, \quad H = 11{,}9\ m.$$

НТБ УДУНТ (ДІІТ)

В H входит опорная реакция шпунтовой стенки, которая определяется согласно указаниям стр. 61 и далее. R пересекает нижнюю поверхность ростверковой плиты на расстоянии $e=0{,}02$ *м* от его середины и на расстоянии 2,98 *м* от края набережной (рис. 230).

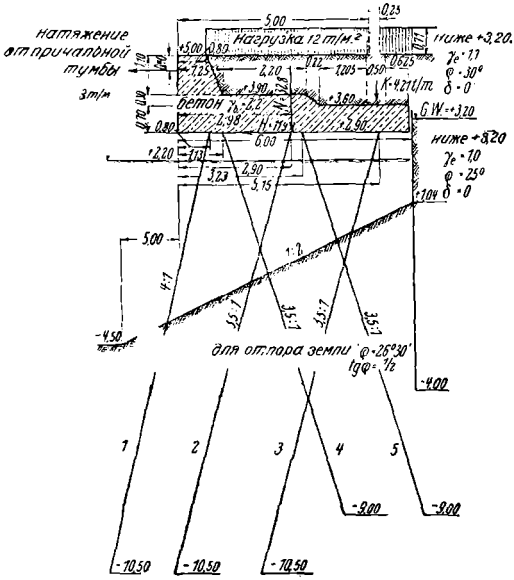


Рис. 229. Расчет свайного ростверка набережной в Везермюнде (рис. 153).

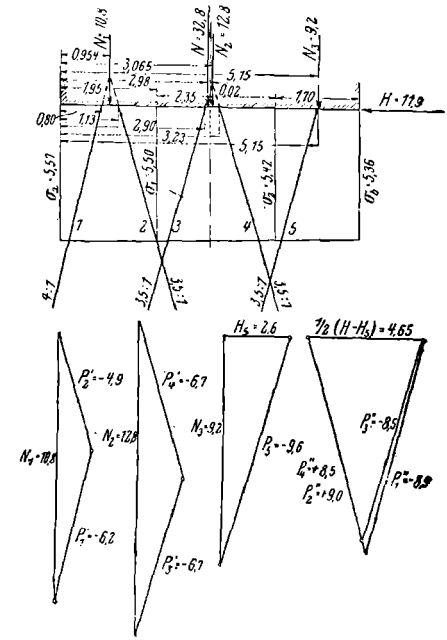


Рис. 230. Расчет свай набережной в Везермюнде (рис. 153) при помощи трапеции напряжений.

а) Определение нагрузок на сваи по трапеции напряжений.

Из уравнений (1) и (2) следует, что напряжения крайних ребер в плоскости ростверка составляют:

$$\sigma_a = \frac{32{,}8}{5{,}00}\left(1 + \frac{6 \cdot 0{,}02}{6{,}00}\right) = 5{,}57 \ \ т/м^2,$$

$$\sigma_b = \frac{32{,}8}{6{,}00}\left(1 - \frac{6 \cdot 0{,}02}{6{,}00}\right) = 5{,}36 \ \ т/м^2.$$

Посредством трапеции напряжений силу N разлагают с приближением на три вертикальные силы N_1, N_2 и N_3, которые действуют на свайные козлы *1—2* и *3—4* и на сваю *5*. Эти силы получаются, если на каждую из них распределить с некоторым приближением часть площади трапеции напряжений (рис. 230). Таким образом

$$N_1 \quad \frac{5{,}57 + 5{,}50}{2} \quad 1{,}95 = 10{,}8$$

$$N_2 = 12{,}8$$

$$N_3 = 9{,}2$$

$$N = 32{,}8 \ т.$$

N_1 и N_2 распределяются в обоих свайных козлах (рис. 230). N_3 воспринимается сваей *5*, которая в соответствии со своим уклоном принимает на себя и горизонтальную силу

$$H_5 \quad \frac{9{,}2}{3{,}5} = 2{,}6 \ \ т.$$

НБ УДУ ІТ (ДІІТ)

Остающаяся горизонтальная сила $H-H_5=11{,}9-2{,}6=9{,}3$ m распределяется пополам между обоими свайными козлами. Результаты по рис. 230 представляются в следующем виде (— обозначает сжатие, + растяжение).

Таблица 4

Усилие на сваю	P_1	P_2	P_3	P_4	
От N .	—6,2	—4,9	—6,7	—6,7	—9,6
От H . . .	—8,9	+9,0	—8,5	+8,5	—
Нагрузка на сваи . . . при 1 $м$ глубины стены .	—15,1	+4,1	—15,2	+1,8	—9,6
Для расстояния между рядами свай в 1,60 $м$	24,2	+6,6	—24,3	+2,9	+15,4

б) Определение нагрузок на сваи учетом деформации свай.

Предположения. Сваи цилиндрические (одинакового диаметра по всей длине). Длину сжатия s_2 и длину заделки s_1 следует оценивать по соображению или же определять опытами. Они приняты здесь одинаковыми для каждой сваи ($s_1=s_2$); при этом центр заделки, до которого измеряются s_1 и s_2, расположен у всех свай на границе нижней трети части, находящейся в земле.

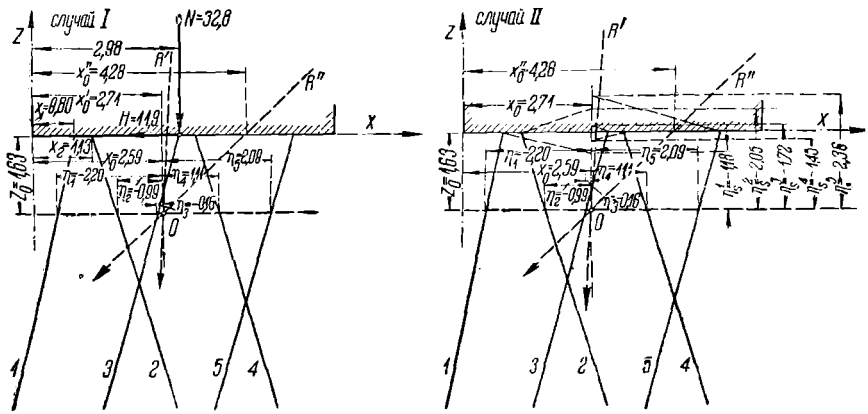


Рис. 231. Расчет набережной стенки в Везермюнде (рис. 153) с помощью изменения типа свай.

Оси координат выбираются таким образом, чтобы горизонтальная ось X располагалась по нижнему краю ростверковой плиты (на горизонте 2,90), а вертикальная ось z—по краю набережной (рис. 231).

В последующих вычислениях номер уравнения, при помощи которого производится расчет, указан с правой стороны.

Ввиду того что момент равнодействующей, как это будет вычислено ниже, имеет относительно нейтральной точки ростверка сравнительно небольшую величину, результаты трех расчетов (для шарнирного действия опор, для нижней заделки и для двойной заделки) едва разнятся между собой. Несмотря на это, расчет произведен в качестве примера для всех трех случаев до конца. Примера, в котором результаты расчетов для всех трех случаев сильно отличались бы друг от друга, не приведено потому, что во всех целесообразно расположенных ростверках наблюдаются лишь незначительные отклонения.

Случай I. Шарнирное соединение свайных опор вверху и внизу.

НТБ УДУЦТ (ДІІТ)

Таблица 5

Сваи	Диаметр $м$	Попер. разреза F_2 $м$	Момент инерции 10^4 I $м$	Уклон	tg α	tg² α	Длина заделки s_1-s_6 $м$		
1	0,37	0,1075	9,20	4 : 1	+ 0,25	0,0625	11,10	0,97	0,941
2	0,32	0,0804	5,15	3,5 : 1	— 0,286	0,082	9,78	0,961	0,924
3	0,37	0,1075	9,20	3,5 : 1	+ 0,286	0,082	10,80	0,961	0,924
4	0,32	0,0804	5,15	3,5 : 1	— 0,286	0,082	9,47	0,961	0,924
5	0,37	0,1075	9,20	3,5 : 1	+ 0,286	0,082	10,36	0,961	0,924

В последующей таблице значения для v получены из уравнения (8), а для η—из уравнения (17)—последние при помощи вычисленных по таблице значений для x_0 и z_0. Содержащийся в уравнении (8) модуль упругости E принят равным 1 000 000 $т/м^2$ (100 000 $кг/см^2$).

Таблица 6

Сваи		$\frac{v}{10^3}$ $т/м$	$\frac{v}{10^3}\cdot\operatorname{tg}\alpha$ $т/м$	$\frac{v\cdot x}{10^3}$ $т$	$\frac{v}{10^3}\cdot\operatorname{tg}\alpha^2$ $т/м$	$\frac{v}{10^3}\cdot\operatorname{tg}\alpha x$ $т$	η $м$	$\frac{v}{10^3}\cdot\eta^2$ $т/м$
1	0,80	9,12	+2,28	7,296	0,570	+ 1,824	−2,20	44,20
2	1,13	7,59	−2,17	8,577	0,618	2,452	−0,99	7,45
3	2,90	9,20	+2,63	26,680	0,751	+ 7,627	−0,16	0,24
4	3,23	7,85	−2,24	25,356	0,640	7,235	+1,11	0,67
5	5,15	9,60	+2,74	49,440	0,784	+14,111	+2,09	41,90
Сумма		43,36	+3,24	117,349	3,363	+13,875		103,46

$$x_0' \quad \frac{117{,}349}{43{,}36} = 2{,}71 \ м; \tag{9}$$

$$x_0'' = \frac{13{,}875}{3{,}24} = 4{,}28 \ м; \tag{10}$$

$$\operatorname{tg}\alpha' \quad \frac{3{,}24}{43{,}36} = 0{,}075; \tag{11}$$

$$\operatorname{tg}\alpha'' = \frac{3{,}363}{3{,}24} = 1{,}039; \tag{12}$$

$$z_0 = \frac{2{,}71 - 4{,}28}{1{,}039 - 0{,}075} = -1{,}63 \ м; \tag{13}$$

$$x_0 = 2{,}71 \quad 1{,}63 \cdot 0{,}075 = 2{,}59 \ м. \tag{14}$$

Эти величины указаны на рис. 231, равно и силы R' и R'', которые вызывают в плите ростверка перемещение в вертикальном направлении вниз или соответственно в горизонтальном направлении в левую сторону. Обе силы пересекаются в нейтральной точке O ростверка. Момент равнодействующей приложенных к ростверку внешних сил относительно точки O равняется:

$$M = N\,(2{,}98 - 2{,}59) - H \cdot 1{,}63 = -6{,}60 \ т/м;$$

$$I = \Sigma v \cdot \eta_i^2 = 10^3 \cdot 103{,}46 = 103{,}460 \ м^4 \tag{16}$$

$$P\cos\alpha' = 32{,}8\,\frac{v}{10^3 \cdot 43{,}36}\,\frac{1{,}039 - \operatorname{tg}\alpha}{1{,}039 - 0{,}075} + 11{,}9\,\frac{v}{10^3 \cdot 3{,}24}\,\frac{\operatorname{tg}\alpha - 0{,}075}{1{,}039 - 0{,}075}$$

$$- 6{,}60\,\frac{v \cdot \eta_i}{103{,}460} = 0{,}785\,\frac{v}{10^3}(1{,}039 \operatorname{tg}\alpha) + 3{,}81\,\frac{v}{10^3}(\operatorname{tg}\alpha - 0{,}075) - \frac{6{,}38}{10^3} \cdot v\eta_i. \tag{18}$$

НБ УДУНТ (ДНТ)

Отсюда получаются нагрузки для отдельных свай при расстоянии между рядами в 1,60 *м*:

$$P_1 = \frac{1,60}{0,97}\left[0,785 \cdot 9,12\,(1,039 - 0,25) - 3,81 \quad 9,12\,(0,25 - 0,075) - \right.$$
$$\left. - \frac{6,38}{10^5} \cdot 9,12 \cdot 10^3\,(-2,20)\right] = 21,4 \ m \text{ сжатие.}$$

$$P_2 = \frac{1,60}{0,961}\left[0,785 \cdot 7,59\,(1,039 + 0,286) \quad 3,81 \cdot 7,59\,(-0,286 - 0,075) - \right.$$
$$\left. - \frac{6,38}{10^2} \cdot 7,59\,(-0,99)\right] = 3,4 \ m \text{ растяжение.}$$

$$P_3 = \frac{1,60}{0,961}\left[0,785 \cdot 9,20\,(1,039 - 0,286) + 3,81 \cdot 9,20\,(0,286 - 0,075) - \right.$$
$$\left. - \frac{6,38}{10^2} \cdot 9,20\,(-0,16)\right] = 21,5 \ m \text{ сжатие.}$$

$$P_4 = \frac{1,60}{0,961}\left[0,785 \cdot 7,85\,(1,039 + 0,286) + 3,81 \cdot 7,85\,(-0,286 - 0,075) - \right.$$
$$\left. - \frac{6,38}{10^2} \cdot 7,85 \cdot 1,11\right] = 5,3 \ m \text{ растяжение.}$$

$$P_5 = \frac{1,60}{0,961}\left[0,785 \cdot 9,60\,(1,039 - 0,286) + 3,81 \cdot 9,60\,(0,286 - 0,075) - \right.$$
$$\left. - \frac{6,38}{10^2} \cdot (9,60 \cdot 2,09)\right] = 20,2 \ m \text{ сжатие.}$$

Случай II. Заделка свай внизу (в грунте) и шарнир вверху (в плите).

К вычисленным для случая *I* и остающимся без изменения значениям v, η, x_0 и z_0 определяются из уравнения (20) значения u и из уравнения (26) значения η_s. Тогда можно составить следующую таблицу.

Таблица 7

Сваи	$\frac{u}{10^2}$ *т/м*	$\frac{(v-u)}{10^5}\,\mathrm{tg}\alpha x$ *т*	$\frac{u}{10^2}\,\mathrm{tg}\alpha$ *т/м*	$\frac{u}{10^2}\,\mathrm{tg}^2\alpha$ *т/м*	$\frac{u}{10^5}\cdot\mathrm{tg}^2\alpha\,x$ *т*	η_s *м*	$\frac{u}{10^2}\cdot\eta_s^2$ *т/м*
1	0,0019	+0,00047	+ 1,824	0,00012	0,000096	—1,18	0,0026
2	0,0015	—0,00043	— 2,452	0,00012	0,000136	—2,05	0,0063
3	0,0020	+0,00057	+ 7,625	0,00016	0,000464	—1,72	0,0059
4	0,0017	—0,00049	— 7,233	0,00014	0,000452	—1,45	0,0036
5	0,0023	+0,00066	+14,108	0,00019	0,000979	2,30	0,0128
Сумма	0,0094	+0,00078	+13,872	0,00073	0,002127		0,0312

$$x' = \frac{117,349 + 0,002127}{43,36 + 0,00073 \cdot} = 2,71 \text{ м;} \qquad (21)$$

$$x_0'' \quad \frac{13,872}{3,24 - 0,00078} = 4,28 \text{ м;} \qquad (22)$$

$$\mathrm{tg}\,\alpha' = \frac{3,24 - 0,00078}{43,36 + 0,00073} \quad 0,075; \qquad (23)$$

$$\mathrm{tg}\,\alpha'' \quad \frac{3,363 + 0,0094}{3,24 \quad - 0,00078} = 1,041. \qquad (24)$$

Последние значения, за исключением $\mathrm{tg}\,\alpha''$ тождественны со значениями для случая *I*, и следовательно равнодействующие R' и R'' почти в точности имеют те же величину и положение.

НБ УАУНТ (ДІІТ)

$$I_1 = \Sigma v\eta^2 + \Sigma u\eta_s^2 = 10^3(103{,}46 + 0{,}0312) = 103{,}490 \ м^4; \qquad (25)$$

$$P\cos\alpha = 32{,}8\,\frac{v\cdot 10^{-3}}{43{,}36 + 0{,}00073}\cdot\frac{1{,}041 - \operatorname{tg}\alpha}{1{,}041 - 0{,}075} +$$

$$+ 11{,}9\,\frac{v\cdot 10^{-3}}{3{,}24 - 0{,}00078}\cdot\frac{\operatorname{tg}\alpha - 0{,}075}{1{,}041 - 0{,}075} - 6{,}60\cdot\frac{v\eta}{103{,}490} =$$

$$= 0{,}783\,v\,(1{,}041 - \operatorname{tg}\alpha) + 3{,}79\,v\,(\operatorname{tg}\alpha - 0{,}075) - \frac{6{,}38}{10^5}\cdot v\eta. \qquad (26)$$

Это значение для $P\cos\alpha$ почти в точности совпадает с тем, которое получается для случая *I*, и нагрузки на сваи имеют следовательно такую же величину.

Силы, приложенные к голове сваи перпендикулярно к свайной оси, определяются из уравнения (28). Например для сваи *1*:

$$0{,}97\,T_1 = -32{,}8\cdot\frac{0{,}00047}{43{,}36 + 0{,}00073}\cdot\frac{1{,}041\cdot 0{,}25 + 1}{1{,}041 - 0{,}075} +$$

$$+ 11{,}9\cdot\frac{0{,}0019}{3{,}24 - 0{,}00078}\cdot\frac{0{,}075\cdot 0{,}25 + 1}{1{,}041 - 0{,}075} - 6{,}60\cdot\frac{0{,}0019\,(-1{,}18)\,10^3}{103{,}490}.$$

Для расстояния между рядами свай в 1,60 *м* $T_1 = 0{,}0116$ *т*.

Момент заделки сваи *1* в грунте равен:

$$M_1 = T_1 s_1 = 0{,}0116\cdot 11{,}10 = 0{,}129 \ м/т. \qquad (29)$$

Моменты заделки остальных свай являются величинами такого же порядка и очень незначительны, так как свайные усилия почти одинаковы с теми, которые имеют место и в случае шарнирного действия опор.

Случай III. Заделка свай внизу (в грунте) и вверху (в плите).

Помещенные в последующие таблицы значения для *r* и *s′* определены из уравнений (31) и (38).

Таблица 8

Сваи	$\frac{r}{10^3}$ *т/м*	$\frac{rt\alpha}{10^3}$ *т/м*	$\frac{rt\alpha^2}{10^3}$ *т/м*	$\frac{rt\alpha^3}{10^3}$ *т*	$\frac{rt\alpha x}{10^3}$ *т*
1	0,0076	+ 0,00190	0,000475	0,000380	+ 0,00152
2	0,0061	0,00175	0,000503	0,000568	— 0,00198
3	0,0081	+ 0,00232	0,000665	0,001930	+ 0,00673
4	0,0067	0,00192	0,000550	0,001780	— 0,00620
5	0,0092	+ 0,00263	0,000755	0,003890	+ 0,01353
Сумма	0,0377	+0,00320	0,002950	0,00855	+0,0136

Таблица 9

Сваи		$\frac{rs^2}{10^3}$	$\frac{rt\alpha s^2}{10^3}$ *т*	$\eta_s + s'$ *м*	$\frac{r(\eta_s + s')^2}{10^3}$ *тм*	$\frac{rs'^2}{10^3}$ *тм*
1	5,73	0,9435	+ 0,0109	4,55	0,157	0,250
2	5,09	0,0310	— 0,0089	3,04	0,056	0,158
3	5,62	0,0455	+ 0,0130	3,90	0,123	0,256
4	4,93	0,0330	— 0,0094	3,48	0,081	0,163
5	5,38	0,0495	+ 0,0142	3,02	0,084	0,266
Сумма		0,2025	+ 0,0198		0,501	1,093

НБ УДУНТ (ДІІТ)

$$x_0 = \frac{117{,}349 + 0{,}00855}{43{,}36 + 0{,}00295} = 2{,}71 м; \tag{32}$$

$$x_0'' = \frac{13{,}875 - 0{,}0136}{3{,}24 - 0{,}0032} = 4{,}28\ м; \tag{33}$$

$$\operatorname{tg}\alpha' \quad \frac{3{,}24 - 0{,}0032}{43{,}36 + 0{,}00295} = 0{,}075; \tag{34}$$

$$\operatorname{tg}\alpha'' = \frac{3.363 + 0{,}0377}{3{,}24 - 0{,}0032} = 1{,}050 \tag{35}$$

$$z_0 = \frac{2{,}71 - 4{,}28 - \dfrac{0{,}0198}{43{,}36 + 0{,}00295} - \dfrac{0{,}2025}{3{,}24 - 0{,}0032}}{1{,}050 - 0{,}075} \quad 1{,}67\ м. \tag{36}$$

$$J_2 \quad \left(103{,}46 + 0{,}501 + \frac{1}{3} \cdot 1{,}093\right) 10^3 = 104\,325\ м^4. \tag{40}$$

$$P\cos\alpha = 32{,}8 \cdot \frac{v \cdot 10^{-3}}{43{,}36 + 0{,}00295} \cdot \frac{1{,}050 - \operatorname{tg}\alpha}{1{,}050 - 0{,}075} +$$
$$+ 11{,}9 \cdot \frac{v \cdot 10^{-3}}{3{,}24 - 0{,}0032} \cdot \frac{\operatorname{tg}\alpha - 0{,}075}{1{,}050 - 0{,}075} - 6{,}60 \cdot \frac{v\eta}{104\,325} =$$
$$= 0{,}776 \cdot \frac{v}{10^3}(1{,}050 - \operatorname{tg}\alpha) + 3{,}77 \cdot \frac{v}{10^3}(\operatorname{tg}\alpha - 0{,}075) - \frac{6{,}32}{10^5} \cdot v\eta. \tag{41}$$

Таким образом значение $P\cos\alpha$ лишь незначительно отклоняется от соответствующих величин, исчисленных для случаев *I* и *II*, и вследствие этого нагрузки на сваи изменяются в едва заметной степени. Например P_1 имеет такую же величину, как и в случае *I* (21,4 *т*), а P_2 составляет 3,3 *т* вместо 3,4 *т*. Усилия в «воображаемых» сваях получают так же, как и в случае *II*, только незначительную величину, например для сваи *I* по уравнению (42):

$$0{,}97\,T_1 = -32{,}8 \cdot \frac{0{,}0076}{43{,}36 + 0{,}00295} \cdot \frac{1{,}050 \cdot 0{,}25 + 1}{1{,}050 - 0{,}075} +$$
$$+ 11{,}9 \cdot \frac{0{,}0076}{3{,}24 - 0{,}0032} \cdot \frac{0{,}075 \cdot 0{,}25 + 1}{1{,}050 - 0{,}75} - 6{,}60 \cdot \frac{0{,}0076 \cdot 10^3 \cdot 4{,}55}{104\,325}.$$

Для расстояния между рядами свай в 1,60 *м* $T_1 = 0{,}032$ *т*, для сваи *I* момент верхней заделки:

$$M_0^1 = \frac{250}{3 \cdot 104\,325} \cdot 1{,}60 \cdot 6{,}60 - 0{,}032 \cdot \frac{5{,}73}{2} = -0{,}082\ м; \tag{43}$$

момент нижней заделки:

$$M_u^1 = +\frac{250}{3 \cdot 104\,325} \cdot 1{,}50 \cdot 6{,}60 + 0{,}032 \cdot \frac{5{,}73}{2} = +0{,}098\ м. \tag{44}$$

в) Определение поперечных размеров сваи.

При допускаемом напряжении на сжатие в 60 *кг/см*^{2}=600 *т/м*^{2} и при диаметре сваи в верхнем отрубе в 30 *см* (сваи *1*, *3* и *5*) допускаемая нагрузка на сваи равна:

$$\frac{\pi \cdot 0{,}3^2}{4} \cdot 600 = 42\ т,$$

а при диаметре сваи в 25 *см* (сваи *2* и *4*):

$$\frac{\pi \cdot 0{,}25^2}{4} \cdot 600 = 29{,}4\ т.$$

Стало быть поперечные размеры сваи являются достаточными.

В случае заделки свай как вверху, так и внизу, если за свободную длину, подверженную продольному изгибу, принята «длина заделки» (что является

НБ УДУНТ (ДИИТ)

невыгодным), а за расчетный диаметр свай—их средний диаметр, допускаемая нагрузка, учитывая продольный изгиб при 10-кратном запасе прочности, определяется из уравнения (47):

$$P_k = 4 \cdot \pi^2 \cdot \frac{10^6 I}{10 s_1^2} = 395 \frac{10^4 I}{s_1^2}.$$

Для отдельных свай получается.

$$P_k^1 = 395 \cdot \frac{9.2}{11,12} = 29,5 \ m;$$

$$P_k^2 = 395 \cdot \frac{5,15}{9,78^2} = 21,3 \ m;$$

$$P_k^3 = 395 \cdot \frac{9,2}{10,80^2} = 31,2 \ m;$$

$$P_k^4 = 395 \cdot \frac{5,15}{9,47^2} = 22,7 \ m;$$

$$P_k^5 = 395 \cdot \frac{9,20}{10,36^2} = 33,8 \ m.$$

Действительные напряжения ниже допускаемых.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

Отв. редактор С. М. Мелкумов. Техн. редактор В. Симакова.

Госстройиздат № 309. Индекс С-7-5-2. Тираж 10.000. Сдано в набор 3/VI 1033 г. Подп. в печ. 8/VI 1933 г. Формат бумаги 72×105. Печатн. 16 л. Колич. бум. л. 8. Колич. печ. зн. в бум. л. 112 000 б. Заказ № 631. Ленгорлит № 12083. Выход в свет Сентябрь 1933 г.

3-я тип. Онти им, Бухарина. Ленинград, ул. Моисеенко, 10.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

ОПЕЧАТКИ

к книге Л. Бреннеке и Э. Ломейер — „Основания и фундаменты“, том I.

Стр.	*Строка*	*Напечатано*	*Следует*
9	3 сверху	Л. Бреннке	Л. Бреннеке
21	11	(форм. 1) $\mathrm{tg}^4\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\rho}{2}\right)$	$\mathrm{tg}\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\rho}{2}\right)$
21	4 снизу	(форм. 2) $\mu\,\frac{U}{F}-\frac{1}{2}$	$\mu\,\frac{U}{F}\cdot\frac{1}{2}$
21	3 сверху	Угол А	Угол α
25	3	$\sigma^r{}_3=\frac{1}{2}\cdot 0{,}4\cdot 1{,}8\cdot\frac{24}{48}\cdot 5$	$\sigma_{r_3}=\frac{1}{2}\cdot 0{,}4\cdot 1{,}8\cdot\frac{28}{24}\cdot 5.$
37	10 сверху	1 000 000	100 000
37	23	5 000 000	500 000
58	24	ангидрид	ангидрит
64	20 снизу	леске	лёссе
76	15 сверху	2025	20-25
78	12	случаи	сучья
97	26	тросом	трассом
100	5	распущенном	распушонном
111	4 снизу	$\frac{5{,}5}{100}\ldots 1{,}4+6\cdot 1{,}5)$	$\frac{5{,}5}{100}\cdot(1{,}4+6\cdot 1{,}5)$
111	9	2, 1, 5	2,15
144	22 снизу	связь	свая
148	4 сверху	Баку	Букау
202	17 „	размолочивания	размочаливания
214	16 снизу	$\overline{2}\Big)$	$\frac{\rho}{2}\Big)$
215	табл. 24	в заголовке l_a, l_s, l_r, l_p	e_a, e_s, e_r, e_p
216	5 сверху	$\left(\frac{\pi}{4}=\frac{\rho_n}{2}\right)$	$\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\rho_n}{2}\right)$
217	8 снизу	5,25 — 1,7	...5,25 + 1,7
		...3,80 — 2,0	...3,80 + 2,0
	6	...2,00 · 9,43	2,00 · 2,00 · 9,43
218	2 сверху	$\left(\frac{\pi}{4}\pm\frac{\rho}{2}\right)$	$\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\rho}{2}\right)$
224	12 снизу	1 : $^1/_2$	1 : $1^1/_2$
253	форм. (38) и (39)	I_1, I_2	J_1, J_2
257	форм. (45)	$4\,h^{15}$	$4\,h_1^5$
258	9 сверху	$\sigma_{\text{дон.}}$	$\sigma_{\text{доп.}}$
262	4	Рейнско-Гренского	Рейнско-Херцского
285	8	неизбежную	наибольшую

НБ УДУНТ (ДІІТ)

5,25

Сканувала Тараненко Т.В.

НБ УДУНТ (ДІІТ)