А. И. БРЮМ, П. А. ВОРОНОВ, Р. И. ГИНСБАРГ,
А. Н. КУТЕЙНИКОВ, А. Т. ФЕДОРОВ, П. Б. ШАПОВАЛОВ,
Ф. М. ШИХИЕВ

М 805

МОРСКИЕ ПОРТЫ И ПОРТОВЫЕ СООРУЖЕНИЯ

*Допущено Отделом учебных заведений
Министерства морского флота
в качестве учебного пособия
для высших учебных заведений морского флота*

4985
2886
3494
00 313799

МРФ
Техническая библиотека
ПКБ
г. Новосибирск

ИЗДАТЕЛЬСТВО
«МОРСКОЙ ТРАНСПОРТ»
МОСКВА — 1959

Библиотека
НГАВТ

В настоящем пособии дано описание режима морских побережий, водных и береговых элементов портов, подходных каналов, устройства причальных и оградительных сооружений и оборудования портов.

Пособие рассчитано на студентов гидротехнических факультетов, а также факультетов эксплуатации и механизации высших учебных заведений морского флота. Кроме того, оно может служить практическим руководством для инженеров, проектирующих морские порты и их сооружения.

РЕПОЗИТОРИЙ НГАВТ

ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящий труд разработан коллективом авторов на основе книги «Морские порты», изданной под редакцией проф. А. Т. Федорова в 1936 г. Эта книга и в настоящее время представляет значительный интерес. Однако от первоначального намерения ограничиться простым переизданием ее пришлось отказаться. За 22 года в советском и зарубежном портостроении произошел настолько существенный прогресс, что возникла необходимость в коренной переработке и почти сплошном обновлении всего материала; в частности, совершенно новыми в настоящем издании являются отсутствовавшие ранее такие важнейшие разделы, как «Причальные сооружения» и «Оборудование портов».

В книге изложены, главным образом, вопросы, отражающие современный уровень техники морских портов, но не нашедшие достаточного освещения в учебной литературе, в частности, в основном учебнике по курсу «Морские порты» проф. В. Е. Ляхницкого.

Являясь учебным пособием для высших учебных заведений морского флота, книга в то же время представит, несомненно, определенный интерес для проектировщиков, строителей и эксплуатационников портов.

Авторы выражают признательность С. Д. Явленскому и Н. К. Кругленко за ценные рекомендации при рецензировании рукописи, а также редактору книги к. т. н. Г. М. Матлину.

Книга составлена группой авторов:

Разделы I, III, главы XXII—XXIV раздела V — доц., к. т. н. П. А. Вороновым.

Главы VI—VII раздела II и § 31—32 главы VIII раздела II и раздел VII — инж. П. Б. Шаповаловым.

Главы III—V и § 29—30 главы VIII раздела II, раздел VI — инж. А. Н. Кутейниковым.

§ 41 — 44 главы XI раздела III и раздел VIII — инж. А. И. Брюмом.

Главы XII—XVII раздела IV, глава XXV раздела V — к. т. н. Р. И. Гинсбаргом.

Главы XVIII—XXI раздела IV — доц., к. т. н. Ф. М. Шихиевым.

При составлении разделов II, V и VII использованы некоторые параграфы соответствующих разделов книги «Морские порты» издания 1936 года, написанные проф. А. Т. Федоровым.

Общее редактирование, а также доработку после смерти П. А. Воронова составленных им разделов осуществил Р. И. Гинсбарг.

РАЗДЕЛ I

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ПОРТАХ

Глава I

ОБЩЕЕ ПРЕДСТАВЛЕНИЕ О МОРСКИХ ПОРТАХ

§ 1. НАЗНАЧЕНИЕ И КЛАССИФИКАЦИЯ ПОРТОВ

Морскими портами называются участки берега с прилегающей водной площадью (акваторией), где благодаря естественным условиям и инженерным сооружениям обеспечивается безопасная удобная стоянка морских судов и имеется оборудование, необходимое для выполнения производственных операций, в первую очередь — отправления и приема грузов и пассажиров.

Современные морские порты создаются, как правило, в результате постройки различного вида портовых гидротехнических сооружений.

Общей задачей всякого порта является создание укрытой от волнения спокойной стоянки для судов. Однако помимо этого порт имеет задачи, вытекающие из его назначения. По этому признаку различают:

а) порты, обслуживающие суда, которые перевозят грузы и пассажиров;

б) промысловые порты, где размещены предприятия рыбной или морской зверобойной промышленности и которые являются пунктами базирования рыболовецкого и промыслового флота;

в) военные порты или базы военно-морского флота.

Порты, обслуживающие перевозки грузов и пассажиров, в свою очередь делятся на две группы:

1) так называемые *торговые порты* — для транспортных судов различных типов; они используются разными отраслями народного хозяйства;

2) *промышленные порты*, примыкающие к территории, на которой расположен крупный промышленный комбинат, и предназначенные только для его обслуживания.

Основные функции торговых портов следующие:

выполнение операций по погрузке-разгрузке морских судов и приему-передаче грузов с морского на смежные виды транспорта (железнодорожный, автомобильный, речной); выполнение пассажирских операций; всестороннее обслуживание морских судов в

качестве базы транспортного флота (снабжение топливом, водой и другие операции).

Большей частью торговые порты осуществляют в том или ином объеме все перечисленные функции, и поэтому их называют иногда портами общего назначения. В ряде же случаев резко выделяется одна определенная функция.

Так, например, имеются порты, специализированные по переработке определенного рода массовых грузов (нефтяные, лесные, угольные); иногда преобладающее значение имеют операции с пассажирами — такие порты (Сочи, Саутгемптон и др.) называют пассажирскими.

По признаку приема-передачи грузов на смежные виды транспорта различают перевалочные порты, в которых преобладает либо перевалка на железную дорогу (например, Красноводск), либо перевалка грузов с одного вида водного транспорта на другой. Примером второго типа портов является Тикси, где в основном преобладает перевалка с морских судов на речные; составы речных судов выходят из устья р. Лены в море (с коротким пробегом — до 40 *км*) для встречи с караванами морских судов, следующих Северным морским путем.

В некоторых крупных портах, например, Ленинграде, применяются перевалка как на железную дорогу, так и на внутренний водный транспорт, а также операции с местными грузами.

Торговые порты классифицируются, кроме того, по их значению в международном грузообмене и в административном отношении.

По значению в международном грузообмене различаются порты мировые, международного и внутригосударственного значения.

Мировыми называют порты, обслуживающие важнейшие связи в международном морском грузообмене. В СССР к таким портам относятся Ленинград, Одесса, Мурманск, Владивосток; за границей — Нью-Йорк, Лондон, Гамбург, Роттердам, Антверпен, Ливерпуль, Гавр, Марсель, Генуя, Буэнос-Айрес, Кобэ, Шанхай и др.

Порты международного значения обслуживают грузообмен между различными государствами.

К портам внутригосударственного значения относятся порты, обслуживающие морские перевозки в пределах одного государства, причем из их числа могут быть выделены порты местного значения.

В административном отношении порты делятся на классы или разряды. Отнесение к тому или иному разряду определяется размерами грузооборота, технической оснащенностью порта и его ролью в грузообмене страны.

Порты СССР делятся на четыре разряда: внеразрядные, первого, второго и третьего разрядов. К внеразрядным относятся такие крупнейшие порты, как Ленинград, Одесса, Мурманск и др.

Мелкие рейдовые и портовые пункты, в которых производятся операции узко местного значения, обычно приписываются к основным, разрядным портам; так, например, в районе Одессы приписным к ней пунктом является Бугаз.

Промышленные порты представляют собой элементы крупных производственных комбинатов, которые они обслуживают. Примерами таких портов в СССР могут служить: порт при горнорудном комбинате в Камыш-Буруне, порт металлургического завода «Азовсталь» (на Азовском море), порт в бухте Угольной (на Дальнем Востоке).

Промысловые (рыбные) порты являются обычно и центрами рыбной промышленности, в которой производственный процесс часто завершается непосредственно в портах. Эти порты рассчитаны для судов небольших размеров; однако те из них, которые являются базами промысла морского зверя, рассчитаны на суда более крупных размеров. Так, базы китобойных флотилий наряду с малыми обслуживают и весьма крупные суда, представляющие собой плавучие заводы.

Промысловые порты либо полностью самостоятельны, либо входят в комплекс с портами общего назначения (например, Мурманский торговый и рыбный порты).

Военные порты (базы флота), как правило, должны быть изолированы от портов общего назначения. Они характеризуются требованием больших рейдов для стоянки и маневрирования кораблей, наличием специальных складов и мастерских, особых бассейнов и сооружений для снаряжения и ремонта судов. Устройство и оборудование баз военного флота является специальным предметом изучения.

По географическим и геофизическим условиям морские порты различаются следующим образом:

по характеру навигации — имеются порты незамерзающие и замерзающие. В замерзающих портах навигация продлевается путем использования специальных ледоколов, суда для проводки в ледовых условиях объединяются в караваны;

по условиям расположения порта — независимо от месторасположения любой порт, принимающий морские суда, считается морским, причем встречаются порты не только береговые, но и расположенные в устьях рек, на реках и даже внутри суши.

Устьевые порты, т. е. расположенные в устьях судоходных рек, обычно не требуют защиты от волнения. Для этих портов характерно также, что значительная часть грузов, прибывающих или отправляемых в морских судах, проходит по дешевому речному пути, расширяя тем самым район тяготения грузов к морскому порту.

К устьевым относится большинство крупнейших мировых портов. Из них Ленинградский порт расположен в самом устье р. Невы, Нью-Йоркский — в 30 *км* от устья на р. Гудзон, Лон-

донский порт — в 60 *км* от устья на р. Темзе; примерно на таком же расстоянии от устья находится Гамбургский порт на р. Эльбе. Наиболее крупные порты Азии — Шанхай, Кантон, Калькутта — расположены на реках в удалении от устья. Ряд крупных морских портов СССР находится также на реках: Архангельск — на Сев. Двине, Рига — на Зап. Двине, Николаев — на Южном Буге, Херсон — на Днепре, Астрахань — на Волге и т. д.

Морские порты на реках расположены иногда настолько далеко от устья, что устройство их отвечает чисто речным условиям. Например, порт Игарка в СССР находится на р. Енисее в 700 *км* от устья; порт Монреаль в Канаде — в 1800 *км* от устья р.Св. Лаврентия. Несмотря на это, они принадлежат к морским портам, принимающим большие морские суда.

Внутренние морские порты, т. е. порты не на реках, а внутри суши, соединяются с морем каналами. Примерами таких портов могут служить: расположенный в центре Англии Манчестер, выходя из которого суда проходят сначала канал протяжением 70 *км*, а затем вниз по реке спускаются в море; Амстердам, находящийся на канале, соединяющем его с портом Эймёйден, расположенным уже непосредственно на берегу моря; порт Хьюстон в США, который соединен с океаном искусственным каналом длиной более 90 *км*.

Для крупных морских портов, расположенных на реках внутри суши, характерно наличие так называемых аванпортов, приближенных к открытому морю; к ним относятся, например, Тильбери — для Лондона, Куксхафен — для Гамбурга, уже упоминавшийся Эймёйден — для Амстердама и др.

Порты лагунные и лиманные устраиваются в приморских озерах, лагунах или лиманах, отделенных от моря естественно создавшимися косами, защищающими их от волнения; косы прорезаются короткими каналами и лишь выходы каналов в море нуждаются в оградительных сооружениях.

Береговые порты распадаются на две группы. К первой относятся порты, расположенные в естественных, защищенных от волнения бухтах и гаванях, где надобности в искусственной защите от волнения не возникает; ко второй — порты в незащищенных бухтах или на совершенно открытом берегу, где защита от волнения является наиболее серьезной проблемой устройства порта.

К первому типу портов относятся Владивосток, Провидение (СССР), Сан-Франциско (США); вторую группу представляют Одесса, Туапсе, Марсель и др.

Островные порты расположены в море в известном удалении от берега, иногда они соединяются с берегом дамбой или эстакадой; таков, например, ряд датских портов.

Иногда по островному типу устраиваются отдельные районы в портах других видов — например, лесная гавань на о-ве Гладком в Ленинградском порту; частью того же порта является о-в Гутуевский.

По приспособленности основных сооружений к приливо-отливным явлениям различают порты неприливные и приливные.

В неприливных портах вся акватория открыто сообщается с морем; возвышение портовой территории над уровнем моря назначается с учетом самого высокого, а глубина у причалов — самого низкого стояния уровней моря.

Приливные порты характеризуются устройством закрытых шлюзованных бассейнов, в которых поддерживается нужный уровень воды. Экономически целесообразным устройство закрытых бассейнов оказывается лишь при значительных колебаниях уровня — более 4—5 *м*.

Все порты СССР и большинство портов мира устроены как неприливные порты. К приливным относятся, в частности, английские порты, в которых закрытые бассейны получили название «доков».

§ 2. СОСТАВ ПОРТА

В состав основных устройств морского торгового порта входят:

а) устройства, предназначенные для приема морских судов и операций с ними;

б) устройства, связывающие морской транспорт со смежными видами транспорта.

Устройства, предназначенные для приема морских судов и операций с ними, включают важнейшие элементы морского порта, к которым относятся:

1) защищенная от волнения водная площадь или акватория порта, на которой размещаются находящиеся в порту суда;

2) внешние оградительные сооружения, при помощи которых образуется защищенная акватория;

3) подходные каналы, обеспечивающие судам подход требуемой глубины со стороны моря к береговым устройствам порта, обычно расположенным в известном удалении от естественных морских глубин;

4) причальный фронт, образуемый причальными сооружениями и предназначенный для удобной погрузки-разгрузки судов;

5) механическое оборудование для погрузки-разгрузки судов, а также склады для хранения грузов, проходящих через порт;

6) устройства и оборудование для пассажирских операций;

7) оборудование и служебно-вспомогательный флот для обслуживания судов и снабжения их топливом и водой.

Устройства, связывающие морской транспорт со смежными видами транспорта:

1) с речным — рейды для непосредственной (бортовой) перегрузки с морских судов на речные и обратно; плавучие перегру-

жатели; причальный фронт для операций с речными судами — в случае прохождения грузов через берег;

2) с железнодорожным — железнодорожное оборудование, состоящее из совокупности погрузочно-разгрузочных фронтов, железнодорожных парков и портовой железнодорожной станции;

3) с автомобильным — сеть внутренних и подъездных автомобильных дорог с фронтами погрузки-разгрузки автомашин.

Сосредоточение в морском порту различных видов транспорта обусловливает сложный технический комплекс. В его составе, помимо перечисленных основных устройств, являющихся специфическими для морского порта, должен быть также ряд вспомогательных, присущих любому производственному предприятию, как-то: ремонтное и прочее подсобно-производственное хозяйство, энергетическое хозяйство, связь и сигнализация, водопровод и канализация, теплофикация, служебные здания, благоустройство территории, жилищное и культурно-бытовое хозяйство.

С точки зрения плана порта представляется целесообразным разделить его состав на две большие группы элементов — водных и сухопутных (береговых).

К водным элементам относятся: акватория порта, подходные каналы, судоходная обстановка акватории и канала, внешние оградительные сооружения.

К береговым элементам относятся причальный фронт и территория порта с расположенными на ней складами и всеми другими объектами.

Наиболее существенными и специальными элементами морского порта являются *портовые гидротехнические сооружения*. К ним относятся внешние оградительные сооружения, причалы, подходные каналы, а также берегоукрепительные сооружения, предназначенные для защиты территории порта от размыва в тех частях, где берег не имеет причалов. Сюда же следует отнести акваторию и территорию порта, поскольку они очень редко входят в состав порта в естественном виде, а как правило, искусственно образуются посредством гидротехнических работ — дноуглубления и рефулирования (намыва грунта).

В широком понимании морской порт как технический комплекс охватывает также промышленные и строительные предприятия, связанные с судоходством. К наиболее значительным из них относятся судоремонтные заводы, судостроительные верфи, базы технического флота и базы портостроительных организаций.

Перечисленные предприятия должны иметь свои достаточно изолированные территорию и акваторию. Вместе с тем технические и экономические условия неизбежно приводят к совместному использованию ряда сооружений, например, подходных каналов и оградительных сооружений, а также к наличию единых систем электроснабжения, связи, водоснабжения, канализации и т. п.

§ 3. ГРУЗООБОРОТ ПОРТА

Основным показателем работы порта является грузооборот, т. е. все количество грузов, прошедших через причальный фронт порта за какой-либо отрезок времени (год, месяц, сутки).

Грузооборот различается по отправлению на море (вывоз) и прибытию с моря (ввоз). Если рассматривать порт как узел смешанных перевозок, в котором перегрузка может происходить с морских судов на речные и наоборот, следует различать отдельно грузооборот по морю и реке. Часть грузооборота может проходить через береговые причалы, а часть — через рейдовые путем непосредственной перегрузки грузов с борта морского судна на борт речного и наоборот. Та часть грузооборота, которая проходит через береговые причалы, в свою очередь распределяется между железнодорожным и безрельсовым сухопутным транспортом.

Соответственно назначению морских перевозок грузооборот порта различается по следующим видам плавания торговых судов.

Заграничное плавание: а) экспорт — перевозки за границу грузов отечественного происхождения и б) импорт — перевозки из-за границы грузов иностранного происхождения; экспортные и импортные перевозки совершаются как на судах под отечественным флагом, так и иностранными судами.

Большой каботаж — перевозка грузов между отечественными портами, расположенными в разных морских бассейнах; к большому каботажу относятся, например, перевозки из Балтийского или Белого моря в Черное (вокруг Европы), перевозки с Черного моря на Дальний Восток.

Малый каботаж — перевозка грузов на судах между отечественными портами в пределах одного бассейна.

Движение флота в СССР организуется по графикам и расписаниям. При этом различают три формы организации движения судов:

срочное линейное плавание, осуществляемое по расписанию на навигационный период; время отправления судов из портов и прибытия в порты точно установлено, а процесс операций в портах постоянен; эта форма организации движения применяется для грузопассажирских судов, а также и грузовых при крупных устойчивых грузопотоках;

регулярное линейное плавание, устанавливаемое по определенным направлениям, на которых закрепляются суда на всю навигацию; время прихода судов в порты определяется по месячному графику в зависимости от наличия грузов; эта форма организации движения является преобладающей для грузовых судов;

рейсовое плавание, производимое по направлениям, установленным на каждый рейс; время движения судов и порты

захода указываются в месячном графике, но уточняются заданиями на каждый рейс.

Прилегающие к порту районы страны, из которых экономически выгодно вывозить (или в которые выгодно ввозить) грузы через данный порт, носят название районов тяготения к этому порту. Размеры, характер и степень экономического развития, а также транспортные связи отдельных частей района тяготения определяют величину грузооборота порта.

Различается грузооборот *транзитный*, т. е. проходящий через порт как пункт перевалки с одного вида транспорта на другой, и грузооборот *местный;* последний образуется из грузов, отправляемых из того населенного пункта, где расположен данный порт, и прибывающих в этот населенный пункт.

В составе грузооборота порта могут быть представлены различные грузы. Соответственно главнейшим грузам обычно выделяются их укрупненные группы: хлебные (зерно, мука), лес (круглый лес, пиломатериалы), уголь, руда, нерудные ископаемые, нефтегрузы (нефть, мазут, керосин, бензин), скоропортящиеся грузы, металлы и пр. В тех случаях, когда в грузообороте данного порта некоторые грузы имеют особое значение (по удельному весу), из числа укрупненных категорий выделяются более подробные наименования.

Разбивку составных частей грузооборота следует производить по группам грузов, требующих одинаковых способов обработки и однородной механизации при производстве погрузочно-разгрузочных работ; соответственно этому в портах выделяются и различные районы (участки).

Чаще всего разбивку производят по следующим укрупненным категориям: штучные, навалочные, зерновые, лесные и нефтеналивные грузы.

Штучными называются все те грузы, которые состоят из отдельных единиц, число которых при перевозке имеет точный счет; они могут быть в таре (тарноупаковочные грузы) или бестарными. Большая часть номенклатуры морских грузов, охватывающая сотни и тысячи наименований, относится к штучным.

На морском транспорте применяются разные способы организации перевозок штучных грузов: в одних случаях груз, подготавливаемый для погрузки на судно, комплектуется из значительного числа партий[1] разных товаров. При таком порядке перевозок, имеющем большое распространение, штучные грузы перевозятся как сборные грузы (или, как их часто называют, *генеральные*). Другой способ состоит в том, что суда целиком загружаются грузом одного определенного наименования, например, хлопком, льном, сахаром, мукой и т. п. Систематическое прибы-

[1] Партией считается часть груза определенного наименования, следующая в один адрес и по одному транспортному документу; каждой партии, а также каждой штуке, входящей в состав партии сборного груза, присваивается номер.

тие в порт (или отправление из него) судов, загруженных таким образом, создает однородный грузопоток штучного груза. Способ перевозки штучных грузов — в качестве сборных или однородных — зависит от конкретных экономических и эксплуатационных условий и имеет существенное влияние на технологию работы порта.

Все другие грузы, кроме штучных, относятся к *массовым*. Номенклатура массовых грузов не столь обширна, как штучных, но по размеру грузопотоков они занимают преобладающее место. Каждый из основных родов массовых грузов нуждается в специальных методах перегрузки и хранения, что предопределяет необходимость выделения для него соответствующего района порта.

§ 4. ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ ПОРТА

Пропускной способностью порта называется количество грузов, которое порт может погрузить на морские суда и выгрузить с них за определенный период времени.

Пропускная способность порта определяется совокупностью его устройств, сооружений, оборудования и должна быть обеспечена во всех звеньях производственного процесса. Основными из них являются:

а) подходные каналы; их пропускная способность определяется количеством и размером судов, которые могут войти в порт и выйти из него в течение определенного отрезка времени (сутки, месяц и т. п.);

б) причальный фронт, пропускная способность которого определяется количеством единовременно обрабатываемых судов и интенсивностью их обработки;

в) склады; их пропускная способность определяется емкостью и приемно-отпускными фронтами;

г) железнодорожное оборудование; его пропускная способность определяется количеством вагонов, которое может быть обработано на погрузочно-разгрузочных путях, в районных парках и грузовой станцией порта;

д) автомобильные дороги порта; их пропускную способность определяет количество автомашин, которое может быть принято в порт и обработано на его погрузочно-разгрузочных фронтах.

Кроме перечисленных основных звеньев, на пропускную способность могут оказать влияние и другие элементы — например, бункерная база, служебно-вспомогательный флот.

Ведущим, главным звеном, определяющим пропускную способность порта, является причальный фронт. Его роль вытекает из того, что у причалов осуществляются основные производственные операции порта; в процессе обработки судна у причала участвуют прямо или косвенно важнейшие сооружения и оборудование порта. Поэтому пропускная способность порта должна устанавливаться по причальному фронту; ко всем остальным звеньям порто-

вого хозяйства предъявляется требование, чтобы они не лимитировали работу причального фронта.

Пропускная способность порта должна исчисляться конкретно по родам груза; ее суммирование по различным родам груза с целью получения одной общей цифры неправильно. Так, если порт может переработать (за навигацию) нефти наливом 1 млн. *т* и генеральных грузов 100 тыс. *т*, то очевидно, что суммарная величина 1,1 млн. *т* без расшифровки не может дать правильного представления о пропускной способности порта.

Пропускная способность может быть определена за разное время — за сутки, месяц, год или навигационный период. При переводе суточной пропускной способности в месячную и месячной в годовую необходимо учитывать реальные условия работы порта, в частности: перерывы в обработке судов, вытекающие из графика движения; метеорологические факторы; сезонную неравномерность перевозки отдельных грузов.

При правильном развитии порта рост его пропускной способности должен всегда опережать рост грузооборота. Достижение необходимого соответствия между перспективным (заданным) грузооборотом порта и его пропускной способностью представляет собой одну из важных задач проектирования порта. Методы установления по заданному грузообороту оптимальных размеров основных элементов порта излагаются ниже в соответствующих разделах.

Глава II

РОЛЬ МОРСКИХ ПОРТОВ В НАРОДНОМ ХОЗЯЙСТВЕ СССР

§ 5. ЗНАЧЕНИЕ МОРСКОГО ТРАНСПОРТА И ПОРТОВ ВО ВНУТРЕННИХ И ВНЕШНИХ ТРАНСПОРТНЫХ СВЯЗЯХ

Среди основных видов транспорта СССР морской транспорт по объему перевозок занимает третье место. Важнейшее значение железнодорожного транспорта в СССР определяется географическими и естественными условиями нашей страны и сложившимся в ней размещением производительных сил. Речной транспорт СССР, располагающий широко разветвленной сетью внутренних водных путей огромной протяженности, занимает второе место. Морской транспорт СССР при значительной протяженности морских побережий (свыше 48 тыс. *км*) занимает особое место в перевозках как внутри различных морских бассейнов страны, так и в межбассейновых перевозках; кроме того, без морского транспорта немыслимы внешнеторговые связи СССР со странами, расположенными на других континентах.

Развитию морского транспорта способствуют наличие естественных водных путей и сравнительная дешевизна перевозок, осо-

бенно массовых грузов. Возможность перевозки на судах большой грузоподъемности значительного количества грузов определяет меньшую себестоимость перевозки грузов морским транспортом по сравнению как с железнодорожным, так и с речным транспортом.

Если принять, для сопоставимых условий, стоимость перевозки одной тонны грузов на расстояние 1 *км* (т. е. стоимость одного тонна-километра) морским транспортом за 100%, то на речном транспорте она составит 120—130%, а на железнодорожном — до 160—170%.

Морской транспорт (наряду с речным) разгружает железные дороги от дальних перевозок массовых грузов, таких, как хлеб, лес, руда, уголь, минеральное сырье и строительные материалы. Средняя дальность перевозок для морского транспорта в СССР почти в 2 раза больше, чем для железнодорожного и речного.

Уже на протяжении довоенных пятилеток были проведены крупные работы по развитию морского транспорта СССР, в результате которых ряд морских портов поднялся до уровня портов мирового класса. Так, например, в Ленинградском порту была сооружена глубоководная механизированная лесоэкспортная гавань, одна из лучших в Европе. В Ленинграде же и в ряде южных портов были построены элеваторы и механизированные амбары для переработки хлеба. В Ждановском порту было реконструировано оборудование для вывоза угля; мощная механизация для погрузки руды была применена в Поти. Во многих портах (Ленинграде, Одессе, Баку, Владивостоке и др.) были возведены холодильники для переработки рефрижераторных грузов. Построен ряд новых портов, в том числе в Нарьян-Маре, специализированный промышленный порт в Камыш-Буруне, порт Азовстали и другие; на Дальнем Востоке построен порт Находка и другие.

Крупные работы были проведены по превращению Северного морского пути в регулярно действующую транспортную магистраль. На трассе Северного морского пути появились арктические порты Диксон, Тикси и др.

Большое внимание уделено и обслуживанию пассажиров: построены морские вокзалы в Ялте и других портах; было развернуто строительство Сочинского порта и т. д.

Огромную роль сыграл морской транспорт в Великой Отечественной войне 1941—1945 гг. Транспортный флот осуществлял важные перевозки, и многие морские порты работали в чрезвычайно тяжелых условиях.

В четвертой пятилетке (1946—1950 гг.) были восстановлены морские порты, разрушенные в ходе войны; морской транспорт получил дальнейшее развитие. Грузооборот морских портов возрос к 1950 г. по сравнению с 1940 г. на 65%; механизированная переработка грузов достигла 90%.

В пятой пятилетке (1951—1955 гг.) продолжался рост тоннажа морского флота. Были проведены работы по развитию и реконструкции портов: Ленинградского, Одесского, Ждановского, Новороссийского, Махачкалинского, Мурманского, Нарьян-Марского и других; продолжалось оснащение Северного морского пути. Грузооборот морского транспорта (в тонна-милях) вырос на 73%, а объем перевозок (в тоннах) — на 59%. По сравнению с довоенным, 1940 г., грузооборот морского транспорта вырос в 2,0 раза, а объем перевозок — в 1,7 раза. Пропускная способность морских портов и мощность судоремонтных заводов увеличились примерно вдвое. Объем погрузочно-разгрузочных работ в портах вырос за пятилетие на 82%. В портах было введено в эксплуатацию 4,9 *км* вновь построенных и реконструированных причалов, 140 тыс. $м^2$ крытых складов, установлено 150 портальных кранов.

Непрерывный рост морского транспорта и портов связан с общим развитием народного хозяйства СССР. Рост производства и потребления в нашей стране требует дальнейшего увеличения объема перевозок, улучшения работы флота и портов. Поэтому перед портами, как и морским транспортом в целом, стоит ряд важнейших задач.

§ 6. ЗАДАЧИ ДАЛЬНЕЙШЕГО РАЗВИТИЯ МОРСКОГО ФЛОТА И ПОРТОВ

Контрольные цифры развития народного хозяйства СССР на 1959—1965 годы, утвержденные XXI съездом КПСС, предусматривают коренную техническую реконструкцию морского транспорта, грузооборот которого увеличится за семилетие примерно в два раза.

Реконструкция морского торгового флота намечается по линии оснащения его новыми быстроходными судами. Общий тоннаж морского флота увеличится примерно в два раза. Развитие морских портов СССР должно соответствовать количественному и качественному росту флота. Их пропускная способность за семилетие увеличится на 60—70%.

Наиболее существенный фактор в прогрессе судостроительной техники, с которым приходится считаться при развитии портов, — это рост габаритных размеров судов (длины, ширины и осадки), с чем связано увеличение их водоизмещения и грузоподъемности. В период после второй мировой войны обнаружилась резкая тенденция к увеличению размеров судов, особенно наливных. В настоящее время в мировом флоте имеется значительное число танкеров грузоподъемностью 25—45 тыс. *т*; строятся танкеры-гиганты (так называемые супер-танкеры) грузоподъемностью более 80 тыс. *т*. Появились также супер-рудовозы грузоподъемностью 60 тыс. *т*.

Большие качественные сдвиги, которые происходят в советском торговом флоте, характеризуются ростом грузоподъемности

и габаритных размеров судов, увеличением в составе флота удельного веса теплоходов, турбоходов и дизель-электроходов, повышением скорости хода, уменьшением среднего возраста судов. Осуществляется строительство судов: сухогрузных грузоподъемностью до 13 тыс. *т*, танкеров — 10 и 27 тыс. *т*. Решающее значение для флота имеет переход от разнотипных судов к серийным. В результате пополнения морского флота новыми судами в его составе уже в ближайшем будущем будут, в основном, серийные суда. Данные по некоторым типам серийных грузовых судов, характерных для современного советского флота, приведены в табл. 1.

Таблица 1

Некоторые типы серийных грузовых судов советского торгового флота

Тип судна, название	Грузоподъемность дедвейт, *т*	Длина наибольшая, *м*	Ширина, *м*	Осадка в грузу, *м*	Скорость хода, миль в час	Мощность главн. двигателя, *л. с.*	Число люков
Турбоход „Ленинский комсомол"	16 400	169,9	21,8	9,72	18,3	13 000	6
Дизель-электроход „Ось"	7 500	130,2	18,88	8,15	15,5	8 200	4
„ „Днепрогэс"	7 080	130,9	16,8	6,80	16	7 200	5
Теплоход „Архангельск"	8 234	139,4	17,6	7,85	17,4	7 400	5
„ „Николай Островский"	3 220	101,2	14,25	5,79	15,8	2 400	3
Пароход „Коломна"	4 400	102,4	14,4	6,65	13	2 450	4
„ „Первомайск" (углерудовоз)	2 600	87	12,3	5,39	9	1 100	4
Углерудовоз	7 039	133,7	17,0	7,40	14,5	4 700	5
Крупнотоннажный танкер „Пекин"	2 972	202,8	25,8	10,40	17,7	19 000	—
Танкер „Казбек"	11 506	145,5	19,2	8,50	13	4 000	—
Мелкосидящий танкер „Олег Кошевой" смешанного плавания	4 000	123,6	16,0	4,06	10,5	1 600	—

При строительстве новых и реконструкции существующих портов важное значение приобретают вопросы обеспечения приема на их акваториях и у причалов крупнотоннажных судов.

В связи с ростом массовых перевозок руды, угля, леса и тому подобных грузов увеличится специализация транспортных судов. Соответственно этому возникает необходимость развивать специализацию причалов в портах.

Ввод в эксплуатацию новых судоходных глубоководных каналов (в частности, Волго-Донского канала имени В. И. Ленина) и превращение в глубоководные пути рр. Волги, Дона и Днепра в результате осуществления на них строительства комплексных гидроузлов обусловили появление судов нового типа, приспособленных к плаванию как морскому, так и по искусственным озе-

Библиотека НГАБТ
МРФ Техническая библиотека ПНБ г. Новосибирск

рам-водохранилищам на внутренних водных путях. Создана также возможность организации смешанных морских и речных линий, таких, например, как Красноводск — Астрахань — Сталинград — Ростов-на-Дону — Азовское и Черное моря. Одновременно с этим резко возрастут перевозки на местных линиях с заходом в мелкие портовые пункты. С появлением малотоннажных судов смешанного и прибрежного плавания возникает необходимость соответствующего оборудования портов; в частности, для таких судов должны быть выделены соответствующие районы.

В общем плане развития транспорта СССР важнейшая задача разгрузки железнодорожного транспорта от массовых и дальнепробежных грузов наиболее рационально решается путем организации смешанных железнодорожно-водных сообщений.

Организация смешанных перевозок, т. е. использование морского транспорта совместно с железнодорожным или речным, часто значительно сокращает общую дальность перевозки. Например, для грузов, перевозимых из Донбасса в Закавказье через Жданов—Поти, по железной дороге в прямом сообщении 1250 *км*, а в смешанном — по железной дороге около 260 *км* и морем 430 *км*, т. е. всего около 700 *км*.

Аналогичное положение имеет место и при смешанных перевозках с использованием речного транспорта; так, например, перевозка хлопка из Средней Азии оказывается экономичной по следующему маршруту: морем (Красноводск-Астрахань) 460 *км*, по Волге до Ярославля — Кинешмы 2400—2200 *км* и по железной дороге только 600—800 *км*.

В ближайшей перспективе работы транспорта СССР проблемы смешанных перевозок занимают одно из центральных мест. Поэтому и морские порты следует рассматривать прежде всего как узлы смешанных перевозок. Несогласованная работа морского, речного и железнодорожного транспорта приводит к задержке в передаче грузов с одного вида транспорта на другой; грузы чрезмерно задерживаются в порту или простаивают в речных судах и железнодорожных вагонах. Во избежание этого все звенья портового хозяйства как транспортного узла должны развиваться согласованно и быть подчинены общей транспортной задаче.

Многообразные задачи развития портов решаются на базе передовой советской науки и техники, на основе применения новой технологии производственных процессов и достижений новаторов производства.

Библиотека НГАВТ

РАЗДЕЛ II

ЕСТЕСТВЕННЫЙ РЕЖИМ МОРСКИХ ПОБЕРЕЖИЙ И УСТЬЕВЫХ УЧАСТКОВ РЕК

Правильный выбор типов и компоновки портовых гидротехнических сооружений возможен лишь на основе предварительного изучения естественных условий того пункта, где намечается постройка сооружений. К этим естественным условиям относятся рельеф дна и берега, геологическое строение дна, режим ветров и волнения, морские течения, движение наносов, туманы, замерзаемость порта и др.

Недостаточная изученность некоторых элементов естественных условий много раз служила причиной разрушения гидротехнических сооружений в морских портах. Так, например, разрушение мола Мустафа в Алжирском порту произошло вследствие того, что при его проектировании были приняты заниженные величины элементов волн; при шторме в 1934 г. волновая нагрузка и донные скорости у сооружения оказались значительно больше расчетных, что и послужило причиной разрушения этого мола. Другим примером может служить порт Цеара в Бразилии, который через 17 лет после постройки оказался полностью занесенным побережными наносами; произошло это вследствие недостаточной изученности режима наносов.

Весь комплекс естественных условий подразделяется обычно на топографические, гидрографические, метеорологические, гидрологические, геоморфологические и геологические условия.

Все они должны изучаться не оторванно друг от друга, а в их взаимосвязи и закономерностях. При этом нужно иметь в виду, что задача исследования естественных условий сводится к получению данных по характеристике тех явлений, которые необходимы при проектировании порта. Объем и степень детализации исследований зависят, с одной стороны, от стадии проектирования, а с другой — от сложности изучаемого объекта или явления.

Основными этапами исследований естественных условий являются следующие:

1) предварительные камеральные работы, связанные главным образом с изучением литературных источников и материалов исследований прежних лет;

2) натурные исследования (полевые работы), производящиеся на месте расположения будущего порта;

3) окончательные камеральные работы (обработка полевых материалов и лабораторных анализов), в результате которых получаются данные, используемые при составлении проекта порта;

4) лабораторные исследования моделей порта или отдельных его элементов, которые производятся в тех случаях, если натурные исследования не могли раскрыть закономерности гидрологических или других явлений, учет которых необходим для проектирования.

При исследовании метеорологических и гидрологических условий существенную роль для качества получаемых данных играет продолжительность наблюдений. Кратковременные наблюдения (меньше 10—5 лет) могут дать случайные ошибочные характеристики явлений, что повлечет за собой неправильные проектные решения.

Глава III

ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ И ГИДРОГРАФИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ

§ 7. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ

К топографическим условиям относятся в первую очередь характер контура и особенности рельефа берега.

При решении вопроса о строительстве порта оценка топографических условий должна быть сделана, исходя из следующих основных соображений:

а) вогнутый берег следует предпочитать выпуклому;

б) заливы и хорошо защищенные бухты являются относительно лучшими пунктами для устройства порта;

в) крутой возвышенный берег не удобен для образования портовой территории и подъездных путей; иногда характер рельефа может сделать невозможным устройство порта;

г) если возвышенный берег имеет широкую приурезовую террасу (пляж), то он, будучи удобным для устройства портовой территории, оказывается не удобным для устройства подъездных путей;

д) берег у сравнительно невысокого плато при наличии приурезовой террасы следует считать удобным как для устройства порта, так и подъездных путей к нему;

е) наиболее удобными для размещения всех портовых береговых устройств и прокладки подъездных путей являются низменные берега.

В результате проведенных исследований топографических условий составляется план места расположения порта в масштабе 1 : 10 000 ÷ 1 : 1000 (обычно 1 : 5000 или 1 : 1200); горизонтали на планах проводятся с сечением от 0,5 до 1 *м*.

§ 8. ГИДРОГРАФИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ

К гидрографическим условиям относится рельеф дна моря в районе проектируемого порта.

В большинстве случаев характер рельефа дна у берега не соответствует характеру рельефа суши. Так, у пологого берега дно может иметь крутое падение, а у крутого — весьма пологое. Примером такого несоответствия может служить низменный Бурун-Табийский мыс, напротив которого на расстоянии только 350 *м* проходит 100-метровая изобата; у крутого берега между Анапой и Новороссийском дно моря имеет весьма пологий уклон. Объясняется это тем, что процесс образования берега на суше и дна моря у берега зависит от различных факторов.

Характерная особенность рельефа дна моря в прибрежной зоне заключается в том, что его уклон уменьшается по мере удаления от берега.

Другой характерной чертой является сглаженность рельефа дна моря по сравнению с рельефом суши.

Величину уклона дна принято оценивать в градусах или как отношение разности глубин к расстоянию, выраженному в процентах. Можно также характеризовать рельеф дна расстоянием от уреза до каких-либо глубин (изобат), например, до 5-, 10-, 15-метровой глубины или до проектной глубины входа в порт.

Принято различать два вида рельефа дна у берега:

а) п р и г л у б ы й б е р е г — когда дно имеет крутой уклон, как, например, у некоторых берегов Крыма и Кавказа;

б) о т м е л ы й б е р е г — когда дно имеет малый уклон, как, например, берега Азовского моря или берег Черного моря в районе Анапы.

В глубоководных морях уклоны дна у берега имеют обычно следующие величины (в %):

от уреза до изобаты 5 *м*		1 ÷ 3
от изобаты 5 *м*	„ 10 *м*	0,7 ÷ 1,5
„ „ 10 *м*	„ 20 *м*	0,5 ÷ 1

В мелководных морях у отмелых берегов уклоны значительно меньше. Так, например, в некоторых частях Азовского моря уклоны такие (в %):

от уреза до изобаты 4 *м*	около	0,6
от изобаты 4 *м* „ 6 *м*	„	0,1
„ „ 6 *м*	„	0,05

С точки зрения устройства порта особенности рельефа морского дна могут быть представлены тремя типами:

1) рельеф дна, при котором изобата, соответствующая проектной глубине входа (10—12 *м*), расположена от уреза на расстоянии 500—800 *м*; в этом случае оградительные сооружения возводятся на глубине не более 10—12 *м* и подходного канала не требуется; этот тип рельефа дна может быть назван «нормальным»;

2) очень отмелые берега — с таким уклоном, при котором проектная глубина входа отстоит от уреза на несколько (иногда на десятки) километров; в этом случае необходимо устройство подходного канала;

3) очень приглубые берега, когда естественные глубины 10—12 *м* отстоят от уреза на расстоянии 100—200 *м*; в этом случае для устройства портовой акватории необходимых размеров требуется возводить оградительные сооружения на больших глубинах (более 12 *м*), либо создавать акваторию, искусственно врезанную в берег.

Для наглядного представления о рельефе дна составляется карта глубин в масштабе 1 : 10 000 — 1 : 1000 (обычно 1 : 2000 или 1 : 5000) с сечением изобат через 0,5 — 1 *м*.

Учитывая важность подробного и полного исследования рельефа дна, производятся тщательные промеры глубин с охватом не только района порта, но и подходов к нему.

Глава IV

МЕТЕОРОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ

К метеорологическим относятся все явления, происходящие в атмосфере, окружающей земной шар. Из этих явлений особый интерес для портостроения, эксплуатации портов и судоходства представляют ветры, температура воздуха, туманы и осадки.

Наблюдения над метеорологическими явлениями производятся на многочисленных станциях, расположенных по всей территории СССР.

Во всех портах и во многих пристанских пунктах установлены гидрометеостанции, которые ведут наблюдения над метеорологическими и гидрологическими элементами. Работа этих станций координируется Гидрометеорологическими бюро и управлениями Гидрометеорологической службы.

Все необходимые для проектирования порта сведения о метеорологических условиях могут быть получены по данным ближайшей гидрометеорологической станции.

В том случае, когда вблизи исследуемого пункта нет метеорологической станции или наблюдения на ней не охватывают всех тех явлений, сведения по которым необходимы для проектирования, производятся специальные метеорологические наблюдения; программа разрабатывается в соответствии с требованиями проектирования.

§ 9. ВЕТЕР

Ветер характеризуется скоростью движения воздуха и направлением этого движения.

Скорость ветра обычно обозначается числом метров в секунду, иногда — километров в час.

Направление ветра обозначают всегда по странам света, откуда он дует. Обычно запись направления ветра на метеорологических станциях делается по 8, иногда по 16 румбам.

Сила ветра зависит исключительно от его скорости; поэтому часто вместо скорости ветер характеризуют его силой. Последняя оценивается в баллах по шкале, предложенной Бофортом, в которой все ветры — от самого слабого до урагана — разбиты на 12 баллов.

Шкала Бофорта была предложена до того, как начали измерять силу ветра приборами, определяющими его скорость; поэтому баллы характеризуют силу ветра по действиям, им производимым, например: по сгибанию веток деревьев, виду волн и т. д. Такая оценка силы ветра является довольно неопределенной; поэтому в различных источниках указываются разные соотношения баллов и скорости ветра. Относительно наиболее распространенная характеристика соотношения баллов и скоростей ветров приводится в табл. 2.

Таблица 2

№ № п/п	Характер ветра	Баллы	Скорость, *м/сек*
1	Штиль	0	0
2	Слабый ветер	1—2	1—3
3	Умеренный ветер . . .	3—4	4—7
4	Сильный ветер	5—6	8—12
5	Буря	7—8	13—20
6	Шторм	9—10	20—25
7	Жестокий шторм . . .	11	25—29
8	Ураган	12	более 29

Направление и сила ветра определяются на метеорологических станциях различными приборами в зависимости от степени оборудования станций. Наиболее простым и дешевым прибором является флюгер Вильда; более совершенный прибор — анемометр; наконец, относительно наиболее совершенным является

анемограф — прибор, которым записываются как сила, так и направление ветра. У нас распространен анемограф системы Тимченко.

Для построения розы ветров (рис. 1) все ветры разбиваются на несколько групп по скоростям. Для каждой группы по каждому направлению ветра определяется его повторяемость (в процентах от общего числа наблюдений). От центра розы ветров по каждому основному направлению откладываются в определенном масштабе: сначала — повторяемости (в %) I группы, затем от концов векторов I группы — повторяемости II группы и т. д. Полная длина вектора одного направления соответствует повторяемости ветров разной силы данного направления.

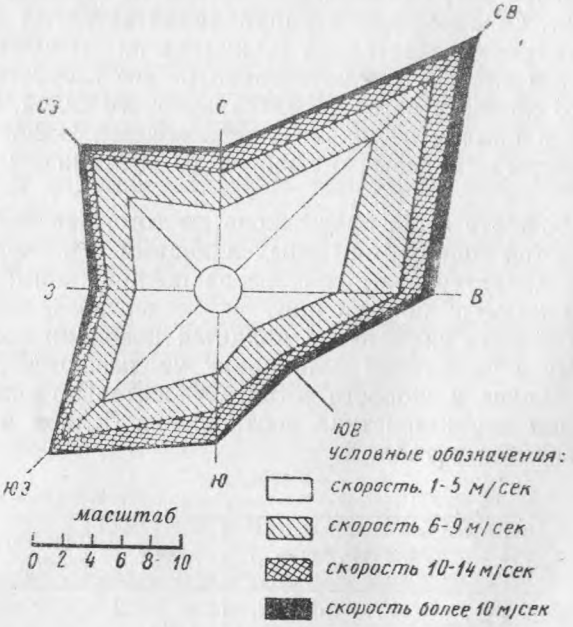


Рис. 1. Роза ветров

Приведем пример построения розы ветров. Данные о ветрах за 10 лет для одного из портов Черного моря сведены в табл. 3.

Ввиду очень малой повторяемости штормовых ветров со скоростью 20 *м/сек* и более при построении розы ветров они объединены с предыдущей — четвертой группой. По данным, приведенным в этой таблице, построена роза ветров, показанная на рис. 1.

Многолетними наблюдениями устанавливается ясно выражен-

ное постоянство повторяемости ветров определенной силы и направления для какого-либо места как в течение года, так и по сезонам. Поэтому данные, собранные по многолетним наблюдениям за ветрами, позволяют составить довольно близкую к действительности картину ветрового режима данного пункта и на будущее время.

Таблица 3

Повторяемости ветров в % по группам скоростей и направлениям

Группы ветров по скоростям	Скорость, *м/сек*	Направление								
		С	СВ	В	ЮВ	Ю	ЮЗ	З	СЗ	Итого
Штиль	0	—	—	—	—	—	—	—	—	10,6
I	1—5	3,6	13,2	6,5	2,0	4,1	9,1	3,9	7,0	49,4
II	6—9	2,4	5,4	4,2	2,5	2,5	3,6	1,8	3,5	25,9
III	10—14	1,5	2,4	1,4	0,6	2,2	1,0	0,7	0,4	10,2
IV	15—19	—	1,5	0,9	0,4	—	—	0,2	0,5	3,5
V	20 и более	—	0,2	0,1	—	—	—	—	0,1	0,4
	Итого . .	7,5	22,7	13,1	5,5	8,8	13,7	6,6	11,5	100,0

На побережьях тропических стран, а летом — и в умеренном поясе, наблюдаются ветры, которые дуют регулярно: днем с моря — так называемые морские бризы, ночью с берега в море — береговые бризы.

Обычно морской ветер начинается в 9—10 *час* утра; перед заходом солнца, постепенно меняя свое направление, он переходит в береговой.

Холодный ветер, обрушивающийся с соседних к морю возвышенностей в виде «воздухопада» в одном определенном месте, носит название бора.

Очень ярко бора проявляется, например, в Новороссийске, где жестокий северо-восточный ветер (норд-ост), достигающий иногда силы урагана, вызывает нередко аварии в порту и разрушения в городе.

§ 10. ВЛАЖНОСТЬ ВОЗДУХА И ТУМАНЫ

Воздух обладает способностью насыщаться водяными парами, которые испаряются с водной поверхности, с влажной почвы, а также с растительности. Это насыщение происходит до некоторого предела, который зависит от температуры воздуха. С повышением температуры количество водяных паров, способное раствориться в воздухе, увеличивается.

Содержание водяного пара в воздухе называется абсо-

лютной влажностью. Отношение абсолютной влажности к предельной, насыщающей воздух при данной температуре, называется относительной влажностью и выражается обычно в процентах.

Наибольшая абсолютная влажность наблюдается в тропиках над океаном, наименьшая — у полюсов.

Абсолютная влажность зимой меньше, чем летом; относительная, наоборот, летом меньше, чем зимой.

При понижении температуры относительная влажность увеличивается, так как уменьшается предельная влажность. Температура, при которой абсолютная влажность достигает предельной, называется точкой росы. При наступлении точки росы начинается конденсация водяных паров, т. е. переход их в мельчайшие (0,01 *мм*) водяные капельки; если же температура ниже нуля, то вместо капелек образуются мельчайшие ледяные кристаллики. Для конденсации, кроме этого, требуется, чтобы в воздухе были мельчайшие частицы (ядра конденсации), около которых происходит образование отдельных капелек. Ядрами конденсации могут быть пыль, частицы поваренной соли, дым из труб фабрик или заводов и другие мелкие частицы, находящиеся в воздухе. Поэтому конденсация паров и связанное с этим образование туманов особенно часто наблюдаются на морях и океанах, над которыми имеются в изобилии частицы соли, а также в промышленных городах вследствие обилия над ними дыма и пыли.

Образование туманов над морями объясняется также конденсацией водяных паров при смешении воздуха разной температуры. Вследствие большой теплоемкости воды воздух над морем осенью теплее, чем на суше. Поэтому при ветре, дующем с берега, достигается быстрое охлаждение насыщенного теплого воздуха над морем; при достижении предела влажности происходят конденсация и образование тумана.

Весной, вследствие более быстрого нагревания суши, ветры, дующие с берега, оказываются теплее воздуха над морем. При достаточной влажности берегового ветра пары, содержащиеся в нем, при встрече с холодным воздухом над морем конденсируются, также образуя туман.

Особенно часто повторяются туманы у дальневосточных берегов Японского и Охотского морей весной и в начале лета. У Владивостока, например, в году бывает в среднем 80 дней с туманом, из них летом 47 дней, причем наиболее богат туманами июнь (около 15 дней густого тумана).

На Черном море наибольшая повторяемость туманов наблюдается в его северо-западной части (78 дней в году), в Керченском проливе (50—60 дней в году) и в Босфоре (80 дней в году). В северо-западной части и в Керченском проливе наибольшая повторяемость туманов отмечается зимой; у берегов Крыма и в районе Батуми — весной.

На Черном море туманы бывают обычно при штилях, но в районе Одессы, Сочи и Феодосии они отмечаются и при ветрах, дующих с берега.

На Азовском море туманы распределяются неравномерно: наибольшая повторяемость их — в районе Жданова и Керченского пролива (50—60 дней в году), реже — в южной части Таганрогского залива (30—40 дней в году); чаще всего туманы бывают в зимний период (ноябрь-март). Продолжительность туманов составляет в среднем от 3 до 10 *час;* наиболее затяжные туманы наблюдаются осенью, когда они длятся в районе Жданова от 4 до 8 суток и у Таганрога — от 3 до 5 суток.

§ 11. ОСАДКИ

Источниками атмосферных осадков являются облака и туманы. При температуре выше нуля в облаках содержатся только мельчайшие капельки воды, при очень низкой температуре — лишь кристаллики льда. При других температурах облако представляет смесь капелек воды и кристалликов льда.

Наблюдаются следующие виды осадков: дождь, снег, снежная крупа, ледяная крупа, град, роса, иней, изморозь и гололедица.

Количество осадков выражается толщиной слоя воды в миллиметрах; их интенсивность выражается слоем воды, выпавшей в течение одной минуты.

В табл. 4 приводятся данные о средних количествах осадков и среднем числе дней с осадками для некоторых портов СССР.

Таблица 4

Порт	Осадки, *мм*	Число дней с осадками
Ленинград	470	200
Архангельск	410	168
Баку	240	72
Астрахань	140	Нет данных
Новороссийск	670	116
Одесса	310	94
Туапсе	1230	110
Батуми	2500	158
Таганрог	402	97
Керчь	350	83
Владивосток	604	Нет данных

§ 12. ПРОГНОЗЫ ПОГОДЫ

Кроме гидрометеорологических станций, во многих пунктах страны и, в частности, на каждом море организованы Бюро погоды, главными задачами которых являются: а) информация о характере наблюдаемой и наблюдавшейся в данном пункте погоды; б) предостережение о приближении угрожающих явлений погоды; в) предсказание ожидаемой в данном районе погоды в ближайшее время и ориентировочно на более значительный срок.

Основным материалом для работы Бюро погоды служат сведения, получаемые от метеорологических станций, о состоянии наблюдаемых ими элементов погоды; сведения поступают также с судов, которые ведут систематические гидрометеорологические наблюдения. На основании этих данных составляют синоптические карты, на которые наносят атмосферное давление, направление и скорость ветра, температуру воздуха и др.

В Бюро погоды составляется также гидросиноптическая карта, на основании которой даются прогнозы по морским гидроэлементам. Бюро погоды несколько раз в день сообщает прогнозы погоды и в необходимых случаях, кроме того, предупреждает об опасных гидрометеорологических явлениях. Передача осуществляется радиостанциями Министерства морского флота, предприятий рыбной промышленности, а также непосредственно Бюро погоды. В предупреждениях о штормах указываются: время, когда ожидается шторм, район распространения шторма, направление и сила ветра в баллах,а также ожидаемое волнение в баллах. По получении предупреждения о шторме в порту поднимают штормовой сигнал; отмену сигнала производят по указанию Бюро погоды. Кроме штормовых предупреждений, Бюро погоды сообщает об ожидаемом опасном подъеме или спаде уровня воды. Даются также предупреждения о сроках замерзания, вскрытия и очищения моря ото льда.

Глава V

ГИДРОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ

Под гидрологическими условиями следует понимать весь комплекс явлений, связанных с изменениями и движениями, происходящими в водных массах.

Для портового строительства необходимы данные по следующим гидрологическим явлениям:

а) колебания уровня воды моря;

б) явления приливов и отливов;

в) колебания уровня воды в устьях рек;

г) волнение;
д) морские течения;
е) течения в устьевых участках рек;
ж) физико-химические свойства морской воды;
з) распределение и изменения температуры воды моря;
и) замерзание рек и моря.

Кроме того, необходимы данные по некоторым организмам, живущим и развивающимся в морской воде при определенных гидрологических условиях и представляющим угрозу для деревянных сооружений — так называемым древоточцам.

§ 13. КОЛЕБАНИЯ УРОВНЯ МОРЯ

Под действием различных причин в океанах и морях уровень воды постоянно меняется; величина и характер его изменения весьма различны, так как сочетание факторов, вызывающих подъем или опускание уровня, разнообразно. Основными факторами, влияющими на положение уровня воды моря, являются следующие:

а) астрономические, вызывающие явление приливов и отливов;

б) метеорологические (ветры, изменение атмосферного давления, испарение и др.):

в) гидрологические (сток речной воды в моря).

Амплитуда колебаний уровня воды в данном пункте зависит не только от причин, вызывающих подъем или спад воды, но также и от рельефа дна и очертания берегов. Большая амплитуда колебаний уровня наблюдается в океанах и морях, где происходят приливо-отливные явления. Наибольшей величины колебания достигают в бухтах и заливах воронкообразной формы, расположенных на побережьях океанов и приливных морей.

В открытом океане амплитуда колебаний уровня, вызываемых приливо-отливными явлениями, составляет от 0,5 до 0,9 *м*; в суживающихся заливах и устьях рек она достигает 10 *м* и более. Так, например, в Сен-Мало во Франции амплитуда колебаний уровня воды доходит до 12,5 *м*, а у берегов Америки — до 15,4 *м*. В СССР у Мурманского берега она достигает 6 *м*, в горле Белого моря—5,5 *м*, в Пенжинской губе Охотского моря—11 *м*.

Влияние ветра выражается в том, что при продолжительном его действии в одном направлении в заливах и устьях рек создаются нагоны и сгоны воды, величина которых зависит от направления, силы и продолжительности ветра, а также от очертания берегов залива. В устье р. Невы вследствие воронкообразной формы Финского залива и самого устья подъем воды при нагонах достигает 4 *м*, а спад при сгонах —0,7 *м*. В восточной части Таганрогского залива Азовского моря при нагонах, вызывае-

мых западными ветрами, наблюдается подъем воды около 3 *м*, а при сгоне (восточные ветры) — спад около 2 *м*. В устье р. Волги при нагоне подъем достигает 2 *м*, а при сгоне спад доходит до 1 *м*.

При уменьшении или увеличении атмосферного давления на 1 *мм рт. ст.* уровень воды соответственно повышается или понижается на 13 *мм*.

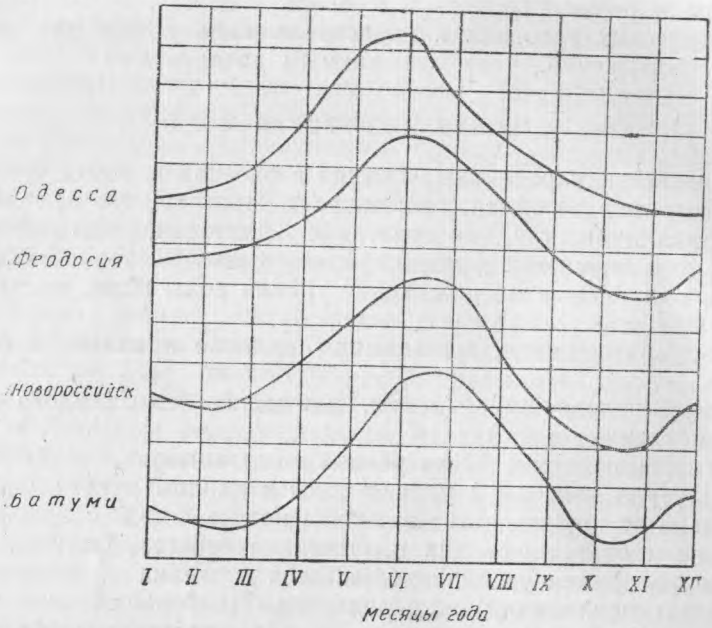


Рис. 2. Годовой ход уровня в некоторых портах Черного моря

На изменение уровня воды влияют также поступление в море значительного количества воды из рек в период весеннего половодья и интенсивное испарение в летние месяцы.

Влияние климатических условий на уровень морских водоемов ярко выражено во внутренних морях, связанных с океаном узким проливом. Уровень Балтийского моря достигает своего наивысшего положения к августу и сентябрю; к ноябрю-декабрю происходит некоторое понижение уровня; в январе снова наблюдается повышение; затем уровень понижается и достигает самого низкого положения в апреле—мае.

Уровень Черного моря имеет свой характерный годовой ход (рис. 2) с максимумом в июне—июле и минимумом в октябре—декабре; здесь ясно сказывается повышение уровня вследствие притока пресной воды и понижение от испарения.

Особо следует выделить явления, называемые сейшами. Они наблюдаются в озерах, небольших морях, заливах и других

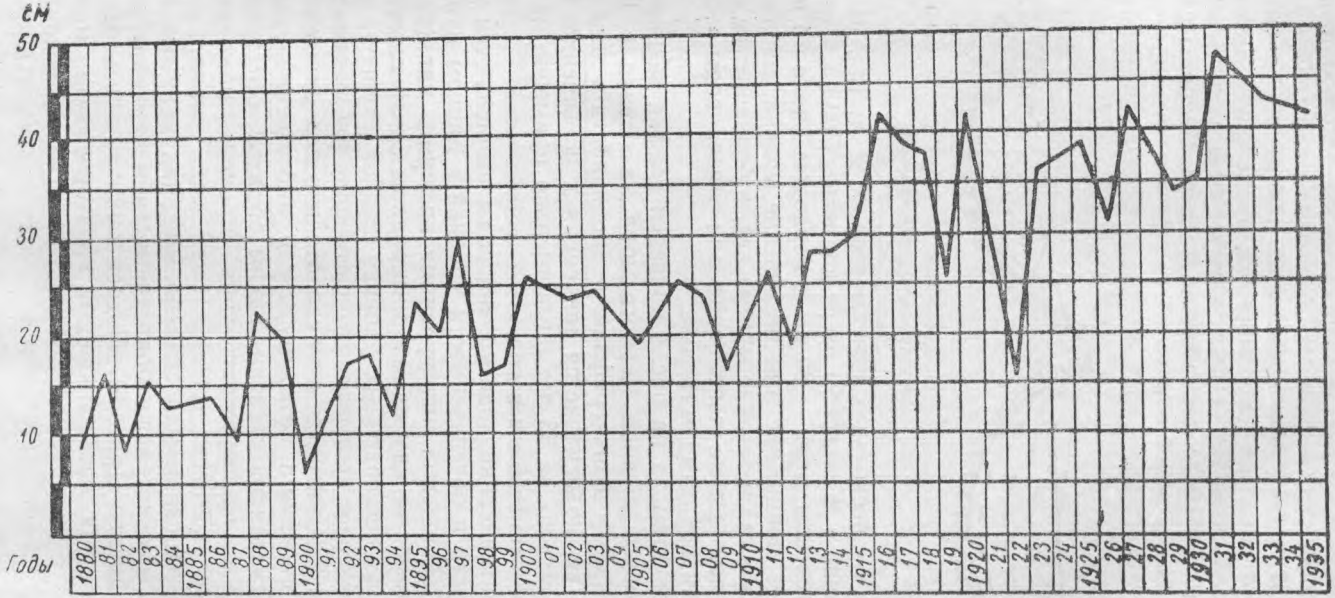


Рис. 4. График векового хода уровня Черного моря по наблюдениям с 1880 по 1935 г.

малых водоемах и состоят в периодических волнообразных колебаниях в виде так называемых стоячих волн[1]. При подъеме воды в одном месте моря происходит опускание ее в другом (рис. 3); те точки, где колебания не происходит, называются узлами сейш. Сейши могут быть одноузловые (рис. 3, *а*), двухузловые (рис. 3, *б*) и с несколькими узлами. Периоды сейш бывают различные и колеблются от 1 до 24 *час*. Амплитуды сейш

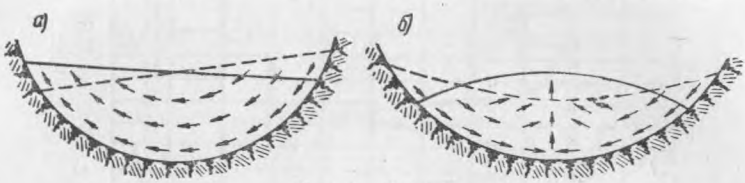


Рис. 3. Сейши:
а — одноузловые, *б* — двухузловые

наблюдаются от нескольких сантиметров до 2 *м*; так, например, амплитуда сейш в Женевском озере достигает 200 *см*, а период — 73 *мин*; в Азовском море — 80 *см* с периодом около 23 *час*.

Постоянное понижение или повышение уровня, наблюдаемое в некоторых местах в течение многих лет, в большинстве случаев является следствием не пополнения или убыли воды в море, а опускания или поднятия материка.

В качестве примера на рис. 4 приведен график векового хода средних годовых уровней Черного моря за период с 1880 по 1935 г. По данным этого графика, периодичности в ходе уровня не наблюдается, но отмечается тенденция к повышению последнего; действительно, за 55 лет он повысился примерно на 30 *см*, т. е. в среднем по 0,55 *см* в год.

Для характеристики хода уровня воды вычисляются данные о повторяемости и обеспеченности уровней в данном пункте.

Данные наблюдений над уровнями за много лет (не менее 10) группируются по ступеням с интервалом 5—10 *см;* устанавливается число наблюденных уровней данной ступени, которое затем выражается в процентах от всего числа наблюдений с точностью до 0,1%. Суммируя последовательно повторяемость, выраженную процентами ко всему числу наблюдений, получают обеспеченность данной ступени. Таким образом, обеспеченность какого-либо уровня выражает собой процент повторяемости (или число случаев) всех уровней выше этого уровня.

Для наглядности и удобства пользования данными наблюдений составляются график повторяемости и кривая обеспеченности уровней воды (рис. 5). По оси ординат здесь отложены уровни, по оси абсцисс — проценты повторяемости и обеспеченности.

---

[1] Подробно явления волнения рассматриваются ниже, в § 16.

Для наблюдений за колебаниями уровня моря устанавливаются водомерные рейки, по которым ежедневно в 7, 13 и 21 *час* делаются отсчеты уровней; эти наблюдения, производимые в одни и те же сроки, называются «срочными».

Недостаток подобных наблюдений состоит в том, что уровни регистрируются только по их состоянию в момент производства отсчета; кроме того, остаются невыявленными возможные ошибки наблюдателя. Для устранения этих недостатков на хорошо

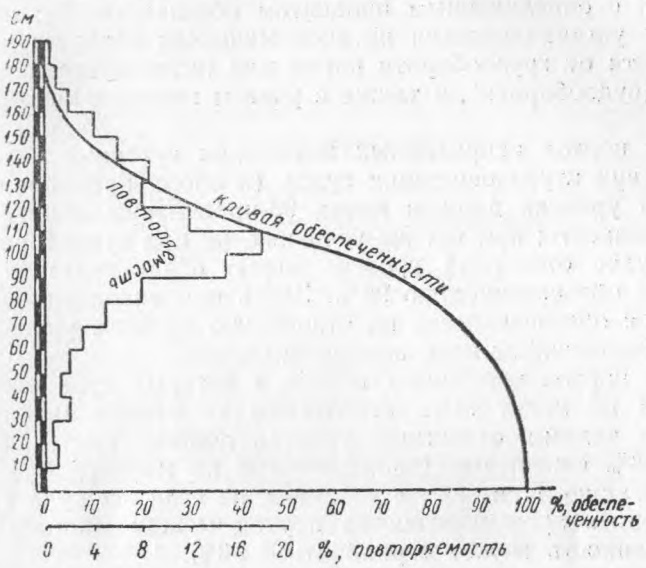


Рис. 5. График повторяемости и кривая обеспеченности уровней воды

оборудованных гидрометеорологических станциях установлены автоматические самопишущие приборы, называемые мареографами.

Горизонтальная плоскость, относительно которой приводятся все отметки на суше и все глубины дна, называется нулевым или отсчетным уровнем. В ряде портов до настоящего времени за нулевые принимаются уровни, случайно установленные много лет назад и совершенно не соответствующие общему режиму колебаний уровня воды. Так, например, в Новороссийском порту за нулевой принят самый низкий уровень воды по наблюдениям, производившимся всего лишь один месяц в 1886 г; этот уровень фактически ниже среднего многолетнего на 30 *см* и выше самого низкого на 7 *см*. В большинстве портов эти случайно установленные нулевые горизонты называют неправильно «ординаром порта». Наконец, в некоторых портах введено еще понятие «отсчетный горизонт черпания», который не соответст-

вует ни ординару, ни нулевому уровню. Смешение всех этих понятий и наличие нескольких отсчетных уровней приводят к ряду недоразумений при строительстве и эксплуатации порта.

Отсчетные уровни в морских портах должны иметь определенный физический смысл, т. е. определяться по режиму уровней в данном порту и обеспечивать навигационные условия. Поэтому за нулевой уровень следует принимать один из низких уровней с определенным процентом обеспеченности; последний должен устанавливаться из экономических соображений в зависимости от грузооборота порта или интенсивности движения судов (судооборота), а также с учетом наличия приливных явлений.

Для портов неприливных морей при суточном судообороте более двух глубокосидящих судов (в обоих направлениях) отсчетный уровень должен иметь 98-процентную навигационную обеспеченность; при тех же условиях, но при судообороте менее двух судов отсчетный уровень может ограничиваться навигационной обеспеченностью 90%. Здесь под «навигационной» понимается обеспеченность по отношению ко всем уровням срочных наблюдений за навигационный период.

Для портов приливных морей, в которых суда всего судооборота не могут быть пропущены за период между двумя малыми водами, отсчетный уровень должен иметь обеспеченность 98% ежечасных (записываемых по мареографу) уровней за навигацию. При тех же условиях, но если все суда суточного судооборота пропускаются за период между малыми водами, обеспеченность может ограничиться 90%.

В морских портах, расположенных в устьевых участках рек, отсчетный уровень устанавливается таким же образом, как и для морских побережий.

§ 14. ПРИЛИВО-ОТЛИВНЫЕ ЯВЛЕНИЯ

Периодические колебания уровня океана или моря, которые происходят под воздействием притяжения Луны и Солнца, называются прилив ом и отлив ом. Эти явления заключаются в том, что уровень воды моря не остается постоянным, а два раза в сутки достигает своего максимума и два раза — минимума. Наивысшее положение уровня называется полной водой, а наинизшее — малой водой.

Колебания уровня моря происходят у берега более или менее правильно. Полная вода наступает последовательно через 12 *час* 25 *мин.*

Амплитуда колебания уровня воды при приливах в каком-либо месте изменяется со дня на день (рис. 6), достигая своего максимума два раза в месяц — в сизигиях (т. е. в двух фазах луны—новолунии и полнолунии) и минимума—также два раза

в месяц — в квадратурах (т. е. при таком взаиморасположении Солнца, Луны и Земли, при котором направление с Земли на Луну составляет 90° к направлению с Земли на Солнце). Наступление максимумов и минимумов происходит последовательно, приблизительно через 7—8 дней.

Моменты полных вод соответствуют времени верхнего и нижнего прохождения Луны через меридиан места, а моменты малых вод — нахождению Луны около первого вертикала.

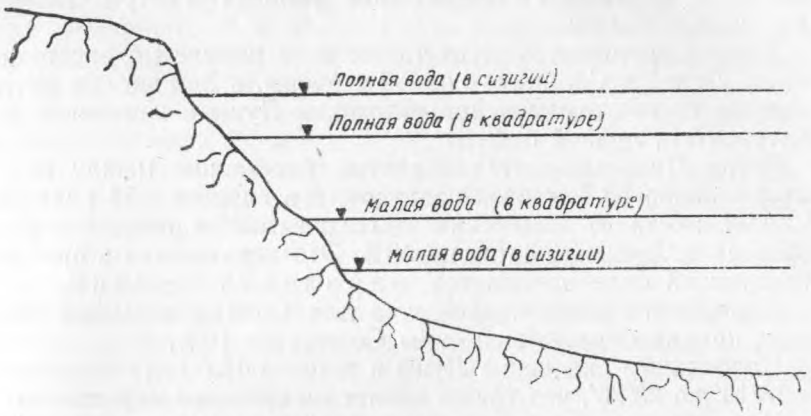


Рис. 6. Амплитуда колебаний уровня воды при приливах

Как известно, прохождение Луны через верхнюю часть меридиана места опаздывает, по сравнению с предыдущими сутками, на 50 *мин.* Так как каждая последующая полная и малая вода опаздывает относительно момента предшествующей в среднем на 12,5 *мин*, то за сутки накопится также около 50 *мин.*

Приливы происходят под влиянием приливообразующих сил Луны и Солнца. Луна оказывает на приливы большее влияние, чем Солнце, вследствие более близкого ее расстояния от Земли. Направление этих сил непрерывно меняется. При прохождении Луны в сизигиях приливообразующие силы Луны и Солнца близки к совпадению. В день прохождения обоих светил через меридиан какой-либо местности здесь отмечается наибольший прилив; в этот же день в пунктах, меридиан которых отстоит на 90° от данного меридиана,— наоборот, максимальные отливы. Поэтому в сизигиях наблюдаются наибольшие амплитуды приливов.

В квадратурах, когда приливообразующие силы Луны и Солнца перпендикулярны друг другу, происходит обратное явление. От лунного прилива отнимается солнечный отлив, а к лунному отливу прибавляется солнечный прилив; поэтому уровень океана в полную воду стоит ниже, а в малую воду — выше

и амплитуда приливов в квадратурах бывает наименьшая. Это периодическое изменение уровня океана называется полумесячным неравенством.

В разные моменты между сизигиями и квадратурами уровень океана занимает промежуточное положение в зависимости от величин лунного и солнечного приливов.

Как видно из изложенного выше, высота приливов является очень сложной функцией, причем на нее в значительной степени влияют и местные географические условия — ветры, глубина воды у берега и пр.

Высота приливов зависит также и от изменения расстояния между Луной и Солнцем, с одной стороны, и Землей — с другой стороны, годового изменения склонения Луны и изменения эксцентриситета лунной орбиты.

Когда Луна находится в апогее, расстояние между нею и Землей равно 63,7 земных радиусов, а в перигее —57 радиусов. В зависимости от изменения этого расстояния приливообразующая сила Луны меняется на 40%. Это неравенство в приливообразующей силе называется параллактическим.

Параллактическое неравенство для Солнца вызывает изменение приливообразующей силы Солнца до 10%.

Наибольшее склонение Луны в течение 18,6 года изменяется от 18°19′ до 28°35′, что также влияет на суточное неравенство.

Наконец, эксцентриситет лунной орбиты меняется в значительных пределах в течение 8,85 года; отсюда — новое неравенство с периодом в 8,85 года.

Полная вода наступает позднее, чем прохождение Луны через меридиан места. Промежутки времени между этими явлениями называются лунными промежутками. Средняя величина лунных промежутков для каждого места в период сизигий называется прикладным часом данного порта.

О высоте приливов можно судить по следующим примерам. На островах, расположенных посреди океана и имеющих пологие берега, сизигийные амплитуды прилива близки к теоретически вычисленным Ньютоном (который впервые дал научное объяснение явлению приливов) и колеблются от 0,5 до 1,5 *м*. У неизрезанных берегов материка амплитуды не превосходят 2 *м*.

Совершенно иная картина получается при наличии узких проливов или в вершинах длинных заливов. Так, самый значительный прилив в море наблюдается в заливе Фунди, находящемся в Северной Америке: здесь величина амплитуды прилива от 4 *м* при входе в залив нарастает до 15,4 *м* вверху залива.

У берегов Франции, в Ламанше между Бретанью и Нормандией, где Ла-Манш глубоко вдается в материк, образуя залив, высота прилива достигает 12,5 *м*.

В Бристольском заливе в Нижней Англии в верховьях бухты амплитуда достигает 11,5 *м*.

Самая значительная амплитуда приливов в Тихом океане имеется в наших водах в Пенжинской губе Охотского моря, где амплитуда достигает 11 *м*.

В Белом море приливы полусуточные; на Орловском маяке амплитуда достигает 8,5 *м*.

В Северном Ледовитом океане приливы полусуточные. На Мурманском берегу, у Иоканских островов амплитуда достигает 6 *м*; в Полярном —4 *м*. В Полярном запаздывание полных вод (относительно времени сизигий) и малых (относительно квадратур) происходит на 44 *часа*.

В Японском море у наших берегов приливы полусуточные; амплитуда не выше 2,5 *м*.

В Ботническом и Финском заливах Балтийского моря приливы суточные; амплитуда приливов Финского залива не выше 14 *см*, в Ленинграде — 4,8 *см*.

В Черном море приливы полусуточные; в Поти амплитуда 13 *см*, в Хорлах —15 *см*.

Для обеспечения безопасного подхода судов к портам и пристанским пунктам публикуются сведения о приливах в виде таблиц, в которых приводятся основные данные на весь год для отдельных пунктов побережья.

По каждому пункту указываются:

а) характер приливов;

б) негармонические постоянные (прикладной час данного пункта, возраст суточного и полусуточного приливов и др.);

в) время и высота полных и малых вод.

§ 15. КОЛЕБАНИЯ УРОВНЯ ВОДЫ В УСТЬЯХ РЕК

Уровень воды в каком-либо месте реки не остается постоянным, а подвержен колебаниям. Основной причиной этих колебаний являются изменения в так называемом питании реки, т. е. в поступлении в нее поверхностных и грунтовых вод из бассейна. Так, например, зимой, когда река питается почти исключительно за счет запаса грунтовых вод, уровень ее обычно падает. Наоборот, при весеннем таянии снегов в бассейне реки поступление в нее поверхностных вод усиливается и уровень воды в реке поднимается. Подъемы уровня воды в реке в связи с увеличением ее питания бывают периодические (весенние половодья большинства наших рек, имеющих снеговое питание, или летние половодья рек, берущих свое начало в горах, где лед или снег начинает усиленно таять с наступлением лета) и случайные, происходящие от дождей, выпавших в бассейне реки.

Кроме этой основной причины, колебания уровня в реке могут быть вызваны временными препятствиями ее течению — например, заторами льда, закрытием затворов плотины, пре-

граждением реки упавшей снежной лавиной. Появление такого препятствия вызывает подъем уровня реки выше препятствия и понижение уровня ниже его; освобождение реки от подобного препятствия вызывает падение уровня в верхней части и повышение в нижней части реки.

В районе устья реки к указанным причинам прибавляется еще влияние моря. Подъемы и опускания уровня воды в море вызывают соответствующие изменения уровня и в прилежащем к морю участке реки.

Весенние разливы рек (половодья) бывают очень значительны и зависят в первую очередь от климатических условий всего бассейна данной реки, определяющих толщину снегового покрова и быстроту его таяния. Кроме того, высота и скорость подъема воды во время половодья зависят от величины бассейна, его рельефа, состава грунтов, характера и степени лесопокрытости бассейна, от количества, величины и взаимного расстояния притоков реки и других причин.

Наивысшая точка подъема воды или, как говорят, пик половодья, в разных пунктах реки наступает неодновременно.

На Волге, например, пик половодья перемещается от Костромы до Астрахани в среднем в течение трех месяцев. Поэтому наивысший уровень воды половодья в устьях большинства наших крупных рек бывает не весной, а в начале лета.

Средние годовые амплитуды колебания уровней воды (т. е. возвышения уровней половодья над средними низкими уровнями воды в реке) в устьях некоторых рек имеют следующие размеры (в *м*):

р. Волги	3,5
р. Днепра	2,0
р. Дона	4,2
р. Зап. Двины	2,7

Большинство наших рек имеют в своих низовьях обширные поймы, а вблизи впадения в море — дельты. При значительных половодьях поймы и острова дельты бывают обычно сплошь покрыты водой.

Колебания уровня воды в устьевых участках рек в значительной мере зависят от направления и силы ветра.

Под действием ветра уровень моря, особенно на неглубоких местах, каковыми являются прибрежные участки моря вблизи впадений больших рек, подвергается изменениям. Эти изменения могут достигать значительных величин в зависимости от конфигурации дна и берега, от направления, силы и продолжительности ветра и от угла наклонения ветра к горизонту.

Явления сгонов и нагонов оказывают значительное влияние на режим устья и создают в нем условия, совершенно отличные от условий в остальной части реки. Сгоны и нагоны имеют

большое значение для судоходства в устьях рек и при входах в реки с моря. Например, в устье р. Дона в Азовском море при северо-восточном ветре происходит иногда настолько сильный сгон воды, что суда не могут не только войти в реку, но и подойти к Таганрогу, расположенному на морском берегу не у самого устья. Нагон же воды заметно ощущается иногда на расстоянии до 200 *км* выше устья Дона.

Необходимо иметь в виду, что сгонно-нагонные колебания уровня в низовьях реки вызываются не теми ветрами, которые дуют вдоль реки по ее течению или против, а теми, которые являются береговыми или же морскими («моряны») ветрами для ближайшей к устью части моря.

Ветровые колебания горизонта воды на взморье распространяются и на низовье реки, причем явление нагона сказывается заметнее, чем явление сгона, так как при нагоне подъем воды с моря складывается с притоком речной воды, встречающей в устье подпор.

В устьевых участках рек, впадающих в океаны или в приливные моря, весьма важную роль в режиме реки играют приливо-отливные явления.

При каждом приливе поднявшаяся в море вода распространяется вверх по реке на значительное расстояние. В промежутке между малой и полной водами волна прилива идет вверх по реке, после же момента полной воды она идет вниз по реке. Но так как река имеет собственное течение, идущее навстречу приливу, то относительные скорости их складываются и прилив идет скорее вверх по реке, чем отлив вниз. Это и является причиной того, что в устьевых участках рек время прилива, т. е. поднятие уровня, меньше, чем время отлива, причем разница времени поднятия уровня и падения его доходит иногда до нескольких часов.

Дальность распространения прилива в реку зависит от уклона дна реки, скорости речного течения и высоты морского прилива. Так, например, на р. Св. Лаврентия прилив распространяется на расстояние до 700 *км* от устья; на Амазонке он доходит до 1400 *км* от устья, что объясняется очень малым уклоном дна реки и большой ее шириной. На реках СССР заметные приливы наблюдаются на Сев. Двине, Печоре, Мезени и в меньшей степени на сибирских реках.

В устьях некоторых рек во время прилива происходит остановка подъема воды на некоторый период или даже понижение ее, а затем прилив снова продолжается. Остановившийся на время повышенный уровень представляет собой как бы первую полную воду (в Сев. Двине она называется «манихой»), а следующая за ней действительная полная вода — вторую.

На основании регулярных наблюдений, ведущихся на водомерных постах, строятся графики колебания уровня воды.

На рис. 7 представлены для примера годовые графики колебания уровня воды в устье р. Днепра у г. Херсона за два характерных года: многоводный 1931 г. с очень большим половодьем и маловодный 1925 г. с почти незаметным половодьем.

Для суждения о годовом ходе уровня (т. е. колебаний уровня воды в течение года) строят график максимальных, минимальных и средних уровней воды, вычисленных за многолетний период по месяцам; пример такого графика показан на рис. 8.

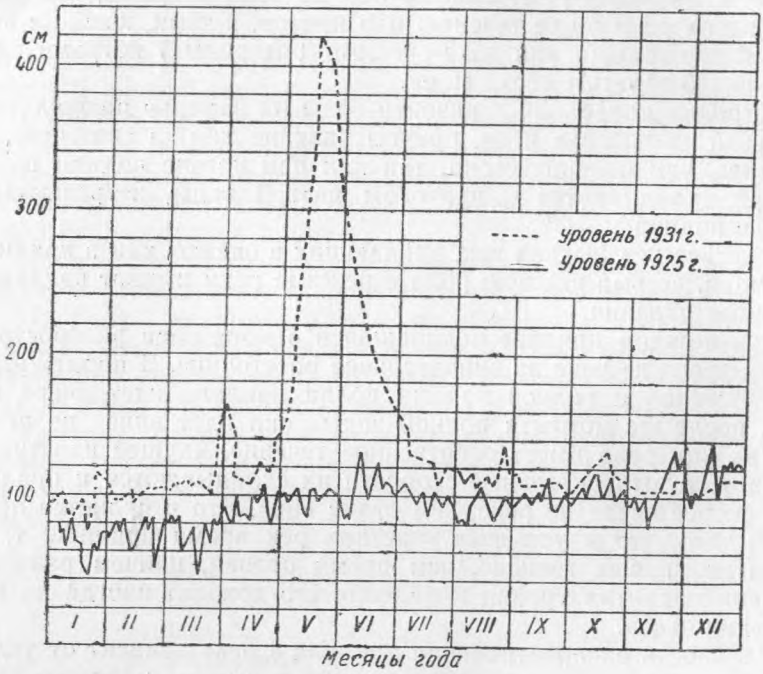


Рис. 7. Годовые графики колебания уровня воды в устье р. Днепра за многоводный (1931) и маловодный (1925) годы

Систематизация многолетних наблюдений над уровнем воды дает возможность установить для данного устьевого пункта важнейшие, имеющие практическое значение уровни воды, к которым относятся:

1) наивысший из всех наблюденных за весь многолетний период уровней;

2) наинизший из всех наблюденных уровней;

3) средний меженный уровень, т. е. среднее арифметическое из всех наблюдений (за исключением наблюдений периодов половодья);

4) уровень высоких вод, т. е. средний из наивысших годовых уровней;

5) уровень низких вод, т. е. средний из наинизших годовых уровней;

6) уровень наибольшей частоты (имеющий наибольшую повторяемость), или «ординар»;

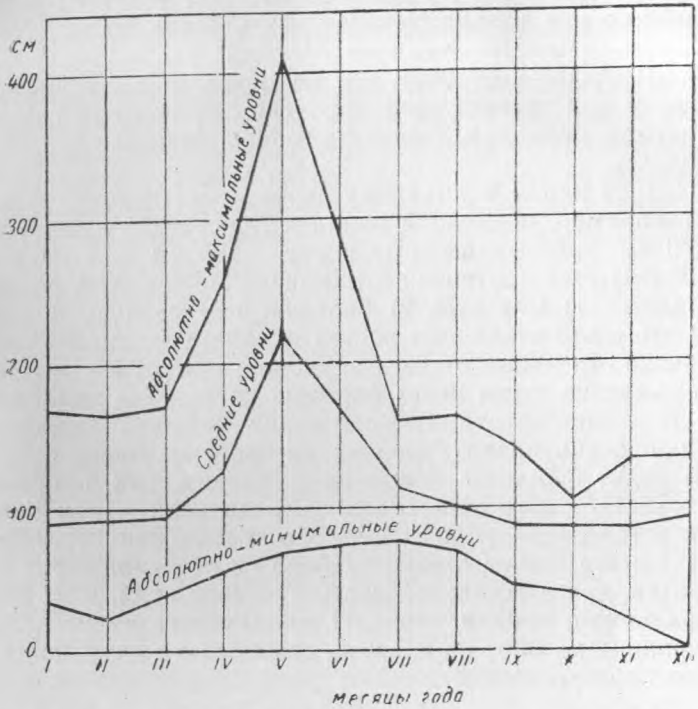


Рис. 8. Средний годовой ход уровня воды по месяцам за 10 лет (р. Днепр)

7) медиана, т. е. уровень, занимающий среднее положение в ряде всех без исключения срочных наблюдений, выписанных в возрастающем порядке (он близок к среднему арифметическому из наблюдений);

8) наивысший уровень ледохода;

9) наинизший уровень ледохода.

Для устьевых участков рек с приливами важное значение имеет также величина наибольшей амплитуды приливо-отливного колебания в сизигию и наименьшей амплитуды в квадратуру.

Отсчетным уровнем (или горизонтом) черпания называется та поверхность воды, от которой управлением порта объявляется так называемая проходная глубина в порт (т. е. минимальная гарантируемая для судоходства глубина); от этого уровня воды отсчитываются глубины при всех дноуглубительных работах.

В портах и на морских каналах отсчетная поверхность устанавливается горизонтальной. Для каналов в речной части, при большой ее протяженности, отсчетная поверхность устанавливается с учетом уклонов или более приближенно в виде уступов. Хотя поверхностные уклоны в устьевых участках больших рек, особенно при низких уровнях воды, очень малы (так, например, для устья Днепра ниже Херсона уклон колеблется в пределах 0,000002—0,000004), тем не менее учет уклона водной поверхности при установлении отсчетных уровней при большой длине канала приводит к значительной экономии в кубатуре черпания.

Подходной канал к устьевому порту имеет нередко большую длину (например, подходной канал к Херсонскому порту имеет длину 70 *км*, к Астраханскому порту — 120 *км*, а к Ростовскому — 150 *км*). Эта протяженность канала может быть разделена на три части: 1) морскую, 2) баровую и 3) речную. В соответствии с этим для отдельных частей подходных каналов назначают иногда отдельные отсчетные уровни; при этом учитывается, что прохождение судов через баровую часть, где поддержание глубин особенно затруднительно ввиду большой заносимости, может при очень низких уровнях не производиться, т. е. суда должны будут ожидать повышения уровня. Так, например, в Архангельском порту для судов с предельной (наибольшей) осадкой установлен проход через бар только при приливе. Это позволяет вести отсчет глубин на баре не от наинизшего отливного уровня, как в остальной части судового хода, а от наинизшего приливного уровня, что дает возможность уменьшить глубину черпания на баре на 0,9 *м* по сравнению с глубиной в других частях судового хода.

§ 16. ВОЛНЕНИЕ

Общие сведения

Волновые движения воды характеризуются колебательными движениями отдельных частиц, происходящими по круговым или эллиптическим орбитам. Большая подвижность частиц воды и весьма малая сжимаемость ее обеспечивают передачу движения на большое расстояние.

Для того чтобы в какой-либо среде могло распространяться волновое движение, эта среда должна удовлетворять следующим условиям:

а) иметь в наличии восстанавливающие силы, под действием которых частицы в среде после возмущения возвращаются в прежнее положение; в воде этими силами являются силы тяжести; в других случаях восстанавливающими силами являются упругие свойства среды;

б) обладать способностью накоплять энергию, т. е. обладать свойством инерции.

Кроме того, колеблющаяся система имеет свойство затухания вследствие развивающихся внешних и внутренних сил трения.

Волновое движение моря, представляя собой колебательный процесс, обладает некоторыми особенностями.

Как известно, сложные колебания можно или описывать формально математически при помощи простых синусоидальных представлений посредством рядов Фурье, или строить их физически из простых колебаний; этот последний процесс называется сложением или интерференцией. На рис. 9 показаны сложение колебаний с различной частотой, разной длиной волны и разной амплитудой и влияние фазы на форму кривой результирующего колебания.

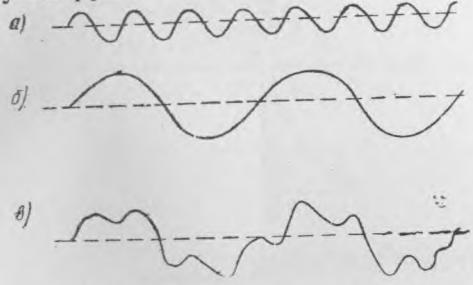


Рис. 9. Сложение двух синусоидальных колебаний частиц воды с различной частотой (*а* и *б*); *в* — кривая результирующего колебания

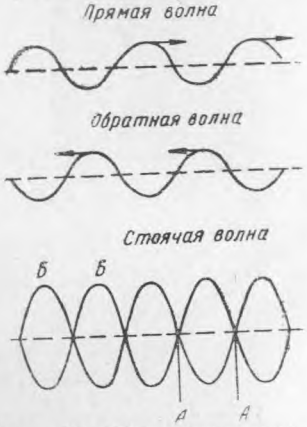


Рис. 10. Образование стоячей волны

Если навстречу друг другу распространяются волны одинаковой частоты, то путем наложения таких волн получается стоячая волна, которая сохраняет место своего расположения. Так, из рис. 10 видно, что в результате интерференции двух волн, движущихся друг против друга, получилась стоячая волна; в стоячей волне узловые точки (точки *А* на рис. 10) совершают горизонтальные колебательные движения, а в пучностях (точки *Б* на рис. 10) частицы совершают вертикальные колебательные движения.

Явление интерференции выражается в том, что когда через одну и ту же среду проходят два (или больше) фронта волн, то действие одного фронта на другой вызывает максимальное возмущение в определенных местах, тогда как в других местах среда возмущена в меньшей степени или совершенно не возмущена. При встрече препятствия в виде твердой поверхности волны отражаются от него, причем угол отражения равен углу падения (принцип Гюйгенса).

Когда волновой фронт встречает препятствие, пресекающее распространение какой-либо его части, то происходят особого рода явления, называемые явлениями дифракции.

Если PQ представляет собой волновой фронт, а AB — препятствие, то волна загибает за край A и достигает точки M (рис. 11,*а*). Когда на пути волнового фронта встречается препятствие с щелью ab, то волны загибают за концы щели и достигают точки M (рис. 11,*б*). Этот загиб является результатом особенности колеблющейся среды, которая заключается в том, что каждая ее точка, настигнутая волной, сама становится источником возмущения, распространяющегося в невозмущенную область как вперед, так и в сторону (принцип Гюйгенса—Френеля).

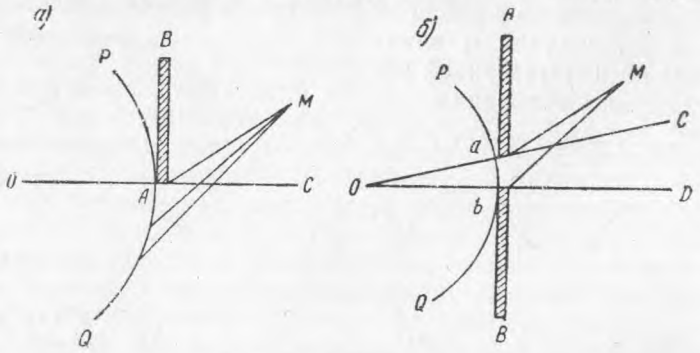


Рис. 11. Прохождение волны:
а — через края препятствия, *б* — через щель

Вследствие этих законов в море наблюдаются следующие явления:

а) волна, подходя к стенке мола или к крутому берегу при наличии значительных глубин, отражается от них;

б) волна обходит остров, волнолом и т. п., причем позади них также развивается волнение, но уже менее интенсивное, чем в открытом море;

в) волна, входя через ворота порта на рейд, развивает на акватории порта волнение, но опять-таки менее интенсивное, чем в открытом море.

Классификация волн

Морские волны могут быть вызваны различными причинами, а именно: ветром, землетрясением или извержением подводного вулкана, приливо-отливными явлениями, движением корабля. Соответственно этому они делятся на волны: ветровые, сейсмические, приливные, корабельные. На рис. 12 изображена схема классификации волн.

Для портостроения представляют практический интерес ветровые, иногда — приливные и сейсмические волны. Корабельные волны по сравнению с другими незначительны и поэтому могут не учитываться при расчете волновых воздействий на портовые сооружения.

Сейсмические волны (цунами) создаются подводными землетрясениями или подводными извержениями вулканов. Высота их по пути следования, в открытом океане, невелика, но у самого берега она достигает иногда 40 *м*.

Вследствие большой скорости распространения (до 20 *м/сек*) цунами смывают в некоторых случаях береговые сооружения; вместе с тем для судов, находящихся в открытом море, они никакой опасности не представляют. Обычно проходят несколько волн с промежутками в 8—15 *мин*, причем первая волна не яв-

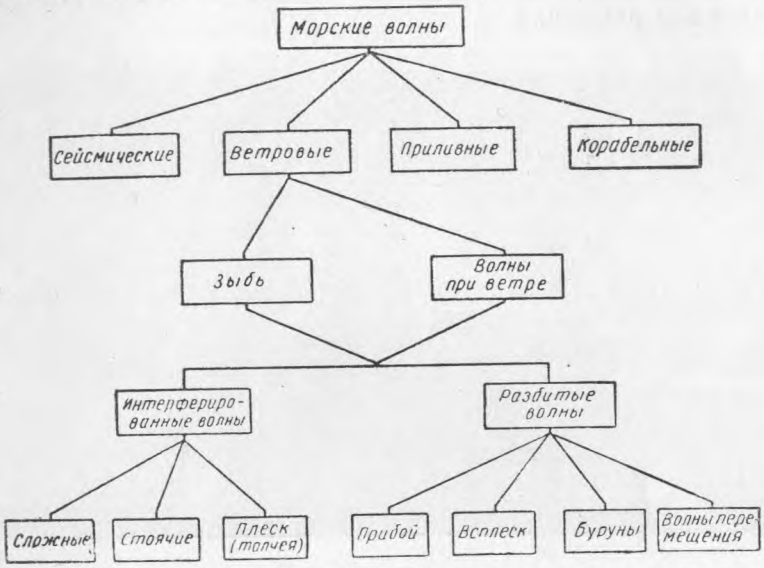


Рис. 12. Схема классификации волн

ляется самой высокой. В небольших бухтах высота волн достигает большей величины, чем у мысов; в глубине залива, значительно врезанного в сушу, высота волн цунами меньше, чем при входе в залив.

Приливные волны наблюдаются в строго определенные сроки. Эти волны очень пологи и распространяются со скоростью $c = \sqrt{gh}$, где g — ускорение силы тяжести и h — глубина воды. Форма движения приливных волн поступательная.

Ветровые волны бывают двух видов: а) волны *при ветре*, т. е. при продолжающемся воздействии силы, вызвавшей волнение; их называют *вынужденными волнами;* б) волны *без ветра*, т. е. волнение, продолжающееся по инерции; такое волнение называется *зыбью*. Зыбь наблюдается как в тех местах, где действовал ветер, после его прекращения, так и в тех местах, где ветра нет, но куда распространились волны из других районов моря. На направление ветра оказывает влияние вращение Земли, в то время как на направление распространения волн

вращение Земли никакого влияния не оказывает; поэтому направление ветра и направление созданного им волнения постепенно расходятся, и на некотором расстоянии ветер перестает влиять на волны.

По характеру движения частиц воды при волнении ветровые волны могут быть разделены на две группы: *интерферированные* и *разбитые* волны. В первой группе волн движение частиц только колебательное, происходящее по замкнутым или почти замкнутым орбитам; во второй группе волн первоначальное колебательное движение частиц полностью или частично перешло в другой вид движения.

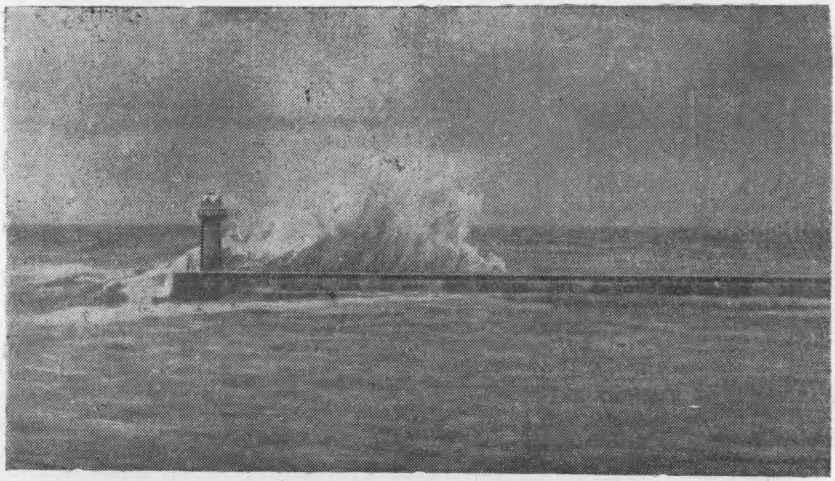


Рис. 13. Всплеск волн у оградительных сооружений

Интерферированные волны наблюдаются следующих видов:

а) *сложные* волны, т. е. образованные наложением двух или нескольких волн с разными элементами (см. рис. 9); в таких волнах наблюдается перемещение формы волны в определенном направлении и поэтому их называют также поступательными или прогрессивными;

б) *стоячие* волны, образованные в результате интерференции прямой волны и обратной, отраженной от вертикальной стенки (см. рис. 10); обратная волна, при полном отражении, имеет тот же период и скорость распространения, что и прямая, в результате чего получается такая интерферированная волна, в которой форма волны не перемещается;

в) *плеск* или *толчея* — беспорядочное волнение, образующееся вследствие интерференции прямых и отраженных волн от портовых сооружений; в открытом море толчея образуется при встрече крупных волн разного направления.

Разбитые волны наблюдаются после того, как волны при

ветре или волны зыби достигнут критической глубины, на которой происходит их резкая перестройка. Разбитые волны наблюдаются следующих видов:

а) *волны перемещения,* распространяющиеся в зоне между линией критической глубины и урезом или вертикальной искусственной стенкой; эти волны отличаются несимметричностью профиля даже при волнах зыби;

б) *прибой,* или *накат,*— волны, накатывающиеся на пологий берег, в которых колебательные движения полностью перешли в поступательные;

в) *буруны* — пенящиеся волны, образовавшиеся при проходе волн через места, в которых резко повышается дно (банки, рифы, пороги);

г) *всплеск,* или *взброс,*— вертикальный подъем воды при ударе волн перемещения о вертикальную стенку.

Всплески достигают высоты 30 *м* и более. Так, например, в Поти высота всплеска доходит до 35 *м*. На Шотландском острове всплеском была разбита дверь маяка, находящаяся на высоте 59,9 *м*. У стенки волнолома в Олдерней (Англия) взбросы достигают высоты 60 *м*.

На рис. 13 приводится снимок всплеска волн у оградительного сооружения в одном из портов Черного моря.

В некоторых портах наблюдаются периодические подъемы и спады воды, которые называются «тягуном». Суда, пришвартованные к причалам, перемещаются на 1—1,5 *м*, вследствие чего нередко лопаются швартовые. Последними исследованиями тягун объясняется образованием длинных волн типа сейш, которые создаются в результате резкого изменения барического градиента.

Элементы волн

На вертикальной плоскости, пересекающей поверхность моря при волнении, по линии его распространения вырисовывается мгновенный профиль волн (рис. 14). Наибольшие возвышения в

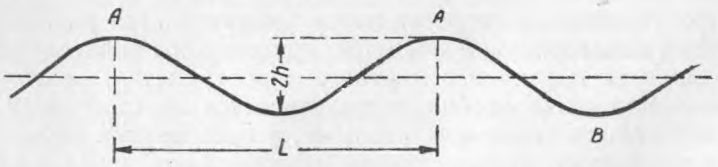


Рис. 14. Схема мгновенного профиля волны

профиле волны, т. е. точки A, называются вершинами волны или гребнями; наинизшие точки на профиле, т. е. точки B, называются подошвами волны или впадинами. Расстояние по вертикали между соседними вершиной и впадиной называется высотой волны (она часто обозначается $2h$).

Расстояние по горизонтали между двумя соседними гребнями или подошвами называется длиной волны L.

Промежуток времени, за который волна проходит путь, равный ее длине, называется периодом волнения τ. Этот же период можно иначе называть отрезком времени между моментами прохождения двух соседних гребней волны через одну неподвижную точку.

Скорость, с которой движется вершина или подошва волны, называется скоростью распространения волны c.

Из этих определений устанавливаются следующие зависимости:

$$L = c\tau$$

или

$$c = \frac{L}{\tau}.$$

Направление распространения волн выражается обычно азимутом или румбом.

Развитие ветровых волн

Волны, возникающие на поверхности моря под действием слабого ветра, бегут параллельными рядами; такие волны называют двухмерными.

Вследствие повышенного давления на наветренный склон и пониженного — на подветренный создается несимметричный профиль волны (рис. 15). При развитии волнения наблюдается более быстрое нарастание высоты волны, чем длины.



Рис. 15. Профиль волны при ветре

При увеличении скорости ветра увеличивается разность давлений на наветренную и подветренную стороны волны ввиду развивающегося позади нее мертвого пространства, охваченного вихрем. Движение гребня волны делается неустойчивым, и он разбивается на отдельные «холмы», в промежутки между которыми врываются вихри. Волны приобретают трехмерную форму.

Когда ветер достигает силы шторма, то двухмерные волны, как обладающие большими скоростями, распространяются впереди движущейся штормовой зоны. При дальнейшем развитии шторма энергия этих волн все возрастает; трехмерные волны начинают играть роль вторичных, третичных и других образований более высшего порядка.

Наиболее интенсивное увеличение размеров волн наблюдается, когда скорость их распространения составляет 0,3—0,4 скорости ветра. При скорости распространения, достигающей уже 0,7—0,8 скорости ветра, волны имеют почти предельную высоту; дальнейшее усиление ветра приводит к образованию так называемых «барашков», которые появляются в результате опрокидывания гребней волн.

Вследствие порывистого характера ветра создаются новые волны, которые, интерферируясь, образуют сложные волны. При уменьшении скорости ветра или полном его прекращении начинают в первую очередь затухать короткие волны и вследствие этого форма волны меняется, приближаясь к трохоиде (кривая особой формы — см. ниже). Высота волн уменьшается быстрее, чем их длина; это ведет к уполаживанию профиля волны.

После прекращения ветра волнение начинает постепенно замирать; сперва затухают волны более короткие; дольше всех сохраняются длинные правильные волны мертвой зыби, которые являются наиболее типичными для двухмерных волн.

Элементы волн, фактически наблюденные в океанах и морях

По данным наблюдений последних лет, высота волн в океане в отдельных редких случаях достигает 15, 20 и даже 30 *м*. 7 февраля 1933 г. с судна «Романа» в северной части Тихого океана наблюдалась волна высотой около 34 *м*; это самая высокая волна, наблюденная до сего времени. Обычно же в океанах при штормовом волнении высота волны не превышает 8 *м*, с периодом 8—10 *сек*. Длина волн в океанах при штормовом волнении достигает 150—200 *м*, и в редких случаях 600—800 *м*.

В Северном море при штормовом волнении высота волн обычно достигает 4—5 *м* и, как исключение,, 6 *м*.

В Средиземном море высота волны составляет 5—6 *м* при длине 80—100 *м*. Как исключение, в феврале 1934 г. у Алжирского порта были зарегистрированы следующие элементы волны: высота 7—9 *м*, длина 200 *м* и период 13,75 *сек*.

В Балтийском море наибольшие волны имеют высоту 3—4 *м* и длину до 55 *м*.

У кавказских берегов Черного моря высота волн достигает 5—6 *м* при длине 80—90 *м*. Волнение на Черном море вследствие приглубых берегов отличается большой разрушительной силой.

В Каспийском море высота наибольших волн у берегов бывает 2,5—3 *м*, а в открытом море — 5 *м*.

В Белом море волны достигают высоты 2 *м* при периоде в 6 *сек*.

В Азовском море, вследствие малой глубины, развиваются очень крутые волны с малым периодом и высотой (до 3 *м*).

Основные формулы трохоидальной теории волн

Форма волн зыби близка к трохоиде, представляющей собой кривую, описанную какой-либо точкой круга, катящегося по горизонтальной прямой. Точка на окружности рисует циклоиду, а точка в центре круга — прямую; все промежуточные точки рисуют трохоиду, то очень пологую, то приближающуюся к циклоиде. Следовательно, пределами для трохоиды являются циклоида и прямая.

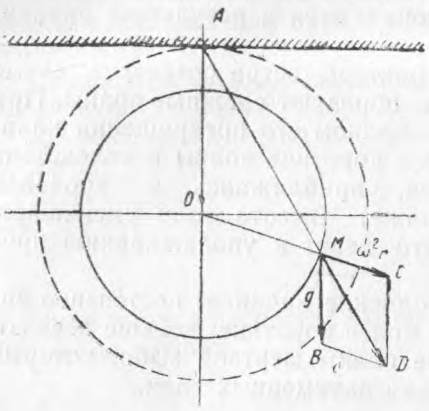


Рис. 16. Силы, действующие на частицу воды

В произвольно назначенной точке M (рис. 16) поверхности воды волнового профиля на частицу воды будут действовать: сила тяжести g, направленная по вертикали вниз, и центробежная сила $\omega^2 r$, направленная по радиусу круга, образующего трохоиду. В последнем выражении ω обозначает угловую скорость, r — радиус образующего круга; масса частицы принята равной единице. Равнодействующая этих сил будет нормальна к уровенной поверхности в точке M, т. е. к трохоиде.

Прямая, проведенная из точки A (рис. 16), как это известно из аналитической геометрии, всегда нормальна к трохоиде; следовательно, вектор MD лежит на продолжении прямой AM и треугольники OAM и MBD подобны, так как имеют две пары равных углов.

Из подобия этих треугольников следует:

$$\frac{AO}{MB} = \frac{OM}{BD},$$

или

$$\frac{R}{g} = \frac{r}{\omega^2 r}. \qquad (1)$$

Но так как

$$L = 2\pi R,$$

а

$$\omega = \frac{2\pi}{\tau},$$

где L — длина волны;

τ — период волны;

R — радиус катящегося круга,

то выражение (1) примет вид

$$\frac{L}{g\,2\pi} = \frac{\tau^2}{(2\pi)^2}, \qquad (1а)$$

откуда

$$\tau = \sqrt{\frac{2\pi}{g} L}\ .$$

Учитывая, что $c = \frac{L}{\tau}$, где c — скорость, распространения волн, получим:

$$c = \sqrt{\frac{g}{2\pi} L}\ , \tag{2}$$

$$\tau = \frac{2\pi}{g} c. \tag{3}$$

Таким образом, три основных элемента волн — длина, период и скорость распространения связываются двумя уравнениями:

$$L = c\tau; \tag{4}$$

$$c = \frac{\tau g}{2\pi}. \tag{5}$$

По этим выражениям, зная один элемент волны, можно определить два других. Однако этими формулами можно пользоваться только для волн на бесконечной глубине.

На конечной глубине, согласно разработанной теории волн, устанавливаются следующие зависимости:

$$c = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \operatorname{th} \frac{2\pi h}{L}}\ , \tag{6}$$

$$\tau = \sqrt{\frac{2\pi L}{g} \operatorname{cth} \frac{2\pi h}{L}}, \tag{7}$$

где h — глубина;

остальные обозначения — прежние.

Если принять $h = 0{,}5\,L$, то

$$\operatorname{th} \frac{2\pi h}{L} = \operatorname{th} \pi = 0{,}996\ ;\ \sqrt{0{,}996} = 0{,}998.$$

Следовательно, значение c по формуле (6) будет отличаться от c на бесконечной глубине только на 0,2%, а при больших глубинах — еще на меньшую величину; поэтому глубины больше $0{,}5\,L$ считают практически бесконечными.

При трохоидальной форме волны центры орбит колебательных движений частиц воды возвышаются над линией спокойного стояния воды на величину

$$\beta = \frac{\pi r^2}{L}, \tag{8}$$

где r — радиус орбиты.

В трохоидальной теории волн дан закон изменения радиусов орбит с глубиной, а именно:

$$r = r_0 e^{\frac{-2\pi z}{L}}, \tag{9}$$

где r — радиус орбиты на глубине z;
r_0 — радиус орбиты на свободной поверхности моря;
e — основание натуральных логарифмов;
L — длина волны.

Ниже, в табл. 5 приводятся высоты волн H (в долях высоты волны на поверхности H_0) для разных глубин, которые выражены в долях длины волны.

Таблица 5

Высоты волн на разных глубинах

Глубина в долях длины волны	0	1/9	2/9	3/9	4/9	5/9	6/9	7/9	8/9	9/9
Высота волны в долях H_0 . . .	1	1/2	1/4	1/8	1/16	1/32	1/64	1/128	1/256	1/512
То же в % . . .	100	50	25	12,5	6,2	3,1	1,6	0,8	0,4	0,2

Из данных табл. 5 следует, что на глубине, равной длине волны, ее высота по сравнению с высотой поверхностной волны уменьшается более чем в 500 раз. При штормах на море, когда высота волны на поверхности достигает 6—7 *м*, на глубине, равной ее длине, т. е. порядка 100 *м*, высота волны составляет около 14 *мм*.

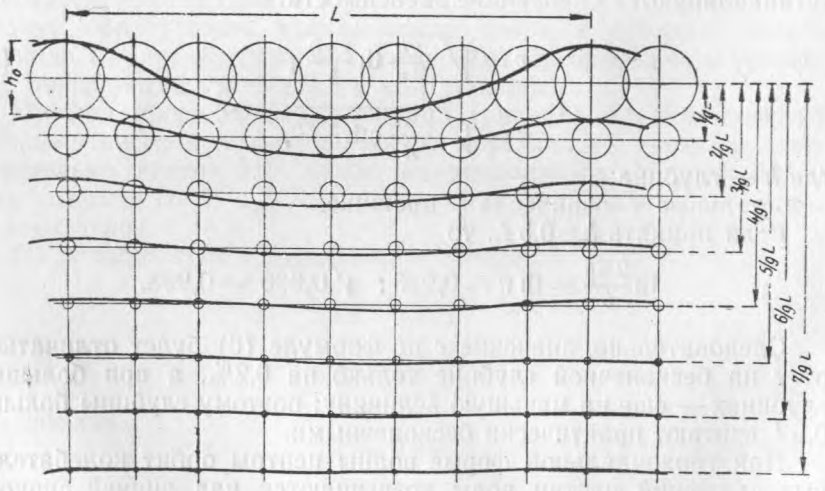


Рис. 17. Затухание амплитуды волны по глубине

Практически считают, что волнение распространяется на глубину, равную $0{,}5\,L$, так как здесь высота волны составляет $\frac{1}{22}$, или менее 5% высоты поверхностной волны.

На рис. 17 показано, насколько быстро затухает амплитуда волны по глубине.

Энергия волн

Энергия волн, возникающих под действием ветра, состоит из кинетической энергии и потенциальной. Последняя получается вследствие того, что при волнении центры орбит частиц воды поднимаются над их первоначальным положением (при спокойном состоянии моря) на величину $\beta = \frac{\pi r^2}{L}$, где r — радиус орбиты, а L — длина волны; это следует из свойства трохоиды.

Кинетическая энергия частицы

$$E_к = \frac{mv^2}{2}. \tag{10}$$

Так как

$$v = \frac{2\pi r}{\tau} \quad \text{и} \quad \tau = \sqrt{\frac{2\pi L}{g}},$$

то

$$v^2 = \frac{2\pi g r^2}{L},$$

$$E_к = \frac{m\pi g r^2}{L}. \tag{10 а}$$

Потенциальная энергия частицы

$$E_п = mg\beta = \frac{mg\pi r^2}{L}. \tag{11}$$

В этих выражениях m — масса частицы;

v — орбитальная скорость частицы.

Из последнего выражения видно, что потенциальная энергия частицы воды при волнении равна ее кинетической энергии.

Полная энергия частицы

$$E = E_к + E_п = \frac{2mg\pi r^2}{L}, \tag{12}$$

или, учитывая формулу (9),

$$E = \frac{2m\pi g r_0^2 e^{-\frac{4\pi}{L}z}}{L}. \tag{12 а}$$

Для вычисления количества энергии в определенном объеме воды разобьем этот объем горизонтальными плоскостями, отстоящими друг от друга на бесконечно близком расстоянии dz.

Если площадь воды, ограничивающую этот объем, примем равной ab, то масса заключенной в нем воды

$$m = \rho ab dz.$$

Энергия этого элементарного слоя воды выразится величиной

$$dE = \rho ab \frac{2\pi g r_0^2}{L} e^{\frac{-4\pi}{L}z} dz.$$

Для того чтобы получить полную энергию всего столба жидкости, следует произвести интегрирование последнего выражения от нуля до бесконечности:

$$E=\int_0^{\infty}\rho ab\frac{2\pi g}{L}r_0^2e^{\frac{-4\pi}{L}z}dz,$$

$$E=\frac{1}{2}\rho abgr_0^2=\frac{1}{8}\rho abgH_0^2=\frac{1}{8}\gamma abH_0^2 \quad т\,м,$$

где H_0— высота волны на поверхности; $H_0=2r_0$;

γ— удельный вес воды.

Если принять длину по гребню $a=1$ *м*, а по нормали к ней $b=L$, то

$$E=\frac{1}{8}\gamma LH_0^2. \tag{13}$$

Учитывая, что $\gamma=1$ *т/м*^{3},

$$E=\frac{1}{8}LH_0^2. \tag{13 а}$$

Расчетные элементы волн

При составлении проекта порта необходимо определять возможные волновые нагрузки на отдельные его сооружения. Эти нагрузки зависят от элементов волн и характера волнения. Определение элементов волн может быть произведено тремя способами: а) прямым статистическим способом; б) теоретическим и в) путем использования эмпирических формул.

Прямой статистический способ является наиболее верным, так как дает элементы волн, непосредственно наблюденные в данном пункте. Однако этот способ требует длительных наблюдений, что не всегда возможно выполнить (например, при коротких сроках строительства).

Второй способ заключается в установлении на теоретической основе зависимостей между элементами волн и элементами ветра. Недостаточная до настоящего времени изученность механизма передачи энергии от ветра волне не дает пока возможности получения надежных результатов таких расчетов. Зависимости, установленные теоретическим путем, должны быть дополнены эмпирическими данными, и поэтому этот способ следует считать скорее полуэмпирическим, что сближает его с третьим способом.

Третий, наиболее распространенный и относительно наиболее надежный способ заключается в использовании установленных чисто эмпирическим путем зависимостей элементов волн от факторов, их вызывающих или влияющих на их развитие.

Такими факторами являются: 1) скорость ветра, 2) продолжительность его действия, 3) разгон волн и 4) глубина моря.

Большинство из существующих эмпирических и полуэмпирических формул учитывают два или три из указанных выше факторов; формул, учитывающих все четыре фактора, пока нет.

Из всего большого числа существующих расчетных формул приводим только те, которые были многократно проверены и дали при проверке положительные результаты.

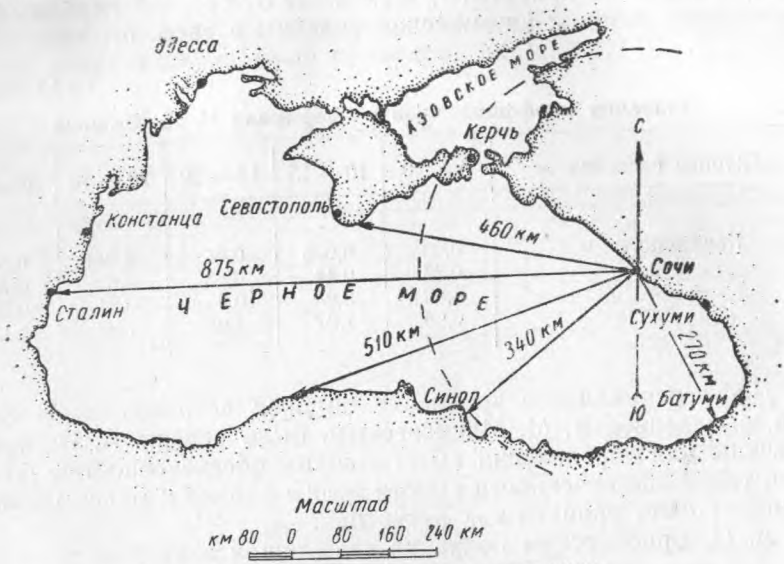


Рис. 18. Диаграмма разгона волн

Для мелководных и небольших бассейнов протяженностью не более 30 *км* могут быть рекомендованы формулы В. Г. Андреанова:

$$H = 0{,}0208\, W^{5/4} D^{1/3}, \tag{14}$$

$$L = 0{,}304\, WD^{1/2}, \tag{15}$$

где H — высота волны в *м*;
L — длина волны в *м*;
W — скорость ветра в *м/сек*;
D — разгон волны в *км*.

Величина разгона определяется по диаграмме разгона волн, подобной приведенной на рис. 18.

Для бассейнов больших размеров (более 30 *км*), но все же мелководных, а также для мелководной зоны глубоких морей могут быть рекомендованы формулы Н. Д. Шишова:

$$H = aWD^{1/3}, \tag{16}$$

$$L = zWD^{1/3}, \tag{17}$$

$$\tau = m\sqrt{L}, \tag{18}$$

$$c = u\sqrt{L}. \tag{19}$$

Здесь, кроме уже известных обозначений:

τ — период волнения в *сек*;

c — скорость распространения волн в *м/сек*;

a, z, m и u — коэффициенты, зависящие от средней глубины бассейна; их значения указаны в табл. 6.

Таблица 6

Значения коэффициентов в формулах Н. Д. Шишова

Глубина бассейна, *м*	5 — 10	10 — 15	15 — 20	20 — 30	30 — 50
Коэффициенты a	0,03	0,035	0,04	0,044	0,046
z	0,34	0,44	0,55	0,68	0,76
m	1,02	0,98	0,95	0,91	0,89
u	0,98	1,02	1,05	1,09	1,12

Дифференциальное уравнение баланса ветроволновой энергии, выведенное В. М. Маккавеевым, было решено А. П. Браславским для определения высоты волны обеспеченностью 0,1%. При такой обеспеченности высота волны близка к максимальной и может быть принята как расчетная.

А. П. Браславским получена следующая зависимость:

$$H_{0,1\%} = \left[\frac{16\sqrt{2\pi}}{\gamma\sqrt{g\,(1:m_{гл})}}\left(\int_0^x R_l\,dx - \int_0^x R_{2g}\,dx\right)\right]^{0,4}, \qquad (20)$$

где γ — плотность воды;

g — ускорение силы тяжести;

$m_{гл}$ — крутизна волны;

x — расстояние от начала рассматриваемого профиля по направлению движения волны;

R_l — осредненное по времени количество энергии, передаваемое ветром волне за единицу времени;

R_{2g} — осредненное по времени количество энергии, теряемое волной за единицу времени.

Это уравнение решается подбором; для практических целей можно пользоваться номограммами.

По номограмме на рис. 19 высота волны определяется в функции от скорости ветра и разгона; по номограмме на рис. 20 —в функции от скорости ветра и его продолжительности. Меньшая из определенных таким образом двух величин принимается за расчетную.

Для определения длины волны пользуются номограммой на рис. 21. В левой части номограммы на кривой, соответствующей определенной ранее высоте волны, находят точку, соответствующую скорости ветра (W_{10}, *м/сек*), и, проведя горизонтальную

прямую до пересечения с кривой относительной глубины $\frac{h}{H}$ в правой части номограммы, находят отношение $1 : m_{гл}$, из которого определяется L.

Общее уравнение баланса ветроволновой энергии, выведенное В. М. Маккавеевым, было приведено им к виду

$$\frac{H}{2} = \sqrt{\frac{1}{773}\frac{16\alpha}{5g}}\, W\pi\varepsilon\sqrt{\varkappa}. \qquad (21)$$

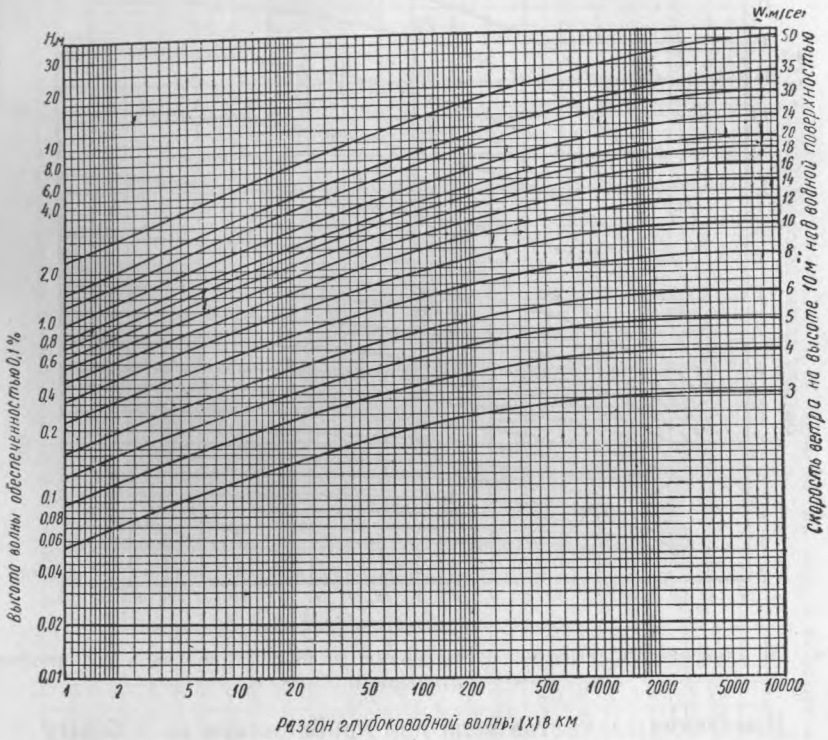


Рис. 19. График зависимости высоты волны от скорости ветра и разгона волн

Подобрав эмпирически коэффициенты α и $\varkappa$ в этой формуле, Н. А. Лобзовский получил, в удобной для практических целей форме, зависимости:

$$H = 0{,}073\, k W \sqrt{\varepsilon D}, \qquad (22)$$

$$L = 0{,}073\, k W \sqrt{\frac{D}{\varepsilon}}, \qquad (23)$$

D — разгон в *км*;
ε — крутизна волны, определяемая по данным наблюдений;
W — скорость ветра в *м/сек;*

k — коэффициент, учитывающий характер формирования волн; для коротких разгонов:

$$k = \left(1 + e^{-0{,}4\frac{D}{W}}\right), \qquad (24)$$

(здесь e — основание натуральных логарифмов).

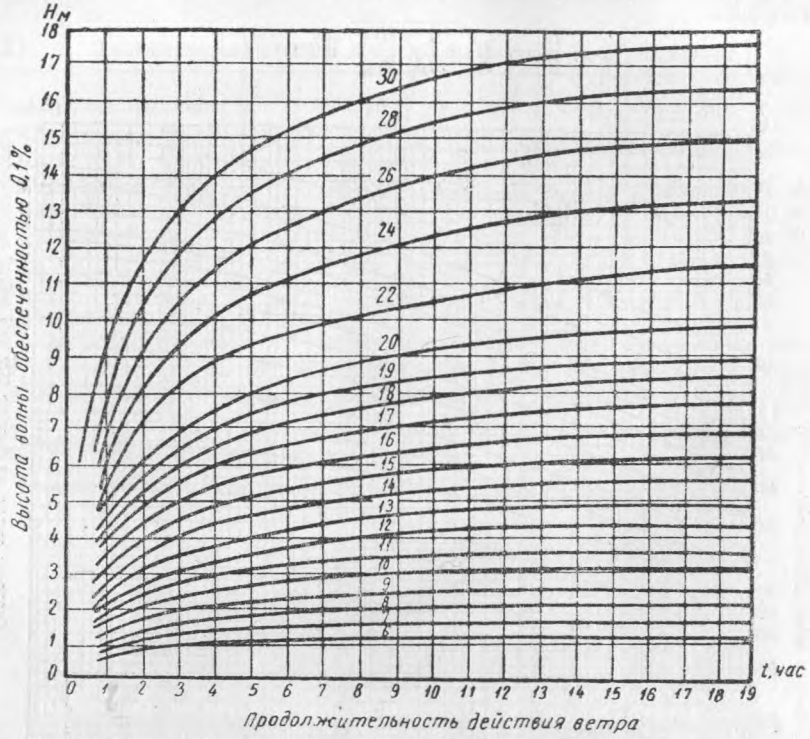


Рис. 20. График зависимости высоты волны от скорости ветра и его продолжительности

Изменения элементов волн при приближении их к берегу

Волны, продвигаясь по большим глубинам, сохраняют свое первоначальное направление независимо от изменения направления ветра; при этом, если ветер прекратил свое воздействие, наблюдается постепенное уменьшение высоты волны и некоторое увеличение длины и периода.

Совершенно иная картина наблюдается при достижении волнами мелководья, т. е. области с глубинами меньше 0,5 L, где начинает сказываться влияние дна.

Качественная и количественная стороны изменений элементов волн на мелководье зависят от характера волнения, направления волнения относительно изобат, уклона дна, размеров волнения и от других более мелких факторов.

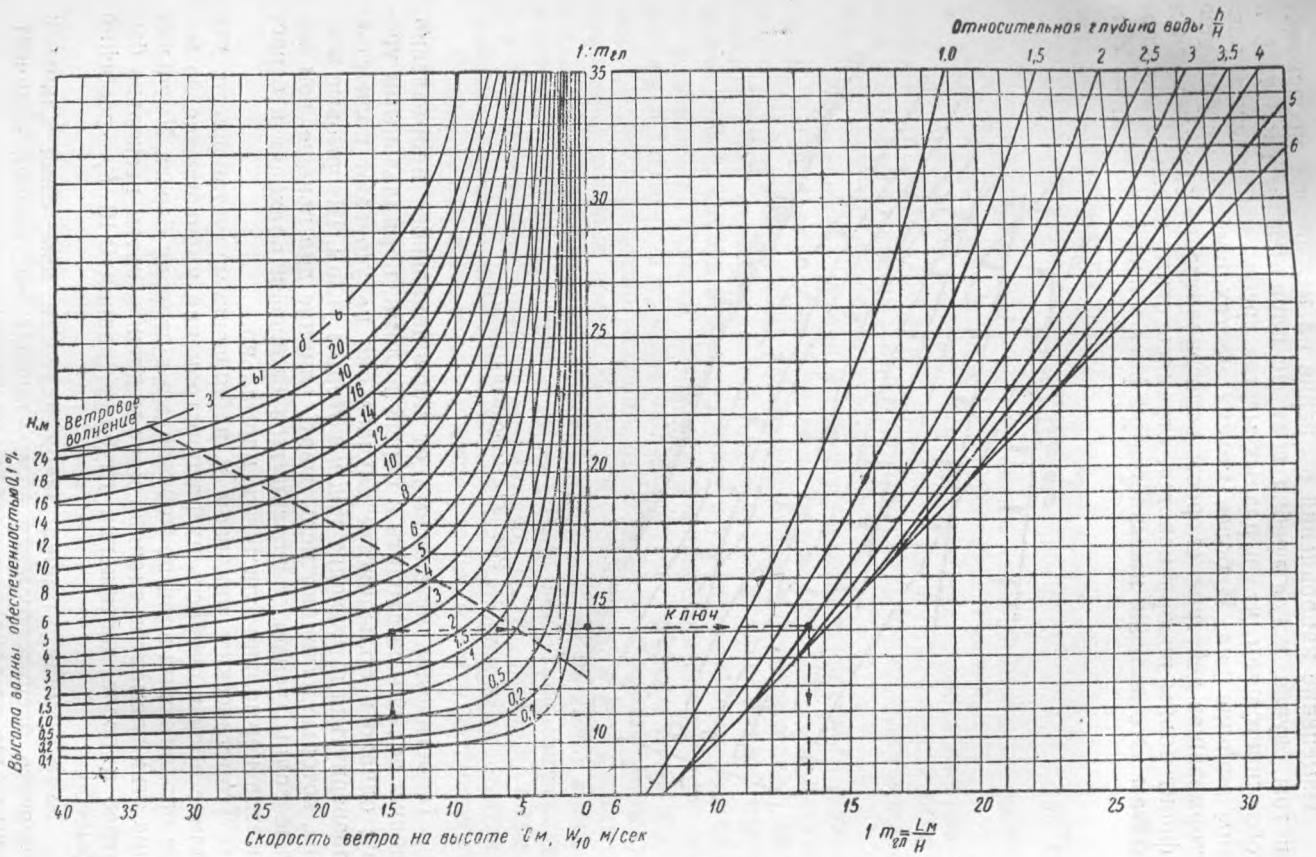


Рис. 21. Номограмма для определения крутизны ветровой волны

Изменение направления волнения на мелководье происходит в том случае, когда гребни волн не параллельны изобатам, и объясняется тем, что в разных местах гребня наблюдается разное влияние дна. В более мелких местах происходит большее тормозящее действие, скорость волн значительно уменьшается и фронт волны поворачивается, стремясь стать параллельно изобатам. Это явление называется рефракцией волн (рис. 22).

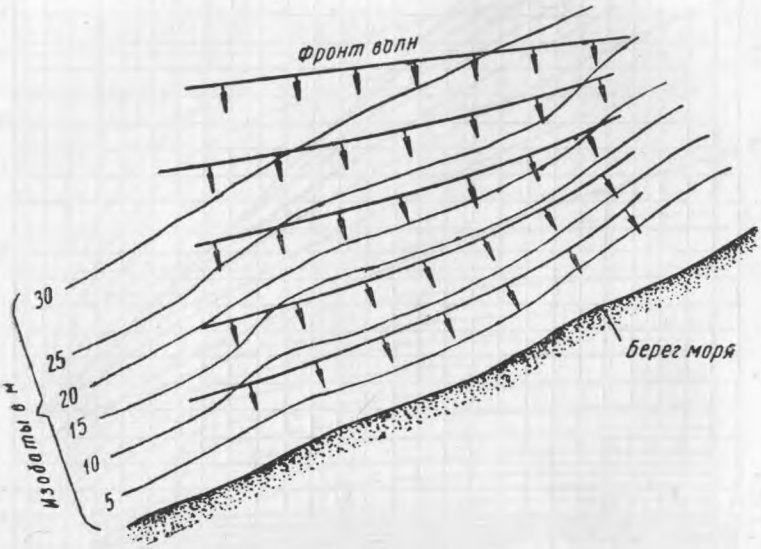


Рис. 22. Рефракция волн

Теоретически, независимо от первоначального направления, волны должны подходить к берегу валами, параллельными урезу; однако в большинстве случаев они не успевают полностью развернуться и подходят под некоторым углом. Штормовые волны, которые начинают испытывать влияние дна раньше, чем малые волны, успевают повернуться больше и подходят к берегу всегда нормально или почти нормально.

Теоретическим анализом и наблюдениями установлено, что длина волн и скорость их распространения уменьшаются по мере продвижения волн по мелководью в сторону берега. Уменьшение этих элементов сначала идет медленно, затем несколько быстрее и после достижения глубины, равной 0,10 L,— особенно быстро.

Качественная сторона закономерности изменения длины и скорости распространения волн уточнена достаточно, количественная же сторона еще требует изучения.

Впредь до уточнения этого вопроса можно принимать:

для глубин от 0,5 L до 0,35 L

$$L_2 = L_1 \sqrt[6]{\frac{h_2}{h_1}}; \qquad (25)$$

для глубин от 0,35 L до 0,10 L

$$L_2 = L_1 \sqrt[4]{\frac{h_2}{h_1}}; \qquad (26)$$

для глубин меньше 0,10 L

$$L_2 = L_1 \sqrt{\frac{h_2}{h_1}}. \qquad (27)$$

В этих выражениях L_2—длина волны на глубине h_2; L_1—длина волны на глубине h_1, причем h_2 всегда меньше h_1.

Изменение высоты волны на малых глубинах происходит значительно сложнее. При одном сочетании гидрографических условий и волнового режима наблюдается уменьшение высоты волны, при другом, наоборот, увеличение.

В большинстве случаев в обычных условиях морского побережья наблюдается в начале мелководья ($h<0{,}5L$) некоторое снижение высоты волны; затем происходит ее увеличение. Достигнув своей первоначальной высоты, на глубине, равной примерно 0,06 L, высота волн продолжает увеличиваться до момента разбивания. Однако такая закономерность наблюдается не всегда, и поэтому в каждом частном случае должны быть изучены гидрографические условия, от которых в основном зависит изменение профиля волны. Ввиду отсутствия достаточно полных и надежных натурных наблюдений над изменением высот волны и установленной в результате таких наблюдений закономерности рекомендуется пользоваться формулами П. К. Божича, выведенными на основании многочисленных лабораторных опытов.

Формулы эти выведены с учетом разбивки всего мелководья на три зоны:

1-я зона при $h = (0{,}35 - 0{,}25)\, L_0$:

$$H_2 = H_1 \sqrt{\frac{h_2}{h_1}}; \qquad (28)$$

2-я зона при $h = (0{,}25 - 0{,}10)\, L_0$:

$$H_2 = H_1 \sqrt[6]{\frac{h_2}{h_1}}; \qquad (29)$$

3-я зона при $h < 0{,}10\, L_0$:

$$H_2 = \sqrt{\frac{h_1}{h_2}}. \qquad (30)$$

Здесь h — глубина;
L_0 — длина волны на больших глубинах;
H_1 — высота волны на глубине h_1;
H_2 — высота волны на глубине h_2, причем h_2 всегда меньше h_1.

При движении волны по мелководью в сторону берега на изменение ее профиля влияют два фактора: трение о дно частиц воды, на которое затрачивается энергия волны, и перераспределение энергии волны вследствие уменьшения слоя воды. Первый фактор вызывает снижение высоты волны, а второй — ее повышение.

Попытка учесть эту закономерность сделана в формуле П. А. Кузнецова, которая имеет следующий вид:

$$H_2 = H_1 \sqrt{1 - 0{,}012 \frac{\Delta M}{\frac{h_1 + h_2}{2} e^{\frac{\pi (h_1 + h_2)}{L}}}} \sqrt[4]{\frac{h_1}{h_2}}. \qquad (31)$$

Здесь, кроме уже известных обозначений, ΔM —расстояние между точками *1* и *2* с глубинами h_1 и h_2.

Если выразить глубины в долях длины волны, формула (31) принимает более удобный вид для практического пользования.

Полагая $h_1 = aL$ и $h_2 = bL$ и учитывая, что

$$\Delta M = \frac{h_1 - h_2}{i} = \frac{L(a-b)}{i},$$

где i — уклон дна, получим

$$H_2 = H_1 \sqrt{1 - \frac{0{,}024}{i} \frac{(a-b)}{(a+b)} \frac{1}{e^{\pi (a+b)}}} \sqrt[4]{\frac{a}{b}}. \qquad (32)$$

Так как величины a и b могут быть назначены произвольно и для всех профилей одни и те же, то формула (32) примет следующий вид:

$$H_2 = H_1 \sqrt[3]{1 - \frac{A}{i} B}, \qquad (32\,а)$$

где

$$A = \frac{0{,}024\,(a-b)}{(a+b)\,e^{\pi (a+b)}}, \qquad (33)$$

$$B = \sqrt[4]{\frac{a}{b}}. \qquad (33\,а)$$

Значения величин A и B для разных условий приведены в табл. 7.

Таблица 7

Значения величин A и B в формуле (32а)

№ п/п	h_1	h_2	a	b	A	B
1	0,50 L	0,40 L	0,50	0,40	0,000157	1,060
2	0,40 L	0,35 L	0,40	0,35	0,000151	1,039
3	0,35 L	0,30 L	0,35	0,30	0,00024	1,043
4	0,30 L	0,25 L	0,30	0,25	0,00039	1,050
5	0,25 L	0,20 L	0,25	0,20	0,00065	1,060
6	0,20 L	0,15 L	0,20	0,15	0,00114	1,075
7	0,15 L	0,12 L	0,15	0,12	0,00123	1,060
8	0,12 L	0,10 L	0,12	0,10	0,00113	1,050
9	0,10 L	0,08 L	0,10	0,08	0,00152	1,060
10	0,08 L	0,06 L	0,08	0,06	0,00221	1,075
11	0,06 L	0,04 L	0,06	0,04	0,00352	1,110
12	0,04 L	0,02 L	0,04	0,02	0,00664	1,190

Проверка формулы (33) по натурным наблюдениям выявила ее применимость для побережья с уклонами не менее 0,5%.

Характер волнения в прибрежной полосе

Характер действия волнения на берег в значительной степени зависит от его рельефа; нужно различать три случая:

а) крутой берег, поднимающийся с большой глубины;

б) крутой берег с резко изменяющейся глубиной:

в) плоский берег.

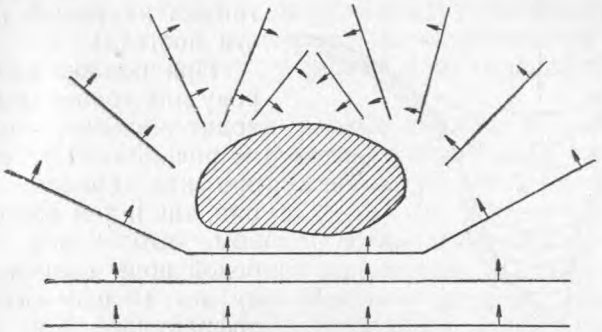


Рис. 23. Обход волнами острова

При крутом береге с вертикальной передней гранью колебательное движение волн не искажается: получается отраженная волна, которая, складываясь с прямой, создает стоячую волну. В этом случае давление на стенку не бывает особенно значительным.

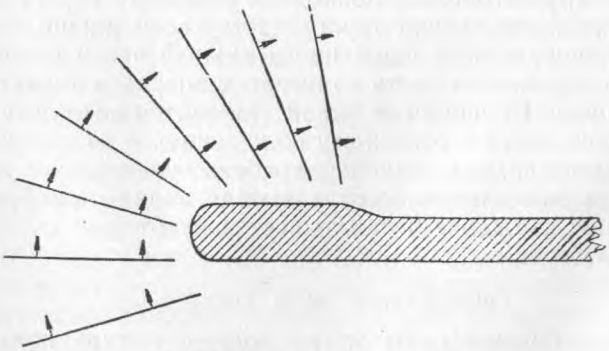


Рис. 24. Обход волнами головы мола

Если же глубина дна у крутого берега резко уменьшается, то получается явление прибоя. Колебательное движение волны на-

рушается и переходит в поступательное; происходит удар массы воды о берег, вслед за которым образуется вертикальный всплеск воды.

Приводимые иногда примеры сдвига частей оградительных сооружений или крупных массивов под влиянием удара волн не показательны в отношении силы удара волн, так как бывает неизвестно состояние их оснований. Так, например, сдвиг волнением в Туапсинском порту массивов-гигантов весом 3400 *т* объясняется не только силой удара волн, но и недостаточностью ширины берм постели и, вероятно, криволинейным очертанием наружной поверхности постели.

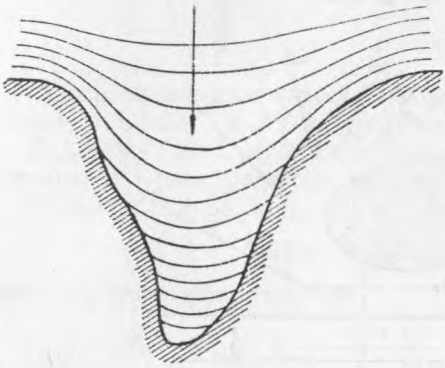


Рис. 25. Распространение волн в узкой бухте

При подходе волны к острову или голове мола происходит явление, показанное на рис. 23 и 24. Объясняется оно как законом дифракции, так и тем обстоятельством, что волна на глубокой воде опережает волну на мелком месте, т. е. рефракцией. Как правило, явления дифракции проявляются более резко, чем рефракции.

При входе волны в бухту через ее горло волна распространяется по бухте, подчиняясь действию совместного проявления законов дифракции и рефракции. На рис. 25 показан характер распространения волн в узкой бухте.

Действие волн на плоский берег происходит совершенно иначе, чем на крутой. Волна, подходя к плоскому берегу, благодаря сопротивлению трения теряет часть своей живой силы. Трение о дно задерживает движение в нижней части волны, вследствие чего верхняя ее часть сдвигается вперед и теряет симметричную форму. Передний ее склон становится все круче и круче, приближаясь почти к отвесному положению, в то время как гребень движется вперед. Наконец, гребень вспенивается и опрокидывается, а масса воды, составляющая волну, приобретает поступательное движение и накатывается некоторым слоем вперед и вверх на берег.

Определение силы удара волн

Для определения силы удара волн в натуре применяются приборы: 1) дающие показания максимума действующих сил и 2) производящие графическую запись давления волн.

К первой группе относятся пружинные динамометры, динамометры с мембраной, ряды железных стержней и качающиеся

массивы. Ко второй группе — динамографы с гидравлической и с электрической передачей.

Пружинный динамометр устанавливается на берегу в скале или в теле мола. Он состоит из диска, который воспринимает удар волны, четырех стержней, идущих от диска, пружин, препятствующих движению стержней, и кожаных колец, которыми фиксируется сила удара волн.

Динамометр с мембраной имеет также диск, воспринимающий удар волны. В этом медном диске размером 200×200 *мм* сделано круглое углубление диаметром 150 *мм*, закрытое резиновой мембраной, которая с помощью медного кольца и болтов присоединена к диску. К центру последнего прикреплена трубка, идущая к манометру, показывающему давление. Трубка и пространство между диском и мембраной заливаются жидкостью.

Железные стержни разных диаметров, заделанные в скалу или оградительное сооружение, ударом волн будут деформированы; по степени деформации стержней можно судить о силе удара.

Качающиеся массивы устанавливают на оградительном сооружении и закрепляют шарнирами к сооружению на грани, обращенной к берегу. Массивы устанавливают разных размеров, что дает возможность наблюдать их качание при волнении разной силы.

Динамограф с гидравлической передачей был изготовлен В. В. Кузнецовым и установлен на волноломе Туапсинского порта. Прибор состоял из приемной, передаточной и регистрирующей частей, а также пускового приспособления.

Приемной частью служили резиновые мембраны, которые крепились к чугунной плите четырьмя медными болтами; чугунная плита прикреплялась к телу волнолома железными болтами, забетонированными в кладку. Мембраны соединялись с регистрирующей частью толстостенными медными трубками.

Регистрирующая часть состояла из изогнутой бурдоновской трубки [1], один конец которой закреплялся неподвижно, а ко второму концу прикреплялся длинный рычажок с острием на конце. Острие рычажка почти вплотную подходило к бумажной ленте, навернутой на барабаны, вращаемые часовым механизмом.

Во избежание трения между пером и бумагой вместо обычной записи чернилами в приборе был применен способ пробивания бумаги электрической искрой, идущей от острия рычажка. Искры получались от индукционной катушки, действующей от аккумуляторов.

[1] Бурдоновской называют согнутую и запаянную с одного конца трубку, изменяющую свою кривизну при изменении давления находящейся в ней жидкости.

На лентах производились синхронные записи показаний манометров, что имеет весьма важное значение для определения распределения давлений на глубине в любой момент времени.

Регистрирующая часть помещалась в специальной камере, устроенной в надстройке мола и имеющей вход с его внутренней стороны.

Ввиду невозможности в период шторма сообщаться с установкой динамографа включение и выключение его производилось с берега специальным пусковым приспособлением, соединенным с регистрирующей частью прибора кабелем, проложенным по дну портовой акватории.

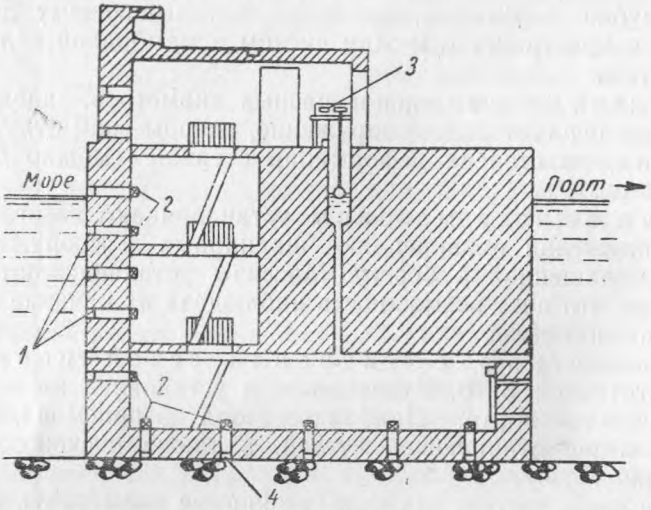


Рис. 26. Волноисследовательская станция (поперечный разрез):

1 — приборы для измерения волнового давления; *2* — шлюзные аппараты; *3* — самописец уровня (мареограф); *4* — датчики донного давления волн

Для всестороннего изучения волнения и его действия на гидротехническое сооружение в одном из портов СССР организована волноисследовательская гидротехническая станция (рис. 26). Она находится в ведении Центрального научно-исследовательского института морского флота, который исследует волновые нагрузки на портовые сооружения.

Станция изучает: волновые процессы на подходах к порту, зависимость волновой нагрузки от элементов волн, распределение и величину взвешивающего давления, динамическую нагрузку в швах массивов и другие вопросы, связанные с волнением.

Для удобного наблюдения за работой датчиков, принимающих волновую нагрузку и взвешивающее давление, изготовлен

металлический массив-гигант (размером 11×10×7,5 *м*), установленный вместо обычного массива в головной части мола.

Кроме датчиков, смонтированных в стенах и дне металлического массива, приемные приборы размещены также в море и на акватории порта. В надстройке массива устроены основные помещения станции, где находятся регистрирующая аппаратура и все приборы по обслуживанию станции.

Вся приемная и регистрирующая аппаратура изготовлена на отечественных заводах.

Основными приборами на станции являются:

волнорумбограф, который определяет направление распространения волн и их период;

электроконтактный волнограф, измеряющий и регистрирующий высоту и период волн;

донный волнограф, который производит измерение высоты и периода волн на большом расстоянии от станции;

индуктивный динамограф — прибор для измерения и регистрации волнового давления на наружную стенку камеры станции;

реостатный динамограф, предназначенный для дистанционного измерения давления волн на сооружения;

тензометрический динамограф, служащий для измерения волновых нагрузок на гидротехнические сооружения.

Окончательная запись большинства измерений производится *осциллографом*.

Ввиду невозможности сообщаться со станцией во время шторма все приборы станции включаются с берегового пульта и, кроме того, автоматически при наличии волны высотой 1 *м*. После автоматического включения приборов они работают 10 *мин* и снова включаются через 4 *часа*.

Станция рассчитана на автоматическую работу в течение 5 суток без обслуживания техническим персоналом.

§ 17. МОРСКИЕ ТЕЧЕНИЯ

В океанах и морях наблюдается горизонтальное перемещение частиц воды на значительные расстояния с постоянными или переменными направлениями и скоростью; такое перемещение частиц воды называется т е ч е н и е м. Течение в слое воды на глубине до 1 *м* от поверхности называется поверхностным, ниже — глубинным.

Морские течения бывают постоянные, периодические и случайные. П о с т о я н н ы м и течениями называются такие, в которых направление и скорость изменяются незначительно по времени; п е р и о д и ч е с к и м и — которые повторяются через определенные промежутки времени; с л у ч а й н ы м и называются течения, наблюдающиеся без какой-либо периодичности.

По своему происхождению течения разделяются на дрейфовые, сточные и компенсационные.

Дрейфовыми называются течения, вызванные действием ветра на поверхность воды. Поверхностные частицы воды, двигаясь по направлению ветра, увлекают частицы воды нижележащих слоев; таким образом, масса воды на довольно значительную глубину приходит в движение.

Сточными называются течения, которые являются следствием накопления воды, вызванного действием ветра, поступлением атмосферных осадков или таянием льда.

Течения называются компенсационными, когда они заполняют убыль воды, происшедшую по тем или другим причинам в одной части океана или моря.

Направление течения обозначается румбом, а скорость — обычно метрами в секунду или километрами в час.

Главнейшей причиной, вызывающей морское течение, является ветер. Поверхностный слой воды приводится в движение не только силой трения частиц воздуха о частицы воды, но также непосредственным давлением воздуха на наветренную сторону волн, которые всегда возникают при ветре. Согласно теории Экмана, направление поверхностного течения вследствие вращения Земли отклоняется от направления ветра на 45°, причем это отклонение не зависит ни от скорости ветра, ни от широты места. При передаче движения в глубину от слоя к слою направление течения непрерывно поворачивает: в северном полушарии — вправо, в южном — влево; при этом скорость течения по мере увеличения глубины убывает в геометрической прогрессии. В морях внутренних, с малыми глубинами, вращение Земли оказывает меньшее влияние, чем в океанах.

При продолжительном действии ветра в одном направлении в заливах воронкообразной формы происходит значительный подъем воды и образуется сточное течение, обратное действию ветра. Такого рода сточные течения наблюдаются, например, в восточной части Финского залива, а также в Таганрогском заливе Азовского моря после нагона от западных ветров.

Интенсивное испарение в одной части моря создает компенсационное течение для пополнения убыли воды.

Многочисленными наблюдениями установлена зависимость скорости поверхностного течения от скорости ветра, который вызвал это течение:

$$v = \frac{k}{\sqrt{\sin \varphi}} W, \qquad (34)$$

где v — скорость поверхностного течения в *м/сек*;

k — коэффициент, среднее значение которого равно 0,026;

φ — широта места;

W — скорость ветра в *м/сек*.

Выражение $\frac{k}{\sqrt{\sin \varphi}}$ называется ветровым коэффициентом. Он зависит от глубины моря, степени переслоенности воды, широты

места, но не зависит от скорости ветра. Для Каспийского моря, например, ветровой коэффициент колеблется от 0,016 до 0,030.

Математическая зависимость между скоростью на поверхности и на некоторой глубине выражается формулой

$$v_x = v_0 \frac{h - x}{h}, \qquad (35)$$

где v_x — скорость на некоторой глубине x;
v_0 — скорость на поверхности;
h — глубина моря.

Скорость течения в морях колеблется от нескольких сантиметров до 2—3 *м/сек*. В Черном море скорость течения обычно не превосходит 0,5—0,6 *м/сек*; например, в Батумской бухте средняя скорость равна 0,01 *м/сек*, в Евпаторийской бухте — до 0,6 *м/сек*; у Поти на расстоянии 1,5 *км* от берега средняя скорость составляет около 0,4 *м/сек*. В Босфорском проливе средняя скорость около 1 *м/сек*, а наибольшая скорость 1,75 *м/сек*.

В Азовском море скорости течения также невелики, обычно среднее основное течение не превышает 0,25 *м/сек*. В некоторых случаях после сильного юго-западного ветра скорость доходит до 1 *м/сек*. В Таганрогском заливе скорость течения колеблется от 0,15 до 0,30 *м/сек*; у устья р. Дона весной наблюдается скорость до 2 *м/сек*.

В Балтийском море средняя скорость течения обычно невелика — около 0,1 *м/сек*; в отдельных местах, например, у Аландских островов, наблюдались, однако, скорости до 2 *м/сек*. Основные течения Черного и Азовского морей направлены против часовой стрелки.

В большинстве случаев наибольшие скорости течения наблюдаются в поверхностном слое и наименьшие — у дна.

Большое влияние на направление и скорости течения оказывают очертание берегов и рельеф дна. В бухтах и заливах береговым течением образуются циркуляционные течения, направленные в сторону, обратную общему течению.

§ 18. ТЕЧЕНИЯ В УСТЬЕВЫХ УЧАСТКАХ РЕК

По мере приближения к впадению в море, поверхность которого горизонтальна, величина уклона реки постепенно приближается к нулю. Однако в самой дельте бывает заметно снова некоторое увеличение уклонов ее протоков; это объясняется тем, что вследствие разделения на рукава живые сечения протоков и их гидравлические радиусы уменьшаются.

Так как при повышении уровня воды в низовье реки (например, при половодье) уровень воды на взморье может измениться только очень незначительно, то величина уклона в устьевой части реки увеличивается с повышением уровня воды в реке. Так,

например, при колебании уровня Днепра у Херсона от +90 до +400 *см* средний уклон от Херсона до лимана (на протяжении 26,5 *км*) изменяется от 0,000002 до 0,00009.

При повышении уровня воды в данном месте реки увеличиваются площадь ее живого сечения F и поверхностный уклон, что влечет за собой увеличение средней скорости течения v. Поэтому с повышением уровня должно происходить быстрое увеличение расхода воды $Q=Fv$.

Имея ряд измерений расходов воды в данном сечении реки при различных уровнях, можно найти зависимость секундного расхода воды от уровня. Эта зависимость обычно выражается в виде так называемой кривой расхода, которая дает возможность определить величину расхода воды по показанию водомерной рейки.

Иногда, однако, повышение уровня воды в устьевых участках рек может быть вызвано не увеличением расхода воды, а повышением ее уровня на взморье вследствие ветрового нагона, вызывающего подпор речной воды. В этом случае расход воды в реке не будет соответствовать расходу, определяемому по кривой зависимости расхода от уровня.

Влияние подпора распространяется вверх по реке на тем большую длину, чем больше высота подъема воды в море; поверхность реки при этом принимает очертание кривой подпора.

При больших подпорах, создаваемых нагонными ветрами, а также при приливах в устьевых участках рек скорости не только уменьшаются до нуля, но принимают обратные направления; при нагоне в первую очередь принимают обратное направление поверхностные скорости (вследствие действия ветра), а при приливе — придонные (вследствие захода в реку более плотной морской воды).

§ 19. НЕКОТОРЫЕ ФИЗИКО-ХИМИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА МОРСКОЙ ВОДЫ

Состав морской воды, ее соленость и плотность

В морской воде находится ряд растворенных в ней веществ, благодаря чему она имеет горько-соленый вкус.

Анализы воды, взятой в различных местах Мирового океана, показали, что в ней находится до 30 различных химических элементов. Хотя количество растворенных в морской воде солей меняется в разных местах океанов и морей, состав этих солей вдали от берегов всюду в океанах и в соединенных с ними морях одинаков. Степень солености морской воды принято выражать в промиллях (‰), т. е. количеством соли в граммах, содержащейся в 1 *кг* воды.

Среднее содержание основных солей в морской воде следующее (в %):

хлористый натрий NCl	77,8
хлористый магний MgCl	10,9
сернокислый магний $MgSO_4$	4,7
сернокислый кальций $CaSO_4$	3,6
сернокислый калий K_2SO_4	2 4
углекислый кальций $CaCO_3$	0,3
бромистый магний $MgBr_2$	0,2

Указанные семь солей составляют 99,9 % всего количества солей, растворенных в морской воде; при этом хлориды составляют 88,7%, сульфаты — 10,7% и прочие соли — 0,5%.

От количества растворенных в морской воде солей зависят ее удельный вес и плотность.

Удельным весом морской воды называется отношение веса некоторого объема воды при температуре 17,5°С (обычная комнатная температура) к весу такого же объема дистиллированной воды при той же температуре.

Плотностью морской воды называют удельный вес ее при той же температуре, которую она имела в натуре на месте взятия пробы, отнесенный к дистиллированной воде при температуре ее наибольшей плотности, т. е. +4°С.

Распределение солености в океанах и морях

Соленость в поверхностных слоях океанов (вдали от берегов) колеблется от 32 до 38‰, причем она больше там, где имеются условия, увеличивающие испаряемость; в глубинах же океанов соленость всюду одинакова и равна 35‰.

В морях соленость, благодаря влиянию притока речных вод, обычно меньше, чем в океане. На поверхности некоторых морей, вдали от берега, она имеет следующие значения (в ‰):

в Северном море	33 — 35
„ Балтийском „	7 — 12
„ Белом „	26 — 33
„ Черном „	18
„ Каспийском „ (средней части)	13
в Азовском море (наибольшая соленость)	12
„ Беринговом и Охотском морях	31 — 33
„ Японском море	34

Соленость у выхода в море рек

По мере приближения к берегам соленость морей уменьшается. В заливах морей, в которые впадают реки, соленость обычно незначительна. Так, соленость Финского залива Балтийского моря равна всего 2—5‰, Ботнического залива—3—5‰, Двинского залива Белого моря — 8—19‰.

Еще меньшая соленость наблюдается у выходов в море рек. Так, вблизи впадения р. Невы Финский залив имеет соленость 1—2‰, соленость Каспийского моря при впадении р. Волги уменьшается до 1‰. Соленость воды вблизи впадения больших рек непостоянна; она меняется в зависимости от изменения притока речной воды и от направления и силы ветра.

Газы в морской воде

Кроме солей, морская вода содержит в растворенном состоянии и газы, главным образом кислород и азот, которые поглощаются поверхностью воды из атмосферы.

Способность морской воды поглощать газы уменьшается с увеличением ее солености и температуры.

От концентрации водородных ионов в морской воде зависит наличие свободной и агрессивной углекислоты. Агрессивная угкислота при определенном количестве может растворять карбонат кальция, содержащийся в бетоне.

В морской воде встречается также сероводород, образующийся вследствие разложения отживших организмов при отсутствии кислорода.

Наиболее обильным по наличию сероводорода является Черное море. Глубинное течение из Босфора несет в него воду большой солености, в то время как поверхностные его слои значительно опреснены. Более тяжелая соленая вода заполняет собой всю котловину моря, и вертикальный обмен воды существует только в поверхностных слоях до глубины около 200 *м*. Поэтому на глубине около 200 *м* кислород уже исчезает, и органические остатки, падающие из поверхностных слоев, не окисляясь, образуют сероводород.

§ 20. ТЕМПЕРАТУРА ВОДЫ; ЗАМЕРЗАНИЕ РЕЧНОЙ И МОРСКОЙ ВОДЫ

Температура воды, как и температура воздуха, изменяется в течение года и суток. Вследствие большой теплоемкости воды суточные и даже годовые колебания ее температур значительно меньше, чем колебания температур суши и воздуха. Суточная амплитуда температуры воды в открытом океане составляет около 0,5°; в закрытых морях у берегов она выше, но редко бывает больше 2—4°. Годовая амплитуда в океане колеблется от 2 до 10°; в закрытых морях годовая амплитуда значительно больше — например, в Средиземном море — 14°, в Балтийском — 17°, в Черном — 24°.

Суточные колебания температур передаются обычно на глубину не более 25—30 *м*; годовые колебания передаются на бóльшую глубину, достигая 150—250 *м*, а иногда даже более 300 *м*.

При понижении температуры воздуха понижается температура соприкасающегося с ним верхнего слоя воды: поскольку это создает увеличение плотности частиц, то возникают так называемые конвекционные токи, способствующие охлаждению нижних слоев воды. Охлаждение глубинных слоев водоема продолжается при понижении температуры поверхностного слоя воды до +4°. Дальнейшее понижение температуры вызывает

уменьшение плотности частиц воды и прекращение конвекционных токов. Таким образом, вся масса воды сохраняет температуру +4°; поверхностный же слой продолжает охлаждаться вплоть до замерзания.

Так происходит замерзание пресноводных водоемов со стоячей водой. Процесс замерзания речной воды протекает несколько иначе. Вследствие турбулентности потока происходит перемешивание нижних и верхних слоев, что вызывает охлаждение воды по всей массе. После того как установилась отрицательная температура воздуха, вода охлаждается до температуры 0° и даже несколько ниже, т. е. наблюдается ее переохлаждение. С этого момента начинается образование ледяных кристаллов — сначала на поверхности воды в виде тонкого слоя, называемого салом, затем в местах с малым течением — например, у берегов, где образуются так называемые з а б е р е г и.

Почти одновременно происходит образование кристалликов во всей толще воды; сращиваясь, эти кристаллики образуют ш у г у. Кроме того, наблюдается образование кристалликов на дне — на камнях и других предметах; эти образования называются д о н н ы м л ь д о м.

Шуга и донный лед поднимаются на поверхность воды и там, сращиваясь, образуют отдельные льдины, которые плывут по течению, создавая о с е н н и й л е д о х о д.

Число и размеры льдин непрерывно увеличиваются; сращиваясь, наконец, между собой и со льдом у берегов, эти льдины превращаются в сплошной неподвижный ледяной покров. С этого момента начинается период л е д о с т а в а, в течение которого при наличии отрицательных температур воздуха происходит увеличение толщины ледяного покрова.

Толщина льда, если нет натурных наблюдений, может быть определена по формуле, предложенной Ф. И. Быдиным:

$$E = \varphi \sqrt{\Sigma t},$$

где E — толщина льда в *см*;

φ — коэффициент, зависящий от местных условий;

Σt — сумма отрицательных температур (среднесуточных).

Вскрытие рек весной сопровождается ледоходом, который может быть опасен для гидротехнических сооружений. Размеры и скорость движения льдин должны быть изучены; кроме того, необходимо знать, при каком уровне обычно проходит весенний ледоход.

З а м е р з а н и е м о р с к о й в о д ы происходит медленнее, чем речной; причины этому следующие:

а) температура, при которой замерзает морская вода, ниже 0° и тем ниже, чем больше соленость воды;

б) наибольшая плотность соленой воды бывает при температуре ниже 4° и зависит от степени солености;

в) при образовании льда не все соли переходят в лед—часть их остается в воде, увеличивая плотность верхнего слоя воды и тем самым вызывая усиленную конвекцию;

г) волнение, которое наблюдается особенно часто зимой, также замедляет образование сплошного льда.

В табл. 8 приведена зависимость температур замерзания и наибольшей плотности от солености морской воды.

Таблица 8

Соленость ‰	Температура замерзания, *град*	Температура наибольшей плотности, *град*
0	0	3,98
5	— 0,3	2,9
10	— 0,5	1,9
15	— 0,8	0,8
20	— 1,1	— 0.3
24,7	— 1,33	— 1,33
25	— 1,35	— 1,4
30	— 1,6	— 2 5
35	— 1,9	— 3 5
40	— 2,2	— 4,5

Из данных таблицы видно, что по мере увеличения солености температура наибольшей плотности приближается к температуре замерзания; при солености 24,7‰ температуры наибольшей плотности и замерзания совпадают. Следовательно, при солености менее 24,7‰ замерзание происходит подобно пресной воде. При солености 24,7‰ и более конвекционные токи продолжаются до самого момента замерзания; в этом случае вся толща воды до самого дна охлаждается до температуры замерзания. Замерзанию морей способствует опреснение верхнего слоя водой рек, впадающих в море, а также снегом, выпавшим над морем.

Замерзание морской воды, как и пресной, начинается с появления ледяных кристаллов, которые, всплывая на поверхность воды, образуют так называемое ледяное сало. Если волнения нет, то ледяные иглы, смерзаясь, создают ледяную корку, называемую ниласом, которая легко разламывается ветром.

При небольшом волнении из ледяного сала образуется блинчатый лед, представляющий собой отдельные льдины круглой формы толщиной до 6 *см* и диаметром до 2 *м*. Смерзаясь, эти льдины создают сначала сплошной покров в виде гладкого льда; первым же волнением этот лед разламывается и, смерзаясь, превращается в неровный лед.

Дальнейшее разламывание, нагромождение и смерзание отдельных глыб создает торосистый лед; высота торосов достигает нескольких метров.

После образования сплошного ледяного покрова дальнейшее нарастание льда происходит снизу путем отдачи тепла в атмосферу через толщу льда. Вследствие малой теплопроводности льда, а также увеличившейся при его образовании солености воды процесс нарастания льда протекает весьма медленно; даже в полярных областях он достигает за зиму толщины в 2—2,5 *м*.

Морской лед по структуре отличается от речного своей вязкостью и пластичностью. В массу льда включены кристаллы соли и пузырьки воздуха; удельный вес морского льда составляет около 0,9.

В полярных областях лед, образовавшийся зимой, не успевает полностью растаять в летние месяцы, и поэтому наблюдаются огромные поля многолетнего льда, так называемый п а к. Торосистость этого льда делает его весьма труднопреодолимым при движении судов.

Толщина льда в Азовском море бывает от 20 до 75 *см* и в суровые зимы достигает у Таганрога 100 и даже 110 *см*.

Черное море замерзает у берегов только в северо-западной части.

Белое море замерзает ежегодно полностью; продолжительность ледостава составляет обычно 7—8 месяцев.

Балтийское море покрывается сплошным льдом только в северной части Ботнического залива и в восточной части Финского.

§ 21. МОРСКИЕ ДРЕВОТОЧЦЫ

Во многих морях деревянные сооружения, возведенные у берега, в течение нескольких месяцев приходят в полную негодность вследствие поражения их древоточцами (см., например, рис. 27). В таких местах допускается возведение деревянных сооружений только как временных, вспомогательных или же из соответствующим образом обработанной древесины.

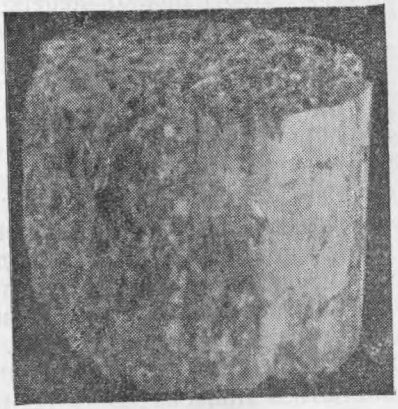


Рис. 27. Свая, поврежденная древоточцами

Существуют две группы морских древоточцев, резко отличающихся друг от друга как по виду, так и по характеру произведенных ими повреждений в дереве.

К первой группе относятся м о л л ю с к и червевидной удлиненной формы главным образом двух видов: тередо и банкия.

Тередо, распространенные в Черном море, имеют длину до 25 *см* при диаметре 3—5 *мм*. Банкия, встречающиеся в Япол-

ском море, имеют большие размеры: длина 60 *см* и более и толщина до 20 *мм*. В тропических морях терединиды[1] достигают 150 *см* при диаметре до 50 *мм*. Личинки терединид размером 0,1—0,2 *мм* переносятся течением и судами. Личинки, не осевшие на дерево в течение двух-трех недель, гибнут; осевшие на дерево быстро развиваются и через две недели превращаются в терединид.

Наиболее благоприятной для развития и размножения тередо является температура от +25 до +15°С. При температуре от +15 до +5° их жизнедеятельность снижается; при температуре от +5 до +1° моллюски находятся в бездеятельном состоянии; при температуре ниже +1° они гибнут. Банкия выносят более низкие температуры воды и могут размножаться при температуре от + 7 до + 12°С.

Существенную роль в развитии терединид играет соленость окружающей воды. Наиболее интенсивного развития терединиды достигают при солености больше 10‰. Для тередо Черного моря оптимальной соленостью является 18‰. При понижении солености до 6‰ прекращается работа древоточцев по разрушению дерева, а при понижении до 3‰ они гибнут в течение 10—12 дней.

Основным питанием для терединид является древесина. Это позволяет в качестве меры борьбы с древоточцем применять токсические вещества, пропитывая ими дерево.

Ко второй группе древоточцев относятся ракообразные; из них известны три рода — лимнория, хелюра и сферома; в морях СССР встречаются только первые два рода. Наиболее распространены во всех морях лимнории. В отличие от моллюсков, которые протачивают дерево внутри (при внешней его сохранности), ракообразные разрушают дерево на поверхности, не проникая внутрь его.

Лимнории — это равноногие раки длиной до 4 *мм*, которые проделывают в дереве ходы диаметром примерно 1 *мм* на расстоянии не более 5 *мм* от поверхности дерева. После того как подточенный наружный слой отваливается, лимнории проникают глубже в дерево.

На 1 *см*^{2} поверхности дерева может быть до 50—150 лимнорий разных возрастов. Молодь не выходит из ходов родителей, а лишь делает ответвления этих ходов.

Для нормального существования лимнорий соленость воды должна быть не менее 16‰. При солености 12—14‰ деятельность их сильно падает, при солености 10—11‰ они перестают плавать и при солености 5—6‰ гибнут.

Температурные условия, благоприятствующие развитию лимнорий и других ракообразных, шире, чем для моллюсков; лимнории встречаются даже в приполярных водах.

[1] Термин «терединиды» принято применять для всех видов древоточцев, подобных тередо и банкия.

Если тередо и лимнории поселяются на одном и том же дереве, то между ними возникает жестокая борьба и победителями являются лимнории, так как, разрушая поверхностный слой дерева, они открывают ходы тередо, что ведет к гибели последних.

Наблюдениями установлено, что каменная наброска недостаточно предохраняет дерево от поражения древоточцем, и только плотный грунт полностью защищает его от оседания древоточцев.

В Азовском море вследствие малой солености воды, особенно у берегов, древоточцев нет. В Белом море они также отсутствуют из-за низкой температуры воды.

В Балтийском море тередо проникают только до Копенгагена; у берегов СССР они встречаются лишь в виде отдельных особей.

В Черном море и в Керченском проливе имеются тередо и ракообразные. Тередо в очень большом количестве обнаруживаются по всему побережью Черного моря, кроме северо-западной части, опресненной водами Днепра. Однако в отдельные годы в этом районе моря наблюдались поражения дерева почти такие же, какие бывают на Кавказском побережье. Срок службы деревянных свай в Батуми, Поти, Сухуми, Туапсе, Новороссийске, Ялте меньше года, в Феодосии и Алуште — 1—2 года, в Евпатории — 3—5 лет, в Тамани — 5—8 лет, в Одессе, Хэрлах и Скадовске — до 20 лет.

В районе Владивостока и на юг от него обнаруживаются в значительном количестве тередо и ракообразные.

В Баренцевом море встречаются только ракообразные.

В Каспийском море повреждение деревянных частей древоточцем не наблюдается.

Глава VI

ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ

§ 22. ГЕОЛОГИЯ БЕРЕГОВ И ДНА МОРЯ; ЗАЛЕГАНИЕ ГОРНЫХ ПОРОД

Выбор места расположения порта, проектирование портовых сооружений и подходных каналов требуют предварительного проведения широких инженерно-геологических исследований. При исследованиях необходимо выявить геологическое строение района намечаемого расположения порта с учетом влияния различных физико-геологических явлений на развитие здесь геологических образований, установить физические и геотехнические свойства горных пород (см. ниже) и подробно изучить геоморфологические особенности побережья.

Совокупность условий, влияющих на обстановку, при которой происходит образование породы, имеющей один и тот же литологический состав, т. е. одни и те же физические свойства и ме-

ханический состав, одинаковую фауну и флору, называют фацией. Вся земная поверхность подразделяется на фации — *морские, лагунные и континентальные*. Наиболее широко распространены морские фации; за ними следуют континентальные и лагунные.

Принадлежность горной породы к одной фации определяется условиями, при которых произошли образование породы и последующие ее изменения, что дает возможность считать геотехнические свойства такой породы одинаковыми.

Минеральные массы, более или менее одинаковые, в разных своих частях называются горными породами. По своему происхождению горные породы делятся на три главные группы: 1) *изверженные* — массы, поднимающиеся в вулканических областях на поверхность в огненно-жидком состоянии и здесь застывающие; 2) *осадочные* — те минеральные массы, которые скопляются преимущественно на дне водных бассейнов; 3) *метиморфические* — горные породы предыдущих групп, коренным образом измененные последующими процессами.

Изверженные породы характеризуются отсутствием слоистости и остатков организмов. Все они относятся к силикатовым, т. е. содержат кремнезем, но разделяются по своему минералогическому составу и структуре. По формам залегания они делятся на: а) *интрузивные* (глубинные), например, граниты и б) *эффузивные* (излившиеся), например, базальты.

Осадочные породы образуются в результате отложения на поверхности суши и на дне морей, озер и рек продуктов разрушения ранее существовавших пород. Большинство осадочных пород образовалось путем осаждения в море. Отличительным их признаком является слоистость, т. е. залегание в форме слоев или пластов, образующих мощные *свиты*. Вторым отличительным признаком этих пород служит наличие у большинства из них остатков организмов, или так называемых окаменелостей. Строение осадочных пород, отличающееся от строения изверженных пород, бывает илистое, песчаниковое, конгломератовое, брекчевидное.

Осадочные породы принято называть по их литологическому составу — песчаник, известняк и т. п., а также, принимая их геохронологическое исчисление, — сарматский известняк, понтический песчаник, девонская глина и пр.

Большое значение в оценке инженерно-геологических условий имеет трещиноватость пород. Ее изучение позволяет получать представление о направлении, частоте и размерах трещин, что связано с устойчивостью и водонепроницаемостью пород. Недостаточное изучение трещиноватости пород может привести к разрушению возводимых на них сооружений. Особенно важно изучение ее в сейсмических областях.

Метаморфические породы образуются благодаря процессам метаморфизма, действующим на осадочные или изверженные

породы, при которых признаки этих горных пород замаскировываются или утрачиваются.

Метаморфизм происходит под влиянием воздействия на горные породы магматических процессов, связанных с высокими температурами и давлением в глубинных слоях внутри земной коры, и при процессах складчатости под влиянием тектонических напряжений на больших глубинах.

Представителями метаморфических горных пород являются сланцы кристаллические (кварцитовые сланцы, гнейсы и др.) и осадочные (глинистые, кремнистые и др.).

§ 23. ГЕОЛОГИЧЕСКОЕ СТРОЕНИЕ ДНА МОРЯ И УСТЬЕВЫХ УЧАСТКОВ РЕК

Процесс образования осадков на дне современных океанов и морей совершается непрерывно; накопление осадков происходило и в водоемах прошлых периодов. По происхождению морские осадки разделяются на: 1) механические или обломочные, образованные за счет разрушения суши; 2) химические — вещества, осажденные из воды; 3) органические, образованные из органических остатков. Морские осадки этих видов встречаются иногда в чистом виде без примесей; однако бóльшая часть морских отложений состоит из смешения этих образований, в виде отложений, разнообразных по своему составу.

Морские осадки подразделяются также в зависимости от их отложения по основным морфологическим областям.

Осадки материковой отмели — неритовые — располагаются на глубинах 0—200 *м* и образуют вокруг материков и островов непрерывный пояс из разрушенных и снесенных частей береговых пород и вообще суши. Они наиболее распространены и весьма разнообразны.

В прибрежной, мелководной зоне, где воздействие волны на берег наиболее активно, откладываются грубозернистые обломочные осадки: непосредственно у берега — валуны, галька, гравий, мористей — песок, вначале крупнозернистый, затем разнозернистый и мелкозернистый и, наконец, — ил. В углублениях материковой отмели накапливаются преимущественно пески тонкозернистые (в разной степени заиленные), на поднятиях — пески разнозернистые.

Галечники образуются в результате разрушения скал и отдельных глыб и валунов; пески являются следующей стадией разрушения крупнообломочного материала; илы завершают стадию разрушения обломочного материала.

Крупнообломочные породы — глыбы, валуны, галька — наиболее распространены в зоне прибоя, но встречаются также на глубинах до 60 *м*, реже — на бóльших глубинах.

Пески чаще всего распространены в прибрежной зоне, залегая здесь полосой различной ширины на глубину до 15—20 *м*; в некоторых случаях зона песка распространяется до глубины 200 *м*. Пески являются продуктами разрушения суши морями и реками.

Илы образуются в мелководных водоемах-заливах, лагунах, лиманах, т. е. на изолированных от моря участках, либо на открытых участках моря на глубинах свыше 20—40 *м*. Здесь уже лежит зона развития ила, которая занимает бо́льшую часть поверхности материковой отмели.

Осадки, образующиеся в самой верхней части побережья в приливо-отливной полосе, называют литоральными отложениями.

В особых условиях материковой отмели, где поступление обломочного материала незначительно, могут образоваться органические отложения, сложенные преимущественно из материала, выделяемого организмами. Они разделяются на известняковые породы (известняки, доломиты, мергеля) и кремнистые.

Выносимые реками наносы отлагаются в море. Эти отложения отличаются слоистостью и могут достигать громадного развития как по площади, так и в вертикальном направлении.

Отложения, образующие дельты, делятся на три части:

1) *верхние*, или *поверхностные*;
2) *средние*, или *отложения склона*;
3) *нижние*, или *донные отложения*.

Из верхних, или поверхностных, отложений выделяются отложения надводной и подводной равнин.

Отложения надводной равнины — континентального происхождения. Они состоят из песков, песчаных глин, илов и растительных остатков; гравий и галька, как и отложения известняка, встречаются редко. Свиты этих отложений часто косослоисты.

Отложения подводной равнины образуются рукавами, волнами и морскими течениями; они состоят из песка, ила, песчаного ила, нередко из скоплений растительных остатков.

Отложения склона образуются волнами, течениями и водами рукавов. Они состоят из песков, илов, песчаных илов, реже — известняков.

Донные отложения образуются в морских условиях, но из материала, приносимого реками; эти отложения тонкозернисты, отличаются правильной сортировкой и слоистостью, среди них преобладают чистые, реже — песчаные илы.

Отложения дельт могут обладать значительной мощностью, превышающей 300 *м*. Если река существует в течение длительного времени, то при достаточной глубине и ширине моря и в особенности при опускании дна моря дельтовые отложения могут обладать особенно значительной мощностью.

§ 24 ДИНАМИЧЕСКИЕ ЯВЛЕНИЯ НА МОРСКИХ ПОБЕРЕЖЬЯХ

Работа моря

Работа моря на крутых берегах заключается в следующем: 1) разрешение берега моря, 2) обтачивание или шлифование разрушенного материала, 3) перенесение и 4) отложение продуктов разрушения. Первые три процесса носят название соскабливания или абразии.

Работа прибоя волн обусловливает характер морского побережья. В соответствии с этим при изысканиях нужно определять интенсивность и характер прибоя, изменение мощности волны с глубиной, силу удара волны.

Характер прибоя волн различен и зависит от глубины моря (приглубый берег, отмелый берег). Наиболее интенсивную работу волны производят в прибрежной полосе, причем главная сила удара волн сосредоточивается у высоких берегов и здесь наиболее ощутимы результаты их работы.

Разбиваясь о крутой берег, волны постепенно разрушают его, и береговой уступ отступает внутрь материка. Прибой волн обтачивает скалы, придавая им гладкую поверхность; в некоторых случаях в скале образуется выемка, и иногда скалы нависают над морем. Образование таких навесов наблюдается, например, в Крыму от мыса Лукулла до Херсонеса и между Феодосией и Керчью.

В Каспийском море такому же действию подвергаются западные берега — от Дербента до Низовой пристани и восточные берега — между мысами Урдюк и Сагындык, а также к югу от залива Кендырли. В Финском заливе следы таких разрушений наблюдаются на некоторых участках берегов, сложенных известняками.

Чем дальше отодвигается береговой уступ, тем больше поступательная сила волны тратится на преодоление трения; когда это трение возрастает настолько, что даже самые высокие волны не достигают крутого берега, размывающая работа моря прекращается.

В случае обвала крутого берега большие каменные глыбы замедляют процессы размыва, так как набегающие волны разбиваются о них, не доходя до коренного берега. Наблюдение за этим явлением подало мысль об устройстве искусственной защиты берега путем его обрушения. Тот же принцип применяется для защиты вертикальных стенок оградительных сооружений путем установки массивов впереди стенки.

Наиболее интенсивно подвергаются разрушению берега при медленном опускании суши. В этом случае размывающей работе моря практически нет предела, так как профиля равновесия при этом не образуется.

Насколько быстро происходит размывание морем берегов, можно судить по следующему примеру. На берегу Азовского моря около ст. Приморско-Ахтарской море смывает значительные пространства, занятые поселком; так, за 40 лет им смыта часть поселка на 500 *м* в глубь материка. Берега Азовского моря, в особенности южный, вообще подвергаются интенсивному размыву.

При возведении портовых сооружений в море работа последнего заключается в воздействии волны на сооружения; это воздействие зависит от глубины моря у портовых сооружений, их конструкции и от грунтов дна. Однако, если в ряде случаев можно допустить разрушение берега под воздействием волн, то портовые сооружения должны выдерживать удары волн не разрушаясь и без образования размыва у их дна.

Чем положе берег, тем он более устойчив, причем под действием прибрежной волны на пологом берегу может иметь место намыв. Намывание происходит только в тех случаях, когда не весь материал, приносимый набегающей волной, сносится обратным движением воды в море; для этого необходимо, чтобы скорость волны, набегающей на берег, превосходила скорость отливного течения. Такое соотношение скоростей наблюдается только на пологом берегу; так, на пологом песчаном берегу последний всплеск приливной волны в самой верхней части склона моментально всасывается песком, и отливное течение начинается несколько ниже этой верхней части склона берега. Ширина полосы, на которой вода всасывается, бывает весьма различной и находится в зависимости от силы волнения и уклона берега. На этой полосе, не имеющей отливного течения, и происходит намыв песка; более крупные частицы — гравий и галька — могут осаждаться и ниже той линии, откуда начинается обратное движение волны.

В результате намывания, производимого прибоем волн, образуется слой из песка, гравия, гальки — так называемый б е р е г о в о й в а л, имеющий вид слегка вогнутой гряды (рис. 28). На берегах Балтийского моря высота берегового вала не превосходит 2,5 *м*, на Черном море — 2—2,5 *м*, на Азовском море — 1,5 *м*.

Деятельность волн, образующих намыв берегов, ограничивается обычно довольно узкой прибрежной полосой. Однако во время сильных бурь на мелководном подводном береговом склоне полоса, где отлагаются наносы, имеет иногда в ширину несколько километров; здесь образуются песчаные отмели — подводные валы, располагающиеся в некотором расстоянии от берега, параллельно ему, иногда несколькими рядами. Они отделены от берега и разделены между собой более или менее глубокими ложбинами.

В Белом море такие подводные валы встречаются по окраинам Двинского залива; они тянутся вдоль берега на рас-

стояние 20—30 *м* и имеют местное название з а с т р у г. Подобные же подводные валы существуют и в Азовском море на пологих песчаных берегах; здесь они носят название з а б у р у н ь е. Часто встречаются подводные валы и в Каспийском море. При бурях подводные валы в некоторых случаях могут превращаться в надводные валы и постепенно соединяться с берегом.



Рис. 28. Береговой вал из песка, гравия и гальки (Черное море, Сочи)

Устойчивость плоских берегов зависит от многих факторов: от очертания берега в плане, его профиля, геологического строения, наличия выдвинутых в море искусственных сооружений, интенсивности волнения и ветра и их направлений, количества переносимых волной наносов, наносного режима, степени разрушения берегов и разработки для промышленных целей карьеров гравия и песка. Поэтому для выяснения причин, вызывающих разрушение берега, следует произвести подробные технические изыскания.

Состав валунов, щебня, гравия, песка, степень их окатанности и величина частиц зависят от пород, слагающих прибрежную полосу, и пород, прорезываемых реками, выносящими наносы в море, от интенсивности морского прибоя, а также от скорости и мощности речного потока. Так, например, песчаная береговая полоса в Анапе — пляж — образовалась от выноса глинистых песков в море Кубанью. Море, перенося пески от устья Кубани (впадавшей раньше в Чёрное море), отмыло гли-

нистые частицы, вследствие чего песок на анапском пляже получился чисто кварцевым.

Береговая полоса в Батуми образована хорошо окатанным гравием. Гравий вынесен в море рекой Чорох; волнение переносило продукты выноса реки к Батуми, где образовался пляж. Так как в данном случае гравий прошел длинный путь, он получился хорошо округленным.

В Новороссийске в порту имеется береговая полоса, образованная полугравием, полущебнем, вынесенным соседними ручьями. Волнением, входящим через ворота порта, эти наносы выбрасываются на берег. Малой длиной пути щебня по ручьям и отсутствием его движения вдоль берега акватории порта объясняется слабая окатанность материала.

Береговые дюны

На пологих морских берегах встречаются благоприятные условия для образования дюн. Намытый прибоем на берег песок высыхает и под влиянием ветра, длительно действующего в сторону берега, передвигается; задерживаясь на каком-либо препятствии, песчаные массы образуют всхолмления, превращающиеся с течением времени в дюны.

Дюны перемещаются по направлению господствующего ветра, сохраняя при этом свою форму. Их высота на морских побережьях не превышает обычно 20—30 *м*, но иногда достигает 100 *м*. По мере продвижения дюн в глубь берега на их месте возникают новые дюны; таким образом, сыпучими песками захватываются обширные участки суши. Скорость движения дюн колеблется в довольно широких пределах, но обычно не превышает 20—25 *м* в год. Продвижение дюн в глубь прибрежной территории обычно останавливается растительностью.

Морские дюны известны по берегам Балтийского, Белого, Каспийского, Черного и других морей СССР; примерами могут служить берег Финского залива у Сестрорецка, Кавказское побережье в пределах Колхидской низменности.

Работа текучих вод, впадающих в моря

Размывающая деятельность текучих вод называется эрозией. Эрозия проявляется в: а) разрушении горных пород; б) переносе продуктов разрушения; в) обтачивании и шлифовании твердыми частицами дна и откосов русла и в) отложении продуктов разрушения — в меньшей мере в русле реки, где уменьшается скорость течения, главным же образом — на выходе в море, где течение вообще прекращается.

Работа потока (реки) зависит от степени сопротивления разрушению пород, строения местности и, главным образом, от ско-

рости и количества воды. Поэтому размывающая деятельность многих рек проявляется преимущественно в течение короткого периода половодья.

Карст

Явления, связанные с образованием пустот в растворимых водой горных породах (преимущественно известняках), называют карстом. В соответствии с этим процесс образования пустот называют карстообразованием, а сами пустоты — карстовыми.

Карстовые массивы обычно характеризуются слабым развитием поверхностных водотоков; в них нередки подземные реки (карстовые реки).

Карстовые явления распространены довольно часто по берегам морей, сложенных известняками, в частности, на Черном море, у берегов Крыма и Кавказа.

Обвалы и осыпи

Обвалом называют такое явление, при котором масса породы мгновенно опрокидывается вниз в результате нарушения связности горных пород; последнее происходит из-за выветривания, действия поверхностных и подземных вод и силы тяжести.

Продукты разрушения горных пород, в результате их выветривания скатывающиеся вниз по склону и скопляющиеся у его подножья, называют осыпями. Осыпи состоят из угловатых обломков разного размера. Крутизна осыпей зависит от литологического состава материнской породы и колеблется в пределах 30—40°.

Обвалы и осыпи довольно часты; они развиты по береговым склонам морей и иногда могут создавать угрозу портовым сооружениям.

При изучении обвалов и осыпей следует обращать внимание на следующие факторы: выветривание пород, крутизну склонов, условия водоносности, наличие естественного и искусственного дренажа и характер растительности.

Оползни

Оползнями называют смещение масс горных пород вниз по склону, без опрокидывания, происходящее под влиянием силы тяжести.

Главнейшими причинами, вызывающими образование оползней по берегам морей, являются: а) наличие подземных вод; б) наклон слоев к морю и в) подмыв подошвы откоса морем. Помимо подземных вод некоторое значение имеют и атмосферные осадки, если по условиям рельефа они могут скопляться на

поверхности склона. Особенно велика их роль на склонах, уже нарушенных оползнями и изобилующих разрывами, трещинами и т. п.

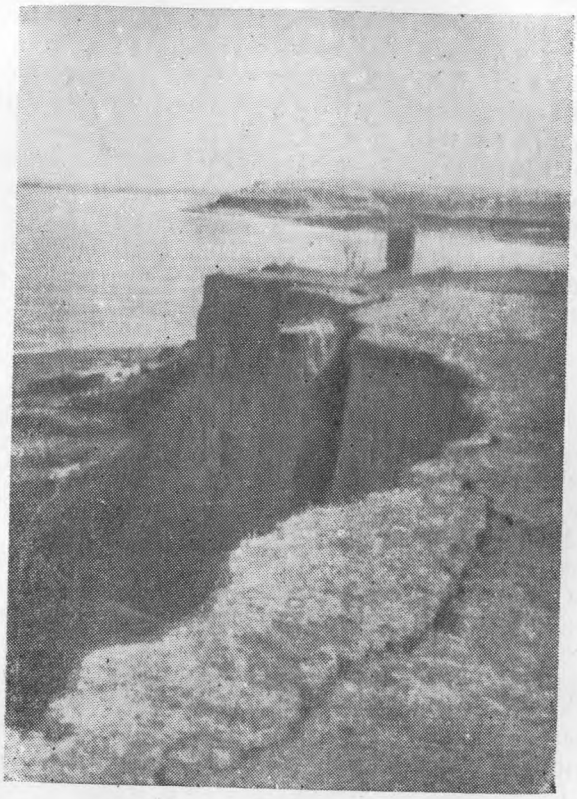


Рис. 29. Трещина отрыва в голове оползня

Оползни возникают на участках склона или откоса вследствие нарушения равновесия. При этом вес подверженного оползню массива грунта разлагается на слагающую, направленную нормально плоскости скольжения, и слагающую, направленную параллельно ей. Последняя слагающая и приводит массив в движение при условии преодоления силы трения основания массива по плоскости скольжения и силы сцепления частиц породы. Так называемая плоскость скольжения является в действительности плавной кривой с увеличивающимся уклоном, оканчивающейся крутым или отвесным отрывом.

Условие нарушения равновесия может происходить вследствие ряда причин, к которым относятся: а) изменение веса массы пород, лежащей выше границы между водоупорными и

водоносными слоями; б) размыв основания склона водой; в) увеличение расхода воды в водоносном слое за счет дождевых или талых вод; г) появление трещин (рис. 29) и пр.

По берегам морей оползни наблюдаются довольно часто. Многочисленны и разрушительны оползни по берегам Черного моря, в частности, на южном берегу Крыма по склонам гор (Алупка, Магарач, Симеиз и др.); значительны оползни и в Одесском заливе.

По Кавказскому берегу оползневые явления наблюдаются в коренных породах (Гагра) и в рыхлых конгломератах (между Сочи и Дагомысом).

Значительно видоизменены под влиянием оползневых процессов берега Азовского моря.

Для установления условий образования и развития оползней проводятся исследования. В СССР систематическое изучение осуществляют оползневые станции, в том числе на Черном море — в Одессе, Ялте и Сочи.

§ 25. ВЕЧНАЯ МЕРЗЛОТА

Вечной мерзлотой называется такое состояние горных пород, при котором они долгое время сохраняют температуру ниже 0° независимо от содержания в них воды или льда.

Вечная мерзлота имеет широкое распространение, причем в СССР область ее распространения занимает почти половину территории страны.

Вечная мерзлота отмечается обычно на некоторой глубине от поверхности. Выше ее находится так называемый деятельный слой, т. е. слой грунта, ежегодно оттаивающий летом и замерзающий зимой. Довольно часто в мерзлых породах встречается лед.

Различного рода сооружения распространяют тепло в мерзлые породы; это расплавляет лед и вызывает неравномерную осадку, а иногда и разрушение сооружений.

Подземные воды в районах вечной мерзлоты разделяются на: а) *надмерзлотные,* залегающие в деятельном слое; б) *межмерзлотные,* находящиеся в слое вечной мерзлоты, и в) *подмерзлотные,* лежащие ниже подошвы вечной мерзлоты.

Надмерзлотные воды — одна из причин деформации на сухопутных (железных, автомобильных) дорогах. Межмерзлотные воды служат причиной образования наледей, вздутий, затопления подвалов и пр. Подземные воды в районах вечной мерзлоты создают угрозу нормальной работе различного рода сооружений, затруднения при строительстве и осложняют эксплуатацию. Поэтому инженерно-геологические исследования должны установить фазы развития мерзлоты в данном месте, наличие или отсутствие в мерзлых породах льда и содержание в них воды.

Вопросами мерзлых грунтов занимается у нас Институт мерзлотоведения АН СССР.

Глава VII

ГЕОМОРФОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ

§ 26. МОРСКИЕ БЕРЕГА И ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ

Рельеф берега, история и этапы развития его форм, литология пород, слагающих берег, и тектоника стоят в постоянной причинной связи с режимом вод.

Главную роль в выработке рельефа побережья играет движение водных масс, под влиянием которых происходят разрушение берега и передвижение обломочного материала. Течения уносят обломочный материал; приливы и нагоны расширяют фронт действия волны и преобразование берега.



Рис. 30. Морфологические элементы морского побережья

Границу между сушей и морем называют береговой линией. Она может перемещаться в зависимости от действия приливов и отливов, сгонно-нагонных явлений и пр. Взаимные воздействия между морем и сушей охватывают широкую зону, называемую побережьем.

На морском побережье можно выделить следующие морфологические элементы (рис. 30):

1) *прибрежная зона* (побережье) — часть суши, непосредственно примыкающая к береговому обрыву;

2) *береговой обрыв* или *обруб* — переход от прибрежной зоны к берегу; эта зона носит также название *клиф*. Высота и крутизна клифа колеблются в широких пределах; сложен он или коренными породами, или наносными образованиями;

3) *ниша* или *желоб* — углубления в береговом обрыве; нишей называют углубление в обрыве небольшого протяжения, желобом — горизонтальное углубление в обрыве, идущее параллельно берегу. Образуются они в результате действия сильного прибоя. Нависающая над нишей или желобом часть обрыва с течением времени обрушается, что ведет к постепенному отступанию обрыва в глубь материка. Следует различать береговые обрывы, которых достигают волны, и обрывы, до которых даже при штормах волны не докатываются;

4) *берег* — часть побережья от подошвы берегового обрыва, идущая наклонно к морю, на которой формы рельефа создаются

морем. Берег обычно усеян окатанными обломками пород, смытых с берегового обрыва. Ближайшая к морю часть берега, где происходит накат волн, называется *пляжем;* иногда эту часть побережья называют *волноприбойной террасой;*

5) *подводный береговой склон,* или *абразионная терраса,* — часть побережья от среднего уреза моря до такой его глубины, на которой еще ощущается воздействие волн на дно;

6) *береговой уступ* — уступ от берегового склона к глубокому морю;

7) *подводная осыпь* — зона, образованная обломочным материалом, который откладывается на больших глубинах, где уже не сказывается волновое движение; ее поверхность является продолжением подводного берегового склона.

Взаимодействие моря и суши на побережье приводит к весьма сложным береговым формам. В. П. Зенкович систематизировал процессы и установил направления и развития берегов; а) развитие ровных приглубых берегов (абразия); б) развитие отмелых берегов (аккумуляция); в) выравнивание бухтовых берегов; г) распределение аллювиального материала вдоль берега.

Первоначальный процесс переформирования берега идет с нарастающей интенсивностью, и берег претерпевает ряд качественных изменений; начало развития берега условно называется стадией его «молодости».

Если нет изменения в положении уровня воды, интенсивность процесса формирования берега с течением времени начинает уменьшаться. Берег начинает претерпевать в основном количественные изменения, которые, однако, могут привести и к качественным, но не таким резким, как в первую фазу. Эта стадия носит название «зрелости».

В дальнейшем процесс формирования берега может прийти к стабилизации его формы, что происходит при постоянном уровне моря; наступает стадия «старости».

Определяя тип берега, можно проследить его развитие, что важно при проектировании портов и подходных к ним каналов. При геоморфологическом исследовании морского побережья устанавливают:

а) типы берегов (абразионные, аккумулятивные);

б) формы берегов (крутые и высокие, плоские и низкие);

в) элементы берегов (береговой обрыв, ниша, желоб, берег, подводный береговой склон и пр.);

г) формы береговой линии (заливы, бухты, лиманы, лагуны, мысы, косы, пересыпи и пр.);

д) типы речных устьев (дельты, эстуарии);

е) древние террасы.

Древние террасы довольно часто встречаются по берегам морей; они выражены отчетливо, в частности, по берегам Черного моря (Крым, Кавказ). Эти террасы иногда удобны как площадки для строительства.

§ 27. ТИПЫ И ФОРМЫ БЕРЕГОВ; ФОРМЫ БЕРЕГОВОЙ ЛИНИИ

Абразионные берега

По форме своего вертикального развития берега разделяются, как уже указывалось выше, на низкие (пологие), незначительно приподнятые над уровнем моря, и крутые (высокие). Повышенные части берегового рельефа приводят к образованию выступающих в море мысов, пониженные — к образованию бухт и заливов.

Берег моря находится под постоянным воздействием волнения. Разрушительная работа волн зависит от положения уровня моря, силы прибоя, направления волн по отношению к берегу, материкового рельефа, физических и технических свойств горных пород, слагающих берег, и условий их залегания.

Сокрушительная сила удара волн сосредоточивается у высоких береговых обрывов. Чем берег положе, тем прибойные волны меньше и разрушительная сила их слабее. На плоских и низменных берегах происходят большей частью процессы не размыва, а отложения.

Расчленение берега происходит, когда породы различной плотности залегают на сравнительно коротких по протяженности участках. В этом случае участки берега, сложенные из твердых пород, выступают в море; в более размываемых породах образуются углубления; все это и создает довольно мелкую расчлененность берега. Иногда разрушение выдвинувшейся части берега происходит с двух сторон, и здесь волны могут пробить «ворота».

Выступающие части берега постепенно разрушаются; в то же время в углублениях происходят аккумуляция и увеличение площади суши; в результате этих процессов береговой контур выравнивается. Скорость выравнивания берега зависит от твердости горных пород, слагающих побережье, поскольку каждой горной породе присущи те или иные физические и химические свойства, затрудняющие или облегчающие их разрушение.

При однородном строении берега его размыв и отступание от моря происходят довольно равномерно; при этом он сохраняет свою прямолинейность и нерасчлененность.

В плотных и массивных горных породах (вулканические, метаморфические и скальные осадочные породы) исключительное развитие получают береговые обрывы.

В выработке абразионных форм берега большое значение имеют условия залегания пластов горных пород.

Горизонтальные или слабо наклоненные пласты дают отвесные берега; здесь углубление или желоб выражаются особенно отчетливо.

Пласты, наклоненные к морю, даже если они представлены

твердыми породами, не дают отвесных обрывов; в этом случае обычно происходит глыбовое обрушение пород (рис. 31). Наоборот, напластования, направленные в сторону суши, благоприятствуют образованию отвесных береговых обрывов.

Расчленение горных пород тектоническими трещинами и направление плоскостей напластования способствуют возникновению обвалов и оползней по берегам морей, особенно часто встречающихся на абразионных берегах.



Рис. 31. Коренной берег, сложенный пластами, наклоненными в сторону моря (Кавказское побережье Черного моря)

При быстром отступании берегового обрыва небольшие ручьи и временные водотоки не успевают вырабатывать новые профили; в этих случаях образуются так называемые висячие долины, типичные для Кавказского побережья Черного моря между Новороссийском и Адлером.

Береговой обрыв, сложенный из глинистых и суглинистых пород, при подмыве обрушивается громадными глыбами; при этом создается обрыв второй ступени, выдвинутый вперед, который в свою очередь, разрушаясь морем, может давать обвалы, что способствует образованию террасовидных обрывов. Такой характер берегов типичен, например, для Азовского моря.

Свойства горных пород и их залегание сказываются на выработке абразионных форм берега только в период активного действия абразии; при окончании абразионного цикла ранее выработанные формы уничтожаются.

Продукты разрушения подвергаются сортировке, и разнообразный обломочный материал распределяется, соответственно его крупности, на разных глубинах, в различных расстояниях от берега.

Передвигаемые вдоль берега волнением и течением наносы могут отлагаться там, где уменьшается их скорость. Обычно такое явление происходит в случае изгиба берега или при входе в бухту на мелководных побережьях.

Отложения наносов у изгиба берега образуют к о с ы. Все морские косы начинаются, как правило, у крутого поворота берега, причем линия внешней (морской) стороны косы представляет прямое продолжение береговой линии. Действием прибоя волн производится постоянное передвижение наносов вдоль берега и отложение их за изгибами берегов, в тени господствующих ветров и волнений. Так как волны огибают выступы, то песчаные валы в сильные бури образуются со стороны затишья. Все морские косы сложены из древних поперечных валов, параллельных современному берегу затишья, перемежающихся с узкими болотистыми низинами. Валы обычно равномерны и отлагаются в период действия сильных бурь. Ближе к припаю кос (примыканию их к коренному берегу) встречаются лагуны, имеющие слабую связь с морем. Подводные части кос — р о с с ы п и — обычно следуют направлению надводных частей.

Морские косы имеют одностороннюю симметрию при действии моря с одной (внешней) стороны и двустороннюю — при действии моря с двух сторон.

Внешняя сторона косы имеет прямолинейное очертание, подвержена воздействию прибоя волн и имеет отчетливо выраженный гребень. Внутренняя сторона представляет собой низменность, сильно изрезанную, незаметно сливающуюся с водой. При выдвижении косы в море рост ее благодаря большим глубинам замедляется; оконечность косы начинает загибаться в сторону берега и расширяться по сравнению со средней частью косы.

Уменьшение или ослабление силы волн при встрече с относительно спокойным бассейном бухты или лимана тоже создает косы. Благодаря движению воды в устье таких бассейнов ограничивающие их косы имеют различное направление. Если приток воды в бассейн незначителен, то его устье с течением времени полностью перекрывается, прекращается его связь с морем и образуется л а г у н а с п е р е с ы п ь ю.

Острова, расположенные вблизи берега, могут быть причленены к нему посредством косы, которая намывается со стороны берега или острова либо одновременно и с берега, и с острова. Такие косы носят название *томболо*. Остров может соединяться с материком одной косой — так называемое простое томболо

(например, о-в Бирючий на Азовском море); иногда острова причленены двумя косами.

Все аккумулятивные формы со стороны моря имеют береговой вал, который образуется наиболее сильными волнами при высоком положении уровня.

Формы береговой линии

Береговая линия имеет обычно изрезанное очертание; морфологически различают следующие формы береговых очертаний.

З а л и в — часть водного пространства (океана или моря), вдающаяся в материк. Заливы бывают широкие — открытые (Бенгальский, Мексиканский и др.) и узкие — закрытые (Финский и Ботнический заливы Балтийского моря и др.).

Б у х т а — небольшой залив, защищенный от волнения естественной преградой — мысами, выступающими в море (Новороссийская и Геленджикская бухты Черного моря и др.). По происхождению бухты делятся на абразионные — округлые, образовавшиеся в результате неравномерного размыва берега, и ингрессионные — глубоко вдающиеся в сушу, происхождение которых обусловлено эрозионными, ледниковыми или тектоническими процессами.

Л и м а н — устьевая часть долины реки, затопленная морем вследствие опускания береговой полосы. Лиманы бывают открытыми, т. е. соединенными с морем (Днепровско-Бугский лиман и др.), или закрытыми, отделенными от моря *пересыпью* (Куяльницкий лиман Черного моря, Молочный лиман Азовского моря и др.). Лиманы сохраняют характерную извилистость речной долины и довольно часто принимают боковые речные притоки.

Л а г у н а — небольшая, неглубокая часть водного бассейна, отделенная от моря сплошной наносной полосой — пересыпью или сообщающаяся с морем узким протоком — *гирлом*. Лагуной называется также и участок моря, заключенный между береговыми и барьерными коралловыми рифами, а также внутри атолла.

Г у б а — морской залив, глубоко вдающийся в сушу, в который впадает сравнительно крупная река. Название «губа» распространено на севере СССР (Обская, Мезенская и др.).

Ф ь о р д — разветвленный узкий залив, вдающийся в сушу иногда на 50 и более километров; фьорды весьма распространены в Скандинавии. Их происхождение связано с тектоническими разломами, доледниковой эрозией, переуглублением речных долин ледниками с затоплением образовавшихся фьордовых долин морем.

П р о л и в — морской бассейн, соединяющий два моря. Обычно длина пролива больше его ширины (Керчь-Еникальский пролив, Берингов пролив и др.).

М ы с — вдающаяся в море часть возвышенного коренного

берега, обычно подверженная размывающему действию волн. Иногда мыс носит название нос (Канин нос).

Коса — выступающая в море низменная, намывная полоса суши, сложенная песками, галькой и пр.

Стрелка — песчано-ракушечная коса, имеющая большую длину, в несколько раз превосходящую основание по линии припая с материком.

Пересыпь — накопление наносов, образующееся в устьях лиманов или в узких бухтах.

Банки — местное повышение морского дна; располагаясь, обычно, вблизи берега, они опасны для судоходства.

Бар — подводная отмель, сложенная из песка или ила, образующаяся в море в недалеком расстоянии от устья реки.

Остров — небольшой участок суши, окруженный со всех сторон водой.

Полуостров — участок суши, окруженный водой с трех сторон, а с четвертой стороны соединяющийся с массивом суши.

§ 28. УСТЬЯ РЕК

Открытые воронкообразные расширенные устья рек, впадающие в океан и моря, называются эстуариями. Их образование обусловлено опусканием суши и вторжением моря в устье реки. Устья в форме эстуариев обычно наблюдаются в реках, впадающих в Атлантический океан, которые подвержены сильным приливам.

Образование в море суши, сложенной из осадков, выносимых рекой, называется дельтой.

При своем впадении в море речной поток, встречая неподвижную массу воды, теряет скорость, благодаря чему происходит осаждение наносов с образованием баров и отмелей, постепенно нарастающих и уменьшающих площадь поперечного сечения реки; при этом образуются побочные рукава и подводные острова. Раздвоение русла (дихотомия) весьма характерно при впадении реки в море. Создающиеся при этом острова постепенно увеличиваются и с течением времени образуют низменное побережье. Поэтому дельты состоят из многих разветвленных рукавов, образующих острова треугольной формы (отсюда и произошло название «дельта» — по наименованию греческой буквы Δ).

К условиям, способствующим образованию и развитию дельт, относятся: небольшая глубина моря у устья реки, поднятия берегов и дна, большое количество твердого стока реки, положение устья реки в глубине залива или лимана. Форма и размеры дельт чрезвычайно разнообразны, а их берега представляют собой особый тип. По основным формам развития дельт различают: 1) дельту выполнения и 2) дельту выступающую (выдвинутую).

Дельты выполнения образуются в вершинах бухт, заливов или лиманов. Если залив глубоко вдается в сушу, то в его устье может образоваться пересыпь с узким гирлом и он превратится в лагуну; в этом случае весь твердый сток реки будет отлагаться в лагуне, пока она не обратится в сушу. В ускорении процесса заполнения существенную роль играет болотная растительность. Такие дельты образуют реки Кубань, Нил, Неман и др.

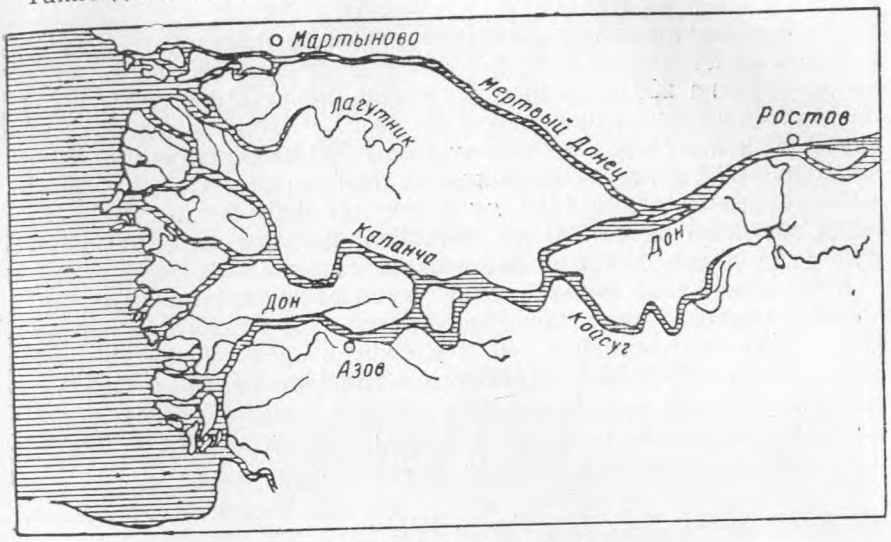


Рис. 32. Дельта р. Дона

При наличии приглубого берега речные наносы, откладывающиеся на дне моря, во время прибоя образуют береговой вал вдоль внешнего края дельты. В дальнейшем происходит заполнение наносами водного пространства между краем дельты и береговым валом, затем — образование нового вала и т. д. Такое строение имеют дельты рек Дуная, Роны и др.

В узких заливах и лиманах реки заполняют наносами водоемы постепенно по всей их ширине, например, дельты рек Дона (рис. 32), Днепра, Оби и др.

Выступающие (выдвинутые) дельты образуются на ровном открытом берегу. Они развиваются самостоятельно или проходят сначала стадию развития дельты выполнения.

По внешнему очертанию дельты довольно разнообразны. При впадении реки в море одним рукавом дельта имеет треугольное очертание и называется клинообразной или клювообразной (дельты рек Тибра, Сулака и др.). Если река имеет значительные жидкий и твердый стоки, то в море она разбивается на сеть радиально расходящихся рукавов и ее дельта приобретает полукруглое или веерообразное очертание; такие дельты носят название дугообразных (дельты рек Волги, Лены и др.). Когда

рукава дельты при их многоводности развиваются самостоятельно, возникают длинные и узкие выросты дельт — лопастные дельты (реки Миссисипи, Кура и др.).

Иногда дельты смежных рек при быстром их росте могут сливаться и образовывать аллювиальную низменность, представляющую их общую дельту. Примерами служат реки Терек и Сулак, Кура и Аракс в Каспийском море, Тигр и Ефрат в Персидском заливе (общий проток Шатт-Эль Араб).

Дельты крупных рек занимают огромные площади. Дельта р. Волги простирается в глубь суши приблизительно на 200 *км* и вдоль моря на 250 *км* и имеет площадь около 30 тыс. *км*^{2}. Площадь р. Лены составляет около 45 тыс. *км*^{2}. Дельты рек Брамапутры, Ганга и Маханади имеют длину 700 *км*, ширину 300 *км* и площадь 150 тыс. *км*^{2}. Дельтовые отложения рек Хуанхэ и Янцзыцзяна имеют длину 1100 *км* и ширину 300—400 *км*, их площадь достигает около 300 тыс. *км*^{2}. Если же учитывать и подводную часть дельт, то площади их окажутся еще бо́льшими.

Динамика роста дельт бывает самая разнообразная. Так, например, скорость нарастания дельты р. Сыр-Дарьи за период 1847—1900 гг. составила 97 *м* в год; в среднем за период 1900—1948 гг.—108 *м* в год. Рост дельты р. Дона за 1853—1927 гг. составил 10 *м* в год. Некоторые дельты имеют слабый прирост (Дунай —4 *м*, Тибр —3 *м* в год), другие почти не растут, или даже размываются (дельта р. Лены).

Глава VIII

МОРСКИЕ НАНОСЫ

§ 29. ПРОИСХОЖДЕНИЕ И СОСТАВ НАНОСОВ

Совокупность природных денудационных процессов (выветривание, эрозия, абразия и др.) приводит к разрушению, измельчению и переносу горных пород, из которых, при некоторых условиях, образуются морские наносы. Основными источниками морских наносов являются аллювиальные выносы рек, обломочный материал, полученный в результате абразии берегов, частицы, смытые с прилегающих к морю склонов, и остатки морских организмов.

Количество наносов, выносимых реками, достигает огромных размеров. Так, например, р. Кубань выносит в море ежегодно 4,1 *млн. т* наносов, Эльба — около 6 *млн. т*, Рион — 10 *млн. т*, Аму-Дарья — 50 *млн. т*, а р. Дунай — 80 *млн. т*.

Морские наносы классифицируются по своему составу, происхождению и крупности частиц: наиболее существенным в режиме наносов является последний критерий.

Классификация сыпучих грунтов и, в частности, наносов по крупности их частиц может производиться применительно к данным табл. 9.

Таблица 9

Наименование	Крупность, *мм*	
	от	до
Глинистые частицы	< 0,001	< 0,005
Илистые »	0,001 — 0,005	0,005 — 0,10
Песчаные »	0,1 — 0,05	1,0 — 2 0
Гравий	1,0 — 2,9	10
Галька	10	75
Булыги	> 75	

Гранулометрический состав наносов в данном пункте побережья может в течение года несколько изменяться, но в целом он остается постоянным.

Большинство пляжей состоят из смеси гальки, гравия и песка; часто встречаются чисто песчаные пляжи; чисто галечные пляжи встречаются редко. Мощность слоя наносов на пляжах колеблется в очень широких пределах от 1—2 *м* до нескольких десятков метров.

§ 30. ДВИЖЕНИЕ МОРСКИХ НАНОСОВ

Наносы на пляже и на подводном прибрежном склоне находятся в постоянном движении вследствие воздействия на них течения и волнения. Последний из этих факторов является для морских побережий главным.

Перемещение наносов зависит от крупности их частиц и от скорости струй воды, приводящей их в движение. Между размерами частиц наносов и скоростью струй воды существует определенная зависимость: диаметры частиц пропорциональны квадрату скоростей.

Обычно в прибрежной зоне безливных морей скорость течения в поверхностном слое не превышает 0,2—0,3 *м/сек*; начальная же скорость влечения самого мелкого песка, т. е. скорость течения, способная сдвинуть частицу с места, составляет обычно около 0,25 *м/сек*. Поэтому морское течение в обычных условиях не может перемещать наносы. В противоположность этому при волнении орбитальные скорости воды могут достигать величин, значительно больших, способных перемещать даже крупную гальку.

При волнении движение частиц воды у дна происходит с переменными скоростью и направлением, соответственно этому движутся и наносы.

Так как скорости движения воды при прохождении гребня волны значительно больше, чем при прохождении ее впадины, то частицы наносов определенной крупности будут продвигаться только к берегу; это и ведет к намыву пляжа. В то же время очень мелкие частицы, не требующие большой скорости для своего передвижения, перемещаются в конечном счете в сторону мо-

ря, так как период прохождения впадины волны всегда значительно больше, чем ее гребня.

Таким образом, при небольшом волнении типа зыби, обычно наблюдаемого в летние месяцы, происходит накопление пляжа с одновременной сортировкой наносов по крупности. В зоне, расположенной от уреза до некоторой глубины, наносы взвешиваются и переносятся течением, оседая на большей площади, чем та, с которой они были подняты. Учитывая, что малое волнение повторяется значительно чаще, чем большое, мелкие частицы, находящиеся в наносах малых глубин, взвешиваются чаще, чем мелкие частицы больших глубин.

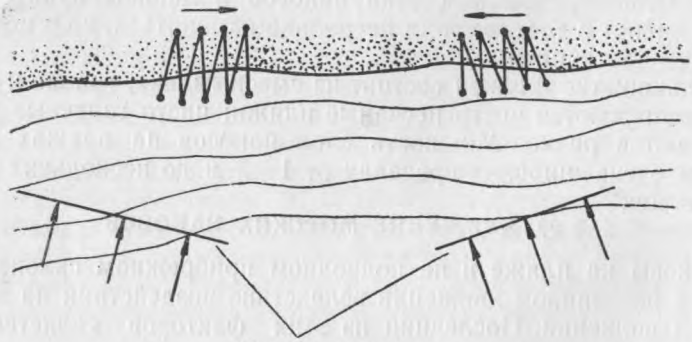


Рис. 33. Схема движения морских наносов на прямолинейном участке берега

При малом волнении волны, большей частью, подходят к урезу моря под острым углом и вкатываются на пляж, не меняя своего направления. Израсходовав кинетическую энергию, вода скатывается в море по линии наибольшего уклона, т. е. нормально к урезу. Таким образом, частицы воды и увлекаемые ими частицы наносов совершают зигзагообразное движение, суммарно перемещаясь вдоль берега.

Интенсивность перемещения наносов, т. е. количество переносимого материала, зависит от направления и размеров волнения: чем острее угол, под которым волнение подходит к урезу, и чем больше размеры волн, тем больше переносится наносов вдоль берега. Однако уже давно было установлено, что наибольшее продольное перемещение наносов происходит при волнении, имеющем направление 45° к береговой линии.

Схема перемещения наносов на прямолинейном участке берега показана на рис. 33. На выпуклом берегу при фронтальном подходе волн движение наносов идет в разные стороны от его оси (рис. 34); следовательно, здесь будет наблюдаться размыв берега. На вогнутом берегу (рис. 35) при фронтальном подходе волн дви-

жение наносов справа и слева идет к оси бухты; здесь, следовательно, происходит аккумуляция наносов.

Когда приход наносов на данный участок равняется их расходу, это называется транзитом наносов.

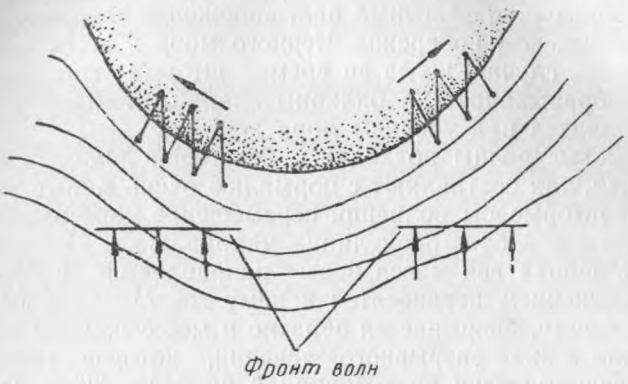


Рис. 34. Схема движения морских наносов при выпуклом очертании берега

При штормовом волнении перемещение наносов в приурезовой зоне происходит иначе, чем при малом волнении. Волны разбиваются на некотором расстоянии от уреза и переносят не

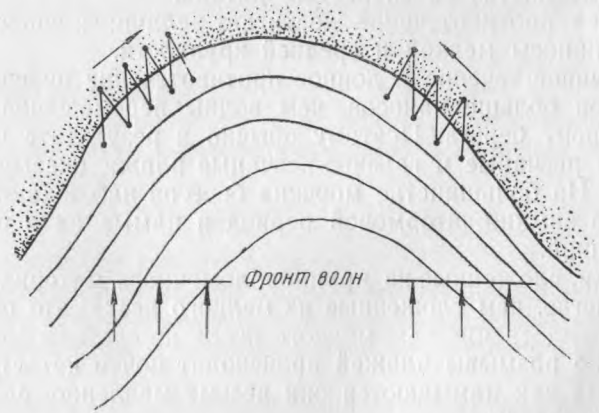


Рис. 35. Схема движения морских наносов при вогнутом очертании берега

только мелкий и крупный песок, но и гальку. Вблизи уреза галька обычно выпадает, а песок переносится по пляжу на всю длину распространения наката. Обратным потоком смывается только часть песка и гальки. При штормовом волнении на пляж

переносится песок, который лежал за галькой, т. е. на расстоянии 50—60 *м* от уреза.

В период шторма песчано-галечные пляжи покрываются песком и представляют собой наклонную поверхность с одинаковым уклоном. По мере затухания шторма песок сносится в море, а у уреза образуется галечный вал, положение которого меняется.

На Кавказском побережье Черного моря в некоторых местах наблюдались случаи, когда во время шторма всплесками волн галька забрасывалась на балконы зданий, стоящих у берега и возвышавшихся над уровнем моря до 10 *м*.

Штормовые волны подходят к береговой линии или по нормали к ней, или составляют с нормалью очень малый угол. Поэтому при штормовом волнении перемещение наносов происходит в нормальном к береговой линии направлении. Поскольку при разбитых волнах вся масса воды направляется к берегу, то и наносы волнением переносятся к нему же. Масса воды, перенесенная к берегу, прорывается обратно к морю донным противотечением или в виде разрывного течения, которое представляет собой отдельные токи воды шириной не более 30 *м*. Разрывное течение имеет пульсирующий характер, причем своего максимума скорость достигает в момент подхода низких волн.

По данным некоторых исследователей скорость разрывного течения достигает 0,7—1 *м/сек*. При такой скорости приходит в движение не только самый крупный песок, но и галька размером до 5—10 *мм*; пылеватые и мелкие песчаные частицы в этом случае перемещаются со скоростью потока.

Донное противотечение достигает величины, способной перемещать наносы мелкой и средней крупности.

Разрывное течение и донное противотечение переносят в сторону моря больше наносов, чем волны перемещения переносят их в сторону берега. Поэтому обычно в результате штормового волнения песчаные и галечно-песчаные пляжи оказываются размытыми. На большинстве морских берегов наблюдаются размыв пляжей в зимний штормовой период и намыв их в период летних затиший.

Пляжи, сложенные из крупнообломочного материала, размываются легче, чем сложенные из мелкого песка; это объясняется большей уплотненностью мелкого песка по сравнению с галькой.

Обычно размывы пляжей происходят почти катастрофически, в то время как намываются они весьма медленно, едва заметно для наблюдателя.

Передвижение наносов отмечается иногда на весьма далекое расстояние. Так, например, на западном побережье Дании встречается гравий, принесенный с берегов Нормандии, расположенной в 600 *км* от Дании.

Методы исследования движения наносов становятся все более совершенными. Прежние методы, например, непосредственное улавливание наносов или повторные нивелировки, сейчас

считаются устаревшими. В настоящее время для исследования движения наносов используются радиоизотопы (например, изотоп скандия 46). Изучению перемещения песчаных и илистых наносов при помощи радиоизотопов принадлежит большое будущее.

Другой метод исследований заключается в окрашивании песка органическими люминофорами. Такой песок легко обнаружить с помощью ультрафиолетовых лучей, под действием которых он светится.

«Меченые» пески долго сохраняют свою способность светиться, что позволяет устанавливать их местонахождение на большом расстоянии от места загрузки. В настоящее время создан прибор для подсчета окрашенных люминофорами песчинок.

Благодаря использованию метода «меченых» песков становится возможным определять скорость перемещения отдельных песчинок вдоль побережья.

§ 31. МОЩНОСТЬ ПОТОКА НАНОСОВ

Для определения мощности продольного берегового потока наносов можно воспользоваться методом расчета, предложенным А. М. Ждановым, в основу которого положено определение энергетической равнодействующей волнения.

Как уже указывалось выше (§ 16), суммарная энергия волнения выражается практически формулой (13а).

Энергия, отнесенная к единице времени (мощность), равна

$$e = \frac{H^2 L}{8t} \text{ тм}, \tag{36}$$

где t — период волнения.

Приняв мощность наиболее часто повторяющихся волн за единицу, можно выразить интенсивность любого волнения энергетическим эквивалентом

$$k_i = \frac{e_i}{e_a}, \tag{37}$$

где e_i — мощность любого волнения;

e_a — мощность наиболее часто повторяющегося волнения.

По данным о повторяемости ветров и вычисленным энергетическим эквивалентам строится энергетическая роза волнения.

Для каждого направления волнения число случаев одинакового балла умножается на соответствующий энергетический эквивалент; выразив эту величину в процентах от суммарной величины таких произведений, откладывают ее по соответствующему румбу в принятом масштабе.

Равнодействующие волнения определяются как геометрическая сумма всех лучей энергетической розы волнения. Проекция этой равнодействующей на направление берега может быть названа наносодвижущим эквивалентом волне-

ч и я, так как от нее зависит то количество наносов, которое волнение способно передвинуть в данном пункте побережья.

Метод количественного определения объема песчаных наносов, переносимых вдоль берега, разработан Н. Д. Шишовым. Он может быть применим к побережьям, где основную массу наносов составляют песчаные, т. е. для частиц крупностью более 0,05 *мм* и менее 1 *мм*.

Метод основан на установленной эмпирическим путем связи между объемом (мощностью потока) наносов и энергией волнения, которая определяется из энергии ветра. Течение учитывается вместе с волнением, что, как показал Р. Я. Кнапс, вполне возможно.

Энергия волнения определяется по скорости и продолжительности ветра и длине разгона волны:

$$e = pv^2\sqrt[3]{D}, \tag{38}$$

где p — средняя повторяемость ветра за период суммарного определения наносов в %, отнесенных к одному году;

v — средняя скорость ветра от данного направления (румба) в *м/сек*;

D — длина разгона волны в *км*.

Результативная энергия подсчитывается графически. Наносодвижущая сила T определяется как проекция вектора энергии волнения e на линию берега:

$$T = e\cos\alpha. \tag{39}$$

В мелководных бассейнах при определении энергии волнения вводится коэффициент n, примерные значения которого для разных глубин моря такие:

Глубина моря, *м*	Коэффициент n
> 25	1,0
25 — 18	0,93 — 0,89
18 — 12	0,85 — 0,80
12 — 6	0,74 — 0,65
6 — 4	0,56
4 — 2	0,46

При подсчете объема наносов необходимо учитывать общую протяженность берега и его геологическое строение; определять объем наносов можно по следующей формуле:

$$M = KTL, \tag{40}$$

где M — объем наносов (мощность потока) в $м^3$;

T — наносодвижущая сила в условных единицах, определяемая по выражению (39);

L — длина берега в *км*, в пределах которой существует поток наносов;

K — коэффициент переноса и разрушения, выражаемый в $м^3$ и изменяющийся в зависимости от геологических условий в пределах от 0 до 2000 $м^3$.

Значения коэффициента K Н. Д. Шишов дает в таблице, помещенной в его статье в сборнике Союзморпроекта № 3 за 1956 г.

Приведенный метод позволяет приближенно рассчитывать мощность потока песчаных наносов на морских побережьях.

§ 32. ВЛИЯНИЕ СООРУЖЕНИЙ НА РЕЖИМ НАНОСОВ

Всякое сооружение, выдвинутое от берега в море, изменяет ранее существовавший режим наносов, причем в ряде случаев портовые сооружения служат причиной значительных накоплений наносов и столь же значительных размывов прилегающих берегов.

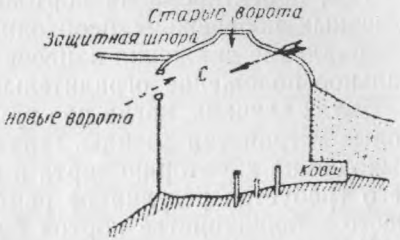


Рис. 36. Перенос ворот порта из-за наносов (порт Мадрас)

Заполнение наносами внешних углов портовых оградительных сооружений (пазух или карманов) между берегом и портовым сооружением, идущим нормально или под некоторым углом к берегу, должно учитываться при проектировании порта. Наносы, скапливаясь в пазухе, постепенно выдвигаются в море и, наконец, доходят до головы мола, огибают его и начинают влиять на заносимость входа в порт и портовой акватории.

Так, например, в порту Мадрас при перпендикулярном расположении мола наносы довольно быстро заполнили внешний угол южного мола, обошли мол и начали засыпать вход в порт, что заставило закрыть главные (старые) ворота и устроить другой, боковой, вход под прикрытием шпоры с севера (рис. 36).

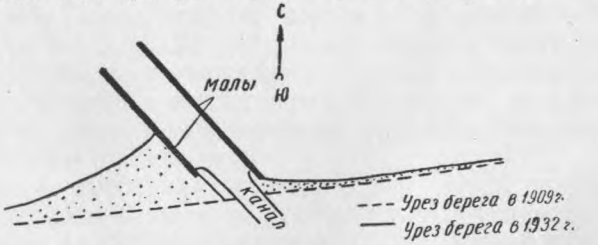


Рис. 37. Изменение береговой линии (порт Темрюк)

В Штольпмюнде только после удлинения западного мола с приданием головной части плавного криволинейного очертания удалось предохранить вход в порт от наносов.

Нормальное расположение оградительных сооружений (сходящиеся молы) по отношению к береговой линии в Ейском порту вызвало скопление наносов у западного мола, обход наносами

головы мола и заносимость входа в порт и аванпорта в части, прилегающей к воротам порта.

В Темрюке молы были выдвинуты под острым углом к направлению движения наносов (рис. 37). С момента постройки параллельных молов (1909 г.) наносы начали быстро заполнять внешний, острый угол и к 1932 г. наполовину засыпали западный мол, передвинулись через него и начали засыпать канал. За 26 лет около западного мола скопилось приблизительно 1 млн. $м^3$ песчаных наносов; столько же было их переброшено в канал. У восточного мола скопления наносов не обнаруживается — в этом месте, наоборот, происходит размыв береговой полосы.

При проектировании портовых оградительных сооружений на песчаных побережьях необходимо установить преимущественное направление движения наносов и в связи с этим наметить рациональное положение оградительных сооружений.

В тех случаях, когда под прикрытием мола расположены портовые устройства (рейды, гавани), наносы, обходя голову мола, выходят на акваторию порта и начинают ее заносить, вследствие чего требуется регулярное ремонтное землечерпание. Это имеет место в большинстве портов Азовского моря.

Если голова мола находится на большой глубине, где не ощущается действие волнения, то наносы попадают на большую глубину; здесь их передвижение заканчивается.

РАЗДЕЛ III

ПЛАН ПОРТА И ЕГО ЭЛЕМЕНТЫ

Глава IX
ПЛАН ПОРТА

§ 33. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ КОМПОНОВКИ ПЛАНА ПОРТА. РАЙОНИРОВАНИЕ

План порта определяет взаимное расположение и основные размеры всех его сооружений и устройств.

Для дореволюционной России, как и вообще для капиталистических стран, характерен стихийный процесс развития планов портов. Сформировавшиеся таким образом планы портов носят хаотический, иногда даже уродливый характер, находясь часто в противоречии с требованиями рационального функционирования порта. Распространенными недостатками планов старых портов являются: зажатость территории между морем и городом (или высоким берегом) и отсутствие возможности развития; вклинивание в территорию порта промышленных предприятий и других посторонних для порта объектов; несоблюдение нужных разрывов между сооружениями различного назначения и т. п.

В настоящее время за рубежом проявляется тенденция к регулированию развития планов портов на основе перспективных проектов; в этом направлении достигнуты известные положительные результаты, заслуживающие внимательного изучения.

В Советском Союзе развитие портов представляет собой планомерный процесс. Каждый порт имеет перспективный генеральный план развития, в соответствии с которым производится строительство на различных этапах в отдельных районах порта.

План порта должен удовлетворять как строительным, так и эксплуатационным требованиям.

Строительные требования состоят в том, чтобы план порта в возможно наибольшей степени соответствовал условиям естественного режима и капитальные затраты были наименьшими. Последнее достигается правильным использованием естественных условий — выбором площадки строительства, сокращением объемов работ по искусственному образованию территории и акватории, рациональной компоновкой оградительных сооружений, компактной планировкой порта и т. п.

Эксплуатационные требования к плану порта заключаются в его соответствии производственным задачам; важнейшим из этих требований является правильное районирование порта.

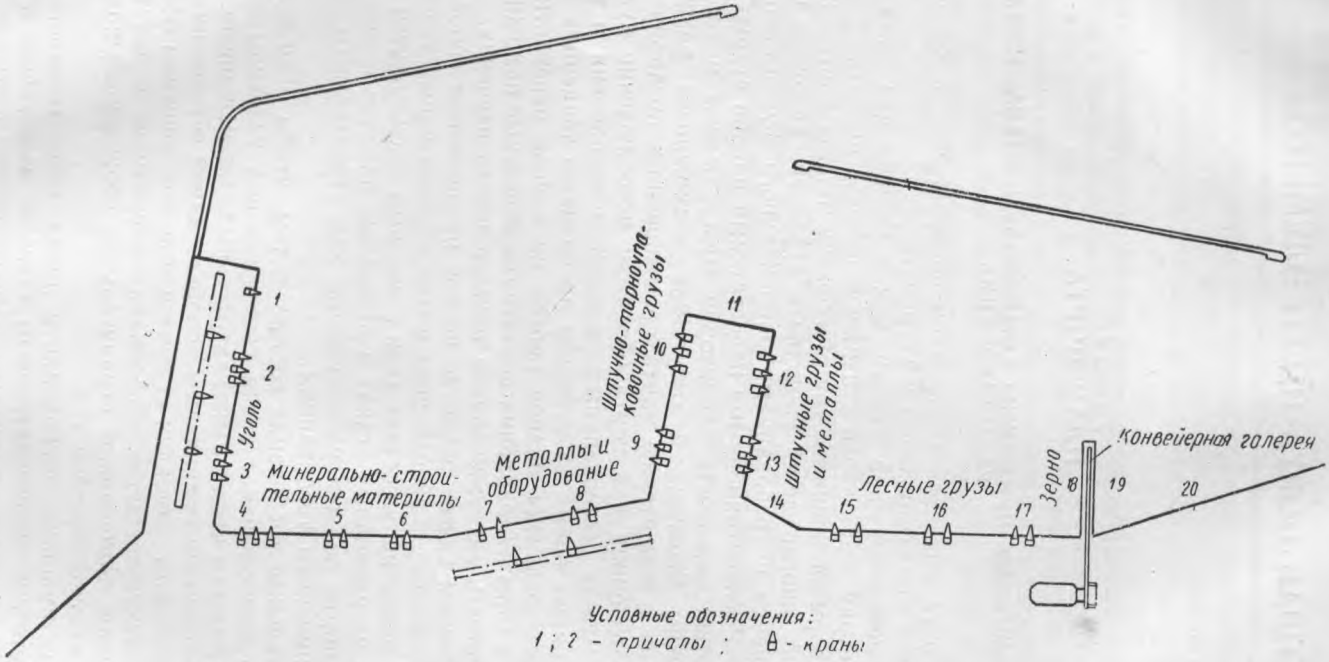


Рис. 38. Схема районирования порта

Районированием называется разделение причального фронта, а вместе с ним и всего порта, на участки (районы), каждый из которых предназначен для определенного рода грузов. Крупный морской порт, в грузообороте которого представлены все основные роды груза, имеет обычно в своем составе следующие районы: район штучных грузов; район навалочных грузов и минерально-строительных материалов; район зерновых грузов; лесной район; нефтеналивной район. Иногда районы именуют гаванями: нефтеналивная гавань, лесная и т. п. Примерная схема районирования порта показана на рис. 38. Она не является постоянной или обязательной. В зависимости от структуры грузооборота данного порта и его размеров по отдельным грузам некоторые районы могут в нем отсутствовать, а некоторые, наоборот, могут быть развиты. Так, например, в Ждановском порту с большим грузооборотом навалочных грузов имеются два соответствующих района — угольный и рудный. В Ленинградском порту создано два лесных района (гавани): пиломатериалов и круглого леса.

Противопожарные и санитарные требования, а также требования сохранности грузов определяют необходимость соблюдения разрывов между районами или участками различного технологического назначения. Переработка пылящих грузов (уголь, руда, цемент) угрожает загрязнением продовольственных и промышленных товаров, а также отрицательно сказывается на станках и машинах. Поэтому районы пылящих грузов должны быть удалены от районов переработки штучных грузов и оборудования на 100—200 *м*, а от зерновых районов — на 200—300 *м*. Необходимо, кроме того, учитывать направление господствующих ветров: причалы, являющиеся источником распространения пыли, должны быть расположены с подветренной стороны по отношению к причалам, для которых эта пыль опасна.

Пожарная опасность нефтеналивных грузов предъявляет жесткие требования к размещению нефтяных гаваней. Причалы, на которых производится перегрузка горючих жидкостей, должны быть удалены не менее чем на 200 *м*, а при перегрузке легковоспламеняющихся жидкостей — не менее чем на 300 *м* от всех других причалов порта. В портах, расположенных на реках, нефтеналивные причалы размещают, как правило, ниже (по течению реки) других частей порта, причем минимальное расстояние в данном случае должно составлять 1000 *м*.

Особое место при районировании и компоновке порта отводится пассажирскому району: он должен располагаться не ближе чем в 300—400 *м* от причалов пылящих грузов и быть удобно размещен по отношению к городу.

Правильное сочетание интересов развития порта и города — один из основных принципов планировки портов и приморских городов. Порт не должен отрезать город от моря, а город не должен стеснять развитие порта. Это положение оказалось нарушенным во многих наших портах, сформировавшихся в дореволюционный

период, в которых городские кварталы тесным кольцом зажали территорию порта и препятствуют его расширению (например, в Одессе, Феодосии, Ялте).

Компоновка порта и прилегающей части города должна быть подчинена единому архитектурно-планировочному замыслу. Это прежде всего относится к комплексу пассажирского района порта и привокзальной площади, который играет роль парадного въезда в страну и должен своей архитектурой создать о ней правильное представление.

Помимо изложенного, к основным принципам компоновки плана порта относятся следующие положения:

а) создание безопасных входов в порт с моря, просторных рейдов для движения и маневрирования судов в порту и удобных подходов к причалам;

б) правильное сочетание в порту устройств для смежных видов транспорта — железнодорожного, автомобильного, речного;

в) вынос в периферийные части порта морских промышленных предприятий, баз технического флота, строительных баз и тому подобных объектов.

§ 34. ХАРАКТЕРИСТИКА ПЛАНОВ ПОРТОВ

При всем многообразии планов морских портов и факторов, на них влияющих, можно выделить три основные схемы планов портов, различающиеся по месту расположения порта:

а) порт в устье реки;

б) порт в глубине более или менее укрытого залива или бухты;

в) порт на открытом морском берегу.

Устье реки представляет собой удобное место для размещения морского порта, являясь естественным стыком двух водных путей — морского и речного. Кроме того, расположенный здесь порт не требует обычно сколько-нибудь сложных внешних оградительных сооружений. Последнее обстоятельство было особенно важно для первоначального периода портового строительства, когда возведение таких сооружений было еще не под силу технике портового строительства. Все это и привело к возникновению ряда крупных портов в устьях больших судоходных рек.

В дальнейшем с развитием экономики и технической вооруженности появилась необходимость в устройстве портов не только в устьях рек. Стремление уменьшить объем работ по строительству внешних оградительных сооружений и необходимость обеспечения судам более спокойных условий стоянки привели к устройству портов в бухтах или заливах.

На последующих этапах развития морского судоходства появилась уже надобность во многих случаях строить порты на открытых морских побережьях; это потребовало устройства комп-

лекса более сложных внешних оградительных сооружений. При этом ряд крупных портов, которые были построены в удобных бухтах, в связи с необходимостью дальнейшего развития должны были выходить на открытое морское побережье (Генуя, Марсель).

Различие в схемах планов портов относится не только к системе внешних оградительных сооружений, но и к элементам портовой акватории, а также к береговым сооружениям.

В устьевых портах при отсутствии приливов и отливов или при незначительной их величине причальные фронты располагаются по одному или по обоим берегам реки. Такие порты или вовсе не имеют оградительных сооружений, или же имеют один-два мола, служащие для ограждения от заносимости входа в устье реки. В зависимости от масштаба грузооборота или режима устьевой части реки причалы размещаются вдоль ее берегов или в ковшах и бассейнах, имеющих выходы, направленные по течению реки. Практика портового строительства показала, что при значительном количестве причалов (более 10) или при неустойчивости берегов реки целесообразно перейти от открытого причального фронта к ковшевому. Применение более или менее развитых ковшей-бассейнов позволяет в широком масштабе осуществлять перегрузочные операции на плаву, т. е. с морских судов на речные и обратно. В качестве примера большого устьевого порта можно привести Роттердам (рис. 39).

При наличии приливов и отливов с большими колебаниями уровня характерными особенностями планов устьевых портов становятся закрытые бассейны, отделенные от общей акватории шлюзами и полушлюзами. В некоторых зарубежных портах такие закрытые бассейны носят название доков. Эти доки служат для поддержания в них среднего или высокого приливного уровня воды во время отлива. В целях уменьшения количества дорогостоящих шлюзовых устройств целесообразно соединять бассейны в группы с одним или двумя общими выходами.

Крупным устьевым портом с закрытыми, т. е. шлюзованными, бассейнами является Лондон, где колебания уровня воды во время прилива-отлива составляют около 6 *м*. Характерная особенность этого порта заключается в расположении в извилинах реки бассейнов, имеющих по два выхода, что увеличивает их пропускную способность и облегчает маневрирование судов.

Большой интерес представляет крупный устьевой порт Гавр на р. Сене, являющийся аванпортом Парижа; по масштабу грузооборота — это второй порт Франции. Вход в него огражден двумя сходящимися, широко расставленными молами. Порт (рис. 40) состоит из системы открытых и закрытых (шлюзованных) бассейнов; последние были построены в основном в период 1855—1905 гг. Открытые бассейны более новой постройки имеют глубины не менее 12 *м*; это позволяет входить и выходить судам в любое время отлива. Только самые крупные суда (водоизмеще-

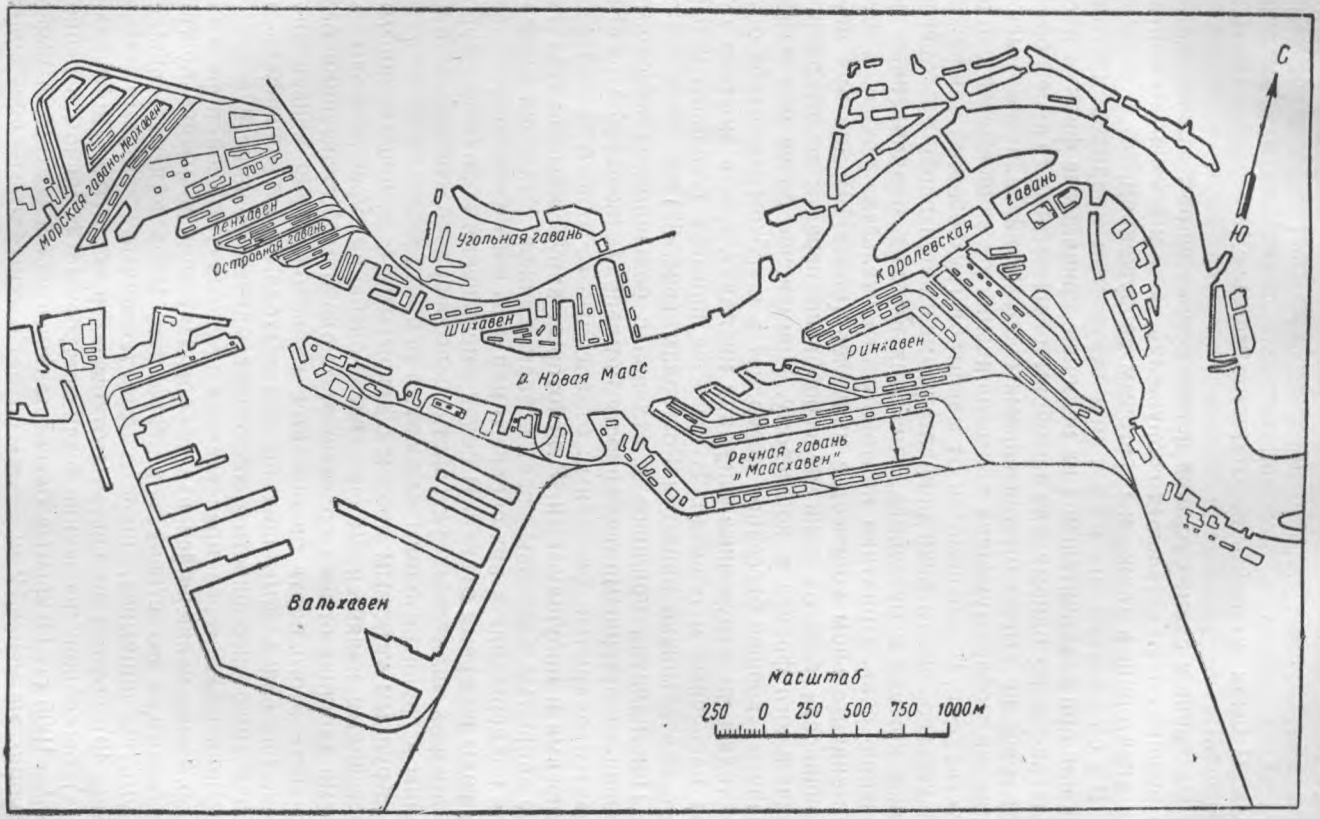


Рис. 39. План Роттердамского порта

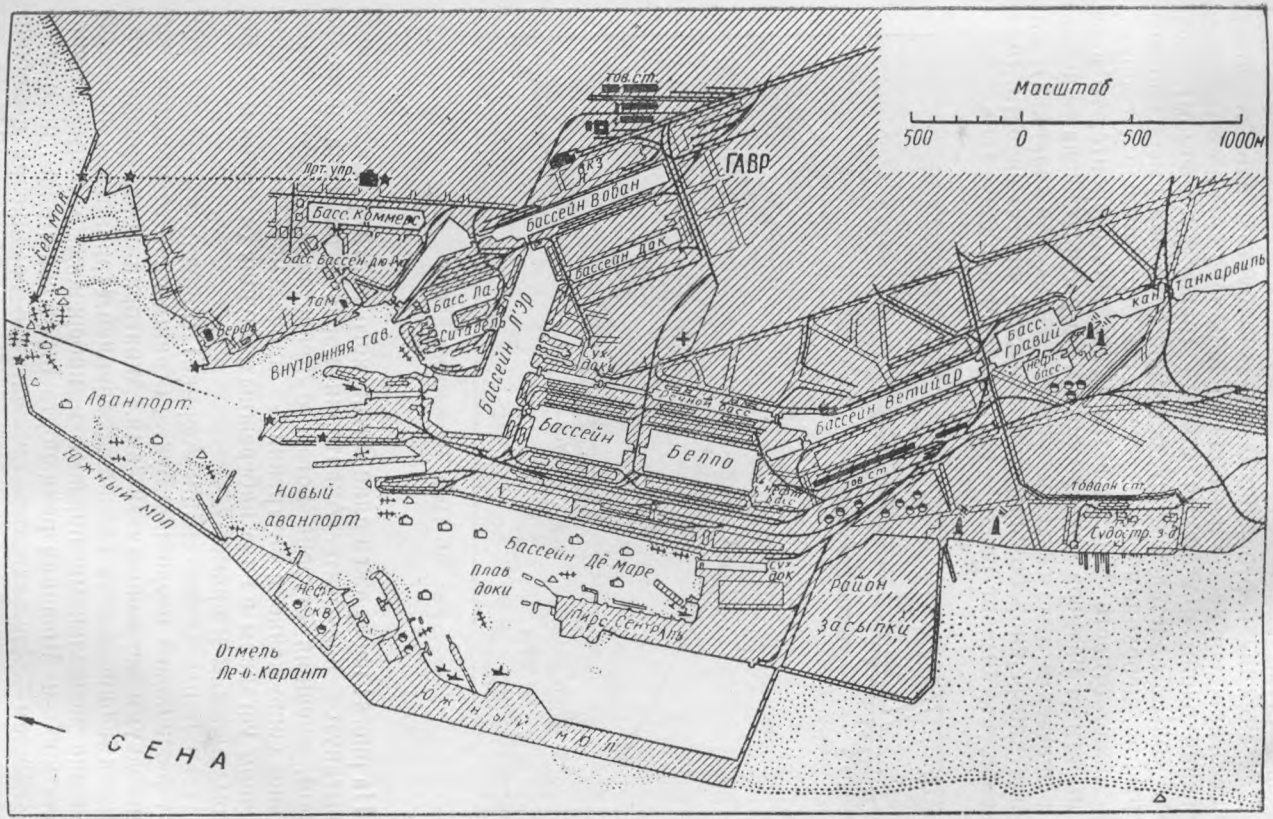


Рис. 40. План порта Гавр

нием до 80 тыс. *т*) могут входить (или выходить) в течение 15 *час* в сутки.

Для морских портов, находящихся в бухтах, характерно наличие ограждения их акваторий от наиболее сильного морского волнения одним или двумя молами (реже волноломом). Если бухта далеко вдается в сушу, особенно если она имеет сложные очертания, необходимость в устройстве оградительных сооружений может отпасть. Что касается причального фронта, то в зависимости от размера грузооборота и потребного числа причалов он решается в виде системы пирсов (узких или широких), или в виде набережной большей или меньшей протяженности, либо, наконец, что бывает реже, — системой ковшей-бассейнов.

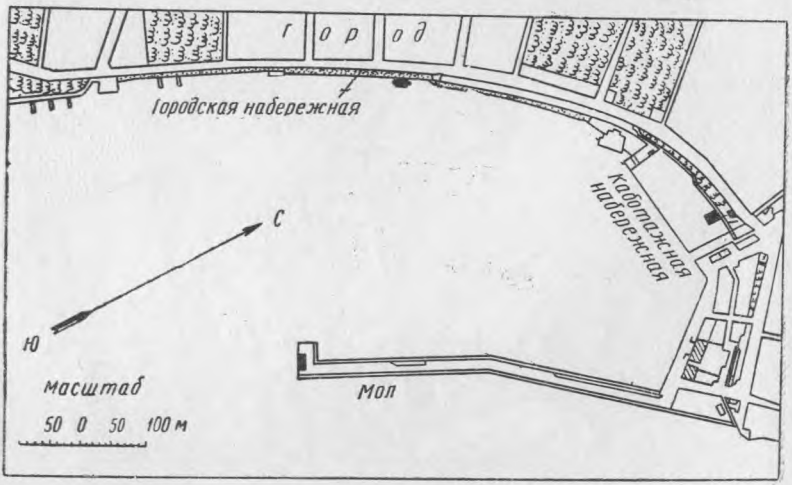


Рис. 41. План Ялтинского порта

На рис. 41 изображен план Ялтинского порта, расположенного в вытянутой полубухте. Акватория порта ограждена широким молом, внешняя сторона которого представляет собой оградительное сооружение, а внутренняя — причальное. Дополнительные причалы устроены в виде набережных, идущих от корня мола под углом, близким к прямому.

План порта Дакар (Зап. Африка) показан на рис. 42. Этот порт расположен в удобной бухте, огражденной от морского волнения двумя встречными молами. Акватория порта разделяется молами и пирсами на несколько гаваней. Причальная линия образована несколькими пирсами и набережными общей длиной около 2000 *м*. Внешний рейд порта огражден молом, который в дальнейшем предполагается продлить до соединения с небольшим островом, находящимся на расстоянии около 2,5 *км* от порта.

Морские порты, находящиеся на открытом берегу, характеризуются ограждением их акваторий системой молов и волноломов; их протяженность и сочетание зависят от схемы и протяженности причального фронта и направления наиболее сильного волнения. Причальный фронт в таких портах образуется

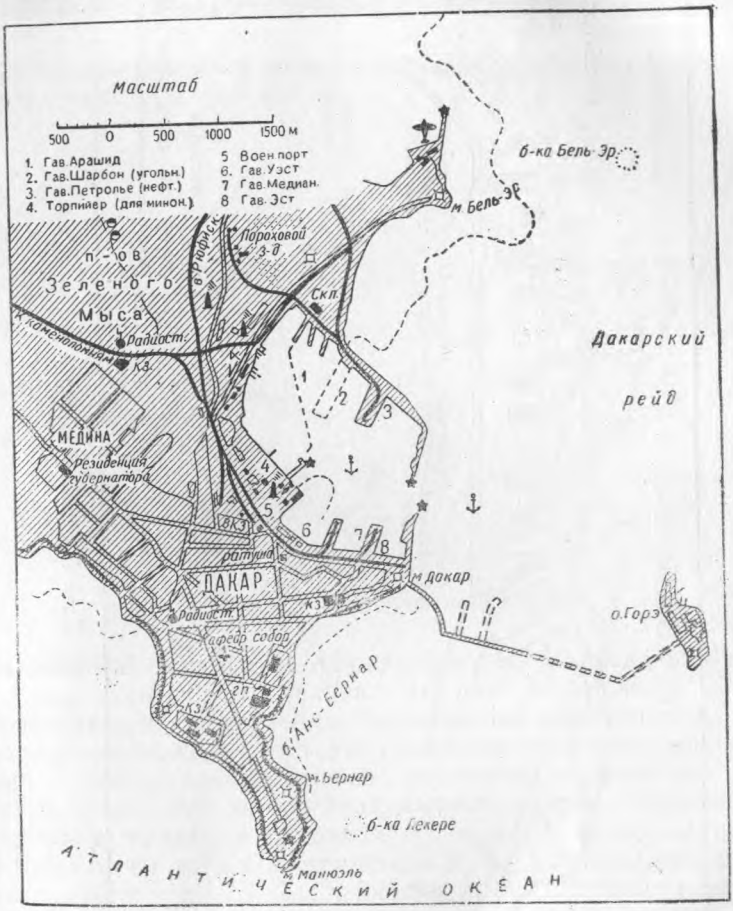


Рис. 42. План порта Дакар (Зап. Африка)

системой пирсов (узких или широких) или же более или менее развитой системой ковшей-бассейнов. Последняя находит преимущественное применение в портах со значительными приливами, когда причальный фронт целесообразно устроить шлюзованным.

На рис. 43 показан план Марсельского порта (Франция). Первоначально порт целиком располагался в хорошо защищенной бухте; в дальнейшем, однако, здесь не могли поместиться новые причалы. Потребовалось развитие порта на открытом мор-

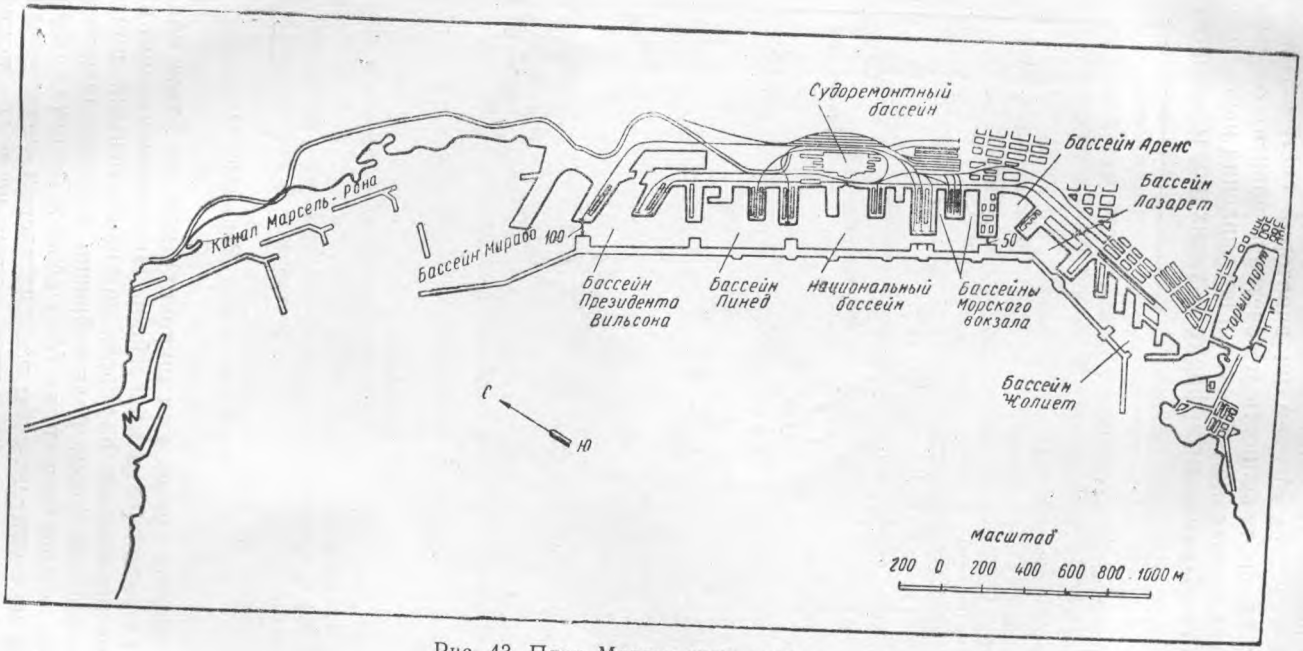


Рис. 43. План Марсельского порта

ском берегу, что в свою очередь вызвало необходимость соответствующего развития оградительных сооружений; последние устроены в виде волноломов, идущих параллельно береговой полосе, под защитой которых были построены широкие пирсы.

К северо-западу от морского порта Марсель расположен канал Марсель — Рона для речных судов. Ограждение этого канала представляет собой волнолом, устроенный на глубинах 6—9 *м*, в то время как основной волнолом порта устроен на значительно больших глубинах (15—30 *м*).

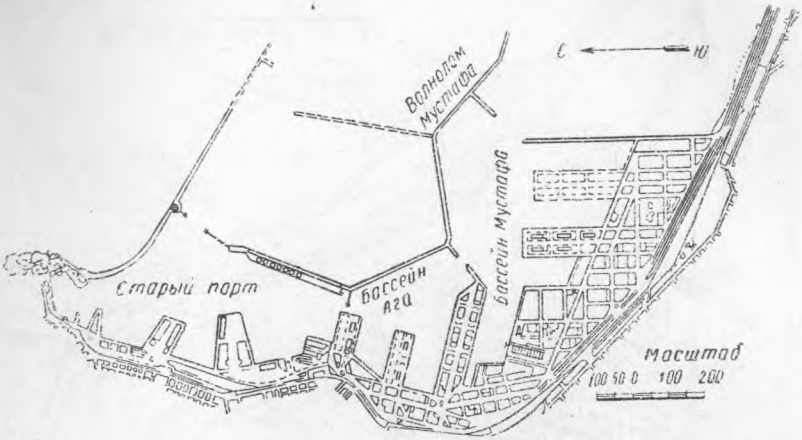


Рис. 44. План Алжирского порта

Алжирский порт в Сев. Африке (рис. 44) расположен в западной части Алжирского залива, который подвержен действию сильного морского волнения. Характерной особенностью порта является изломанное очертание основного оградительного сооружения — волнолома, что вызвано постепенным развитием порта, происходившим без четко продуманного плана. Строительство порта было начато в западной его части в прошлом веке. В дальнейшем он начал расширяться к югу от «старого порта»; причальный фронт его был дополнен тремя широкими пирсами, которые потребовали удлинения волнолома. Это удлинение пришлось сделать под входящим углом к Восточному волнолому. Последующее развитие порта сводилось к устройству новой системы широких пирсов, которые, в связи с очертанием береговой полосы, были направлены под углом, близким к прямому, к ранее возведенным пирсам. Снова потребовалось удлинение волнолома, выполненное путем постройки двух новых ветвей. Последняя ветвь получила название волнолома Мустафа, он был построен в конце двадцатых — начале тридцатых годов текущего столетия и потерпел в 1934 г. огромную аварию. В конце новой системы широких пирсов был устроен оградительный мол.

Дальнейшее развитие Алжирского порта предусматривает строительство новой ветви волнолома на север и удлинение северного оградительного мола (на рис. 44 показаны пунктиром); при этом акватория с внешней стороны волнолома образует защищенный аванпорт.

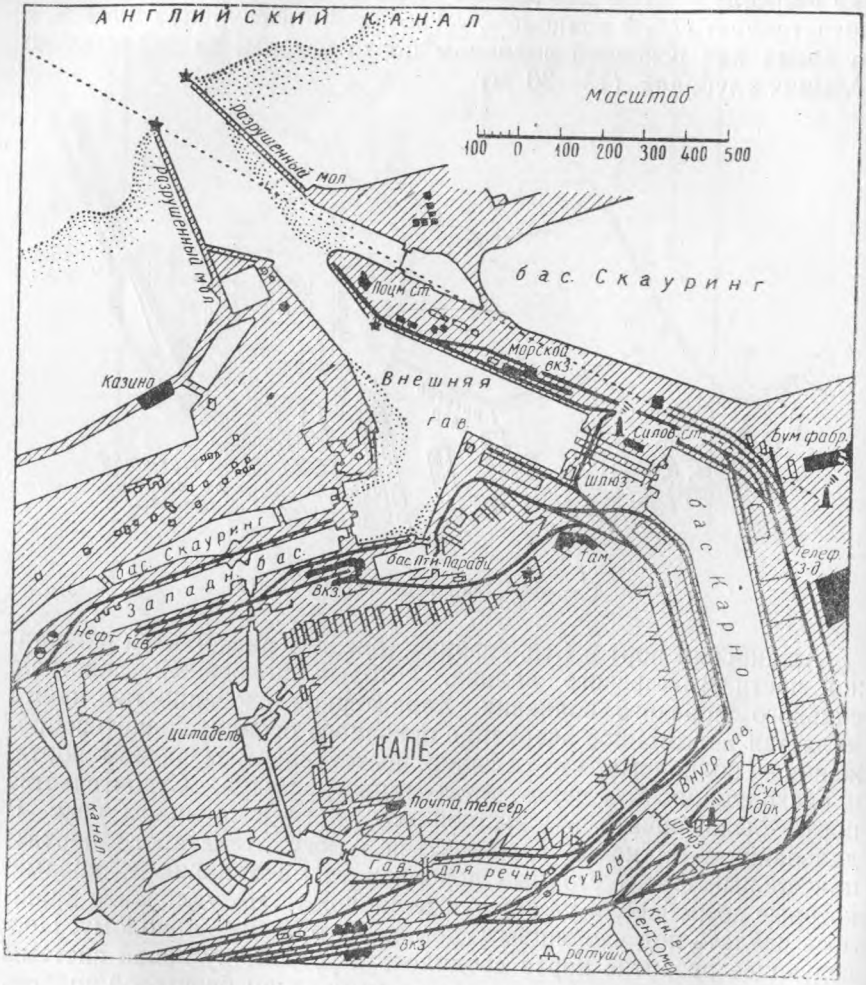


Рис. 45. План порта Кале

На рис. 45 изображен характерный план приливного порта — Кале (величина прилива 6—8 *м*). Вход в порт огражден двумя сходящимися молами, расположенными сравнительно близко друг к другу. Портовая акватория образована системой бассейнов и каналов, охватывающих город кольцом. Внешняя гавань порта

предназначена для обслуживания срочных линий, в частности пассажирской, в связи с чем она оставлена открытой (нешлюзованной). Что же касается причального фронта, то он находится преимущественно в шлюзованной акватории, часть которой отведена для речных судов, так как порт связан с внутренними каналами Северной Франции.

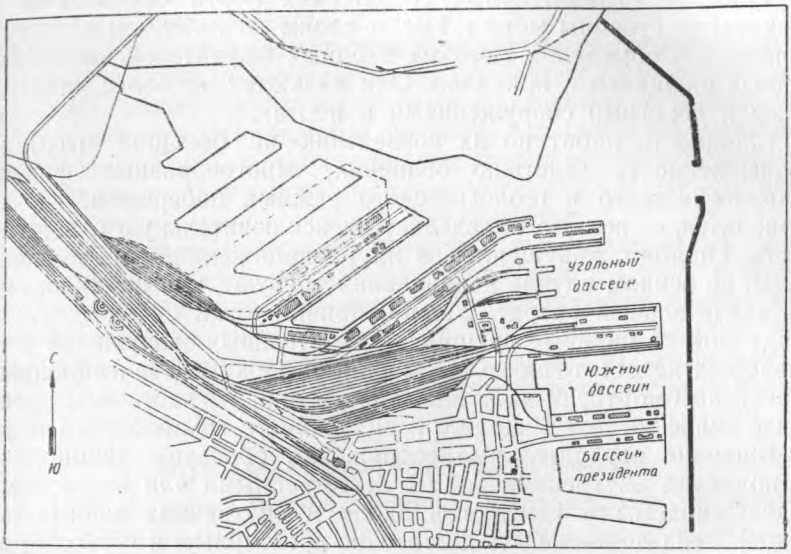


Рис. 46. План порта Гдыня

Схема порта Гдыни (рис. 46) — крупного порта современного строительства (после 1920 г.) — характерна двумя особенностями. Первая из них — чрезвычайно развитая система железнодорожных путей, что особенно подчеркивает значение железнодорожного транспорта в порту. Подавляющая часть железнодорожных устройств предназначена для обслуживания операций по вывозу угля, который в грузообороте порта занимает ведущее положение. Благодаря развитым железнодорожным путям и оборудованию причалов вагоноопрокидывателями уголь непрерывным потоком поступает непосредственно из вагонов в суда; пропускная способность этого порта по углю — одна из самых высоких в Европе.

Вторая особенность — устройство перерабатывающих предприятий непосредственно на пирсах. Поступающее морем сырье, перерабатываясь непосредственно в порту, с тех же самых пирсов вывозится морем.

Приведенные примеры обрисовывают характерные особенности планов портов, особенно с точки зрения их дальнейшего развития.

Глава X

ВОДНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПОРТА

§ 35. НАЧЕРТАНИЕ ВНЕШНИХ ОГРАДИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Внешние оградительные сооружения порта определяют его границы со стороны моря и имеют своим назначением защиту от волнения и обмеления морских входных фарватеров, внутренних водных площадей и причалов. Они являются наиболее капитальными и дорогими сооружениями в портах.

Сложность работ по их возведению на больших глубинах, подверженность действию волнения, многообразные факторы гидрологического и геологического режима побережья, где они возводятся, — все это определяет их исключительную ответственность. Ошибки, допущенные в их расположении, трудно исправимы; во всяком случае исправления требуют, как правило, весьма значительных затрат. Ущерб, причиняемый судоходству при неудачной компоновке внешних оградительных сооружений и вызываемый недостаточностью глубин или плохими навигационными качествами порта, бывает настолько велик, что часто имеет решающее значение для внешнего и внутреннего грузооборота порта.

Внешние оградительные сооружения образуют защищенный от волнения внутренний рейд с естественными или искусственно поддерживаемыми глубинами входа и внутренних водных площадей. Рейд должен быть достаточно просторным и глубоким для прохода и маневрирования судов, а также удовлетворять по условиям грунта требованиям хорошей якорной стоянки.

К рейду примыкают внутренние, в еще большей мере защищенные от волнения бассейны (гавани) порта, оборудованные набережными и другими устройствами для погрузки и разгрузки судов.

Различают следующие виды внешних оградительных сооружений:

1) волноломы, представляющие собой сооружения, не имеющие соединения с берегом, а стоящие отдельно в море; они устраиваются в виде вертикальной стенки или откосной дамбы, иногда с вертикальной надстройкой;

2) молы — сооружения, имеющие соединения с берегом; они устраиваются также в виде вертикальных стенок или откосных дамб (с вертикальными надстройками или без них).

В некоторых случаях назначением молов является не защита водных площадей и входных каналов порта от волнения, а, главным образом, соответствующее направление течений в устьях рек, особенно в приливных и лагунных портах. Тогда их принято называть направляющими молами.

Волноломы и молы могут иметь прямолинейное или криволинейное очертание с одним или несколькими переломами оси. Как

общее правило, в начертании трассы внешних оградительных сооружений следует избегать ломаных линий и вогнутых со стороны моря участков, которые способствуют концентрации силы удара волн. Однако допущение вогнутостей иногда бывает неизбежным при удлинении существующих сооружений или отгибах головных оконечностей молов.

Начертание оградительных сооружений в плане зависит прежде всего от конфигурации береговой линии, создающей порту в той или иной степени естественную укрытость; целесообразное использование этого фактора всегда сокращает размер капиталовложений, потребных на сооружение волноломов и молов.

Наиболее неблагоприятные условия, вызывающие значительные расходы для защиты портов внешними оградительными сооружениями, представляют песчаные побережья с малым падением глубин у берега и сильной заносимостью.

При устройстве внешних оградительных сооружений могут быть случаи, когда по местным условиям их оно осуществляется в следующих сочетаниях, обеспечивающих задачу надлежащей защиты порта от волнения и обмеления: а) один мол; б) два мола (сходящиеся или параллельные); в) один или несколько волноломов; г) сочетание молов и волноломов в разных комбинациях.

Ограждение акваторий порта молами

Можно привести много примеров надлежащего ограждения порта одним молом: Ялта, Поти, Батуми, Цуруга, Зеебрюгге, Булонь и другие.

На рис. 41 (Ялтинский порт) показан мол длиной 435 *м*, который выступает от мыса и защищает акваторию от восточных ветров; мол расположен почти параллельно противоположному берегу бухты. Вход со стороны моря обеспечивает заход судов при всяком состоянии погоды.

В целях более спокойной стоянки судов у причального фронта, образуемого внутренней стороной мола, головная часть его отогнута в виде буквы Г.

В Коломбо (рис. 47) расположение мола напоминает приведенное на рис. 41, но с той разницей, что внутренняя сторона мола не используется как причальный фронт.

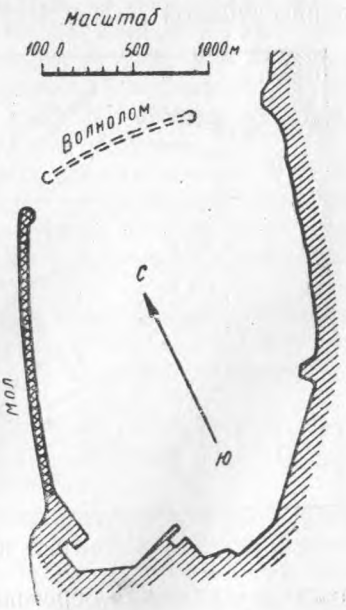


Рис. 47. Схема порта Коломбо

Однако недостаточная защищен-

ность акватории и причалов от северных ветров привела к необходимости запроектировать в Коломбо дополнительный волнолом, перекрывающий просвет между берегом и головой мола.

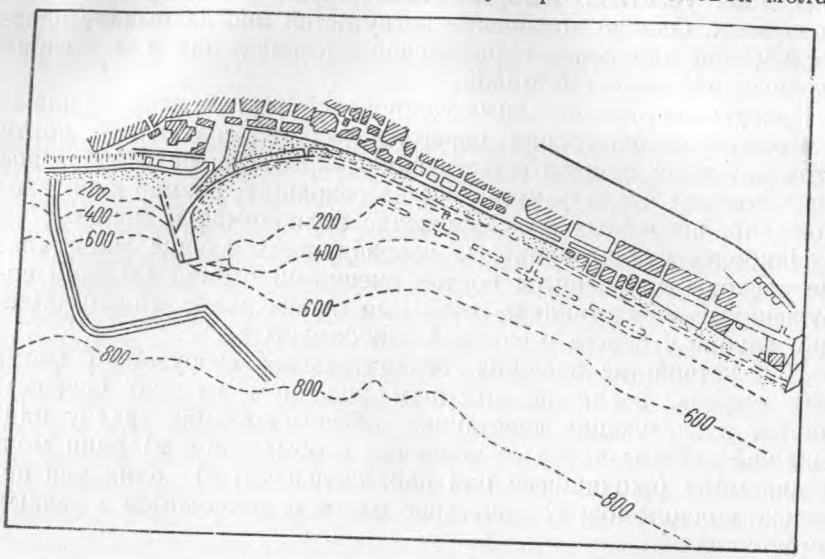


Рис. 48. Схема порта Салерно

В Зеебрюгге мол выведен в виде плавной кривой, образуя рейд глубиной 7—8 *м*. Корневая часть мола представляет в пре-

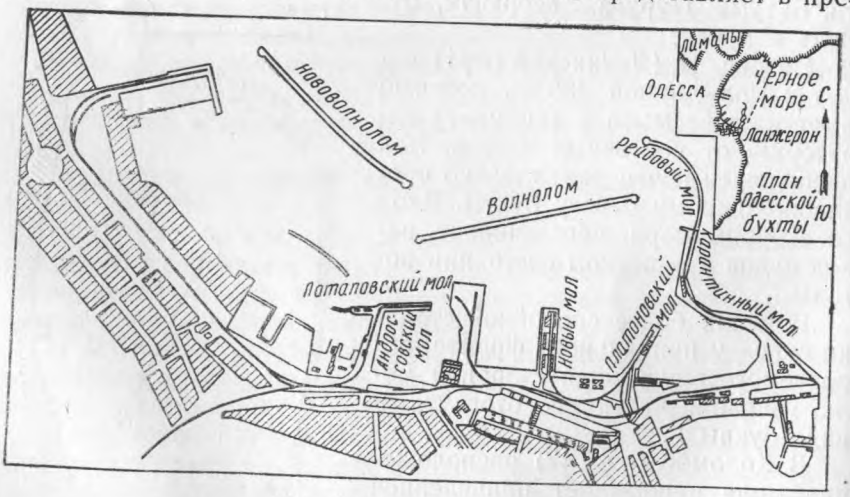


Рис. 49. Схема Одесского порта

делах выдвижения береговых бун, задерживающих пески, сквозную конструкцию. Роль волнолома со стороны моря до некото-

рой степени играет параллельная берегу песчаная банка, через которую землечерпанием поддерживается открытый морской канал глубиной 9 *м*.

Неудачный ломаный контур, получившийся в результате исторически сложившегося бесплановой расширения порта, представляет мол в Салерно (рис. 48).

Конфигурация Карантинного мола в Одессе (рис. 49), где выходящий угол, допущенный при удлинении его, не вызвал вредных последствий, а напротив, явился местом аккумуляции защищающих его насосов, представляет, несмотря на вогнутость, редкий пример плавной и сообразованной с гидрологическими условиями трассы.

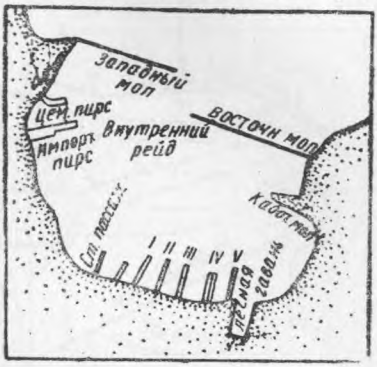


Рис. 50. Схема порта Новороссийск

При всех условиях необходимо сообразовываться как с конфигурацией берега, так и с характером и направлением волнения и течения, транспортирующих наносы.

Если при данных условиях для всего комплекса факторов, подлежащих учету, не может быть найдено целесообразного и надежного решения путем устройства одного мола, то часто удачное решение дает сооружение двух молов, ограждающих акваторию порта с двух сторон. Примерами образования акватории порта д в у м я м о л а м и, сходящимися от берега к входным воротам, могут служить Бильбао, Новороссийск, Палермо, Картахена, Кингстаун, Ейск и др. На рис. 50 приведена схема ограждения Новороссийского порта двумя молами.

В Новороссийске, как и в некоторых других портах, в частности, в Палермо и Картагене, наиболее характерным является использование глубокой конфигурации бухты, ограждаемой двумя встречными молами, направленными с противоположных берегов.

Для лучшего расположения входных ворот по отношению к направлению морского волнения, проникающего в порт, оси молов находятся не на одной линии, а несколько разведены (см. рис. 50).

В Палермо головная часть северного мола отогнута в сторону моря, образуя с береговой частью входящий тупой угол; однако такого решения, как правило, следует избегать.

Особенное распространение тип сходящихся парных молов получил для ограждения входных морских каналов, расположенных против устьев рек на песчаных побережьях, примерами чего могут служить Эймёйден (рис. 51), Вентспилс, Танемюнде, Ейск и др.

Другую разновидность парных молов представляют параллельные парные молы, устраиваемые исключительно в устьях рек или лагунах (сообщающихся с морем лиманов). Применение их дает наиболее благоприятный эффект в условиях приливного режима, позволяя использовать отливное течение для промывки

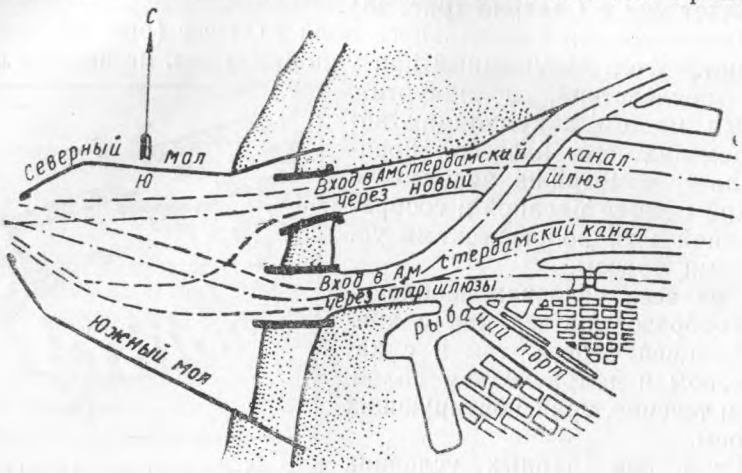


Рис. 51. Схема порта Эймёйден

устьевых баров. В целях усиления этого эффекта приливную воду можно аккумулировать в специальных водохранилищах с шлюзными затворами, открываемых для быстрого выпуска вод при низком уровне отлива, что увеличивает скорость и размывающее действие течения между парными молами.

В портах лагунного типа, как, например, в Венеции, на входе Лидо-Моломокко, применение естественной промывки подходного канала оправдывается даже при небольшой амплитуде колебаний приливных вод, достигающей в Адриатическом море 0,6—0,8 *м*, причем требуется лишь незначительное содействие землечерпательных работ.

В неприливных портах на песчаном побережье также встречаются более или менее удачные случаи применения направляющих парных молов для промывки устьевых и лагунных баров, но при сравнительно малых глубинах, обычно не превышающих 3—5 *м*.

Однако поддержание и таких ограниченных глубин на баре, резко падающих при сильных штормах, требует в устьях рек обязательной помощи землечерпания. Последнее является в таких условиях самым действенным средством поддержания больших судоходных глубин (9 *м* и более), что требует иногда продления подходного канала в открытое море за пределы направляющих парных молов.

С ростом тоннажа и размеров судов и с общим ростом интенсивности судоходства направляющие парные молы все более теряют свое значение.

Ограждение акваторий порта волноломами

Примером образования защищенной от волнения акватории путем устройства отдельно расположенного в море волнолома может служить Плимутский порт (рис. 52), где одиночный волнолом служит для прикрытия от волнения глубокой и просторной бухты, открытой только с юга.



Рис. 52. Схема порта Плимут

Защита отдельно стоящими волноломами рейдов и причалов встречается и на открытых побережьях при отсутствии мигрирующих вдоль берега наносов. В этих условиях волнолом располагается, как правило, параллельно берегу, на расстоянии, необходимом для создания рейда. При этом его длина и расположение должны быть избраны с таким расчетом, чтобы требующая защиты от волнения часть берега была прикрыта от господствующих ветров. Примером подобной схемы с применением нескольких волноломов может служить порт Триест (рис. 53).

Во многих случаях параллельное берегу расположение волнолома вытекает не из условий режима береговых отложений, а осуществляется по соображениям целесообразной в местных условиях компоновки под его защитой внутренних гаваней. Характерным примером в этом отношении является порт Марсель (см. рис. 43), где волнолом прикрывает ряд пирсов, устроенных перпендикулярно берегу и образующих отдельные соединенные между собой гавани.

Расположение волноломов вблизи берега, что бывает необходимо по условиям глубин, приводит к образованию тесных акваторий, но представляет известные удобства для дальнейшего развития портовых гаваней под защитой удлиняемого вдоль берега волнолома.

Сочетание молов и волноломов

Многообразие местных условий в отношении конфигурации берега и гидрогеологических факторов, а также требования навигации и эксплуатации приводят часто к более сложным комбинациям при компоновке оградительных сооружений. В результате этого во многих портах встречаются в разных сочетаниях и волноломы и защитные береговые молы.

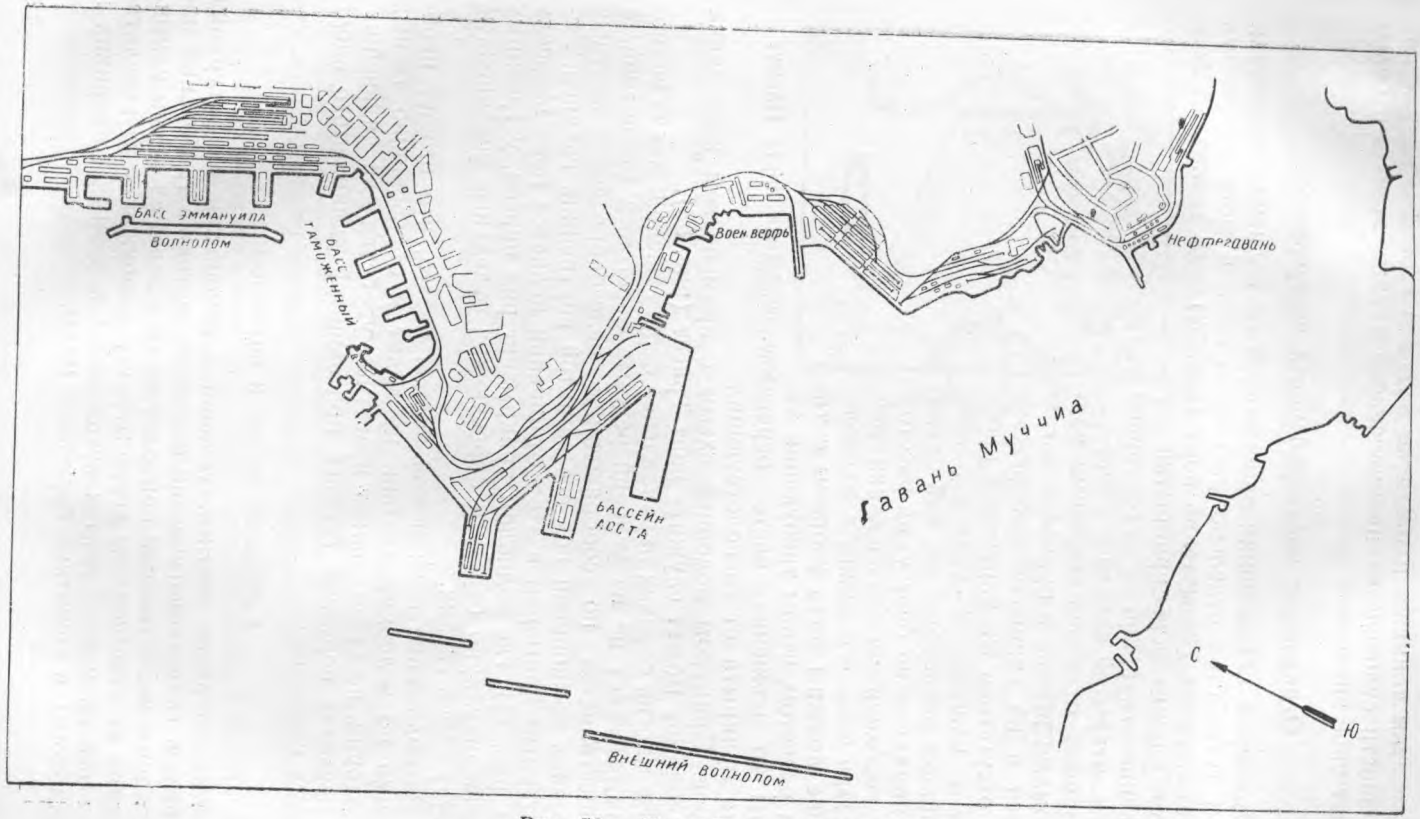


Рис. 53. План Триестинского порта

Простейший случай представляет ограждение акватории одним волноломом и одним молом. Приведенный на рис. 54 пример (порт Бердянск) до известной степени отвечает такому сочетанию, так как береговой мол, служащий причальной линией, в то же время ограждает с запада внутренний ковш в дополнение к защите его с юга волноломом. Искусственного укрытия с восточной стороны не потребовалось благодаря естественной защите берега — косе, далеко выступающей с этой стороны в море.

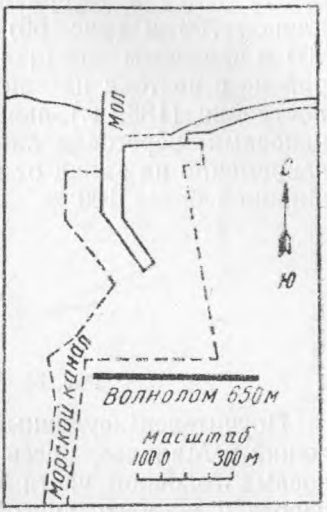


Рис. 54. Схема порта Бердянск

Портландский порт, расположенный в полукруглой бухте и занимающий громадную площадь, огражден двумя молами и тремя волноломами, образуя замкнутый контур с тремя самостоятельными воротами. Этим обеспечиваются не только создание защищенного от волнения рейда, но и условия свободы маневрирования для судов.

В порту Лиепая были сооружены два наружных мола и два наружных волнолома независимо от внутренних разделительных и направляющих молов и одного внутреннего волнолома.

Туапсинский порт представляет пример порта, в котором неудачная первоначальная компоновка внешних оградительных сооружений привела в последующий период к дорогому и сложному переустройству.

Одесский порт (см. рис. 49), расположенный на юго-западном берегу полуовальной бухты, открытой волнению с востока по большой оси, длиной около 8 *км*, представляет пример хорошо укрытого порта. Его внешние оградительные сооружения состоят из:

а) двух молов, создающих порту основную защиту от имеющих наибольший разгон ветров остовых румбов;

б) старого и нового волноломов, прикрывающих внутренние гавани от имеющих меньший разгон ветров северных румбов;

в) нефтяного мола, внутренние причалы которого выполняют оперативные функции, а наружная сторона ограждает порт от наносов и волнения, имеющего здесь весьма незначительный разгон.

§ 36. РАЗМЫВ И НАРАСТАНИЕ БЕРЕГА В РАЙОНЕ ПОРТОВ

Особый интерес вызывает устройство оградительных сооружений на открытых песчаных побережьях, где обычно требуются

подходные каналы значительной длины. Устройство оградительных сооружений вызывает в районе порта занесение одной полосы берега и размыв другой. В связи с этим приходится с течением времени видоизменять положение оградительных сооружений и удлинять их.

В качестве примера неудачного расположения оградительных сооружений может служить небольшой порт на северо-восточном берегу Южной Америки (Бразилия). Мол Г-образной формы длиной 700 *м* (рис. 55) был сделан в корневой части длиной 200 *м* сквозным для пропуска наносов, передвигающихся в этом районе с востока на запад. В течение 17 лет с момента начала постройки (1886 г.) акватория порта была полностью занесена наносами; береговая линия выдвинулась в море на 450 *м*. Одновременно на запад от порта произошел размыв полосы берега шириной более 100 *м*.



Рис. 55. Пример заносимости порта

Поучителен неудачный опыт устройства оградительных сооружений в Мадрасе. Здесь довольно скоро наступивший обход наносами головной части южного мола заставил закрыть южные ворота и устроить другой боковой вход под прикрытием шпоры с севера. Аналогичное явление имело место при строительстве Потийского порта.

В Штольпмюнде благоприятный результат был достигнут только после удлинения западного мола с приданием головной части плавного криволинейного очертания, что способствовало, совместно с действием речного течения, размыву бара.

Наиболее сложные и трудные задачи приходится решать при устройстве портов в устьях многоводных рек, образующих дельты и лиманы, т. е. как раз в тех случаях, когда нахождение порта на стыке речных и морских путей сообщения особенно благоприятно в экономическом и транспортном отношениях.

Чрезвычайно разителен пример Порт-Саида. С открытием эксплуатации Суэцкого канала (1869 г.) выявилась невозможность бороться с наносами в Порт-Саиде и на его подходах. Первоначально портовые оградительные сооружения (рис. 56, *а*) состояли из: а) западного мола длиной 2,8 *км*, выведенного на глубины 9 *м* и предназначенного для защиты от основной заносимости с запада, и б) восточного, длиной 1,8 *км*, доведенного до глубины 7 *м*.

Корневая сквозная часть западного мола вскоре же оказалась забитой наносами; в связи с этим систематически происходило обмеление прибрежной акватории и выдвижение в море бе-

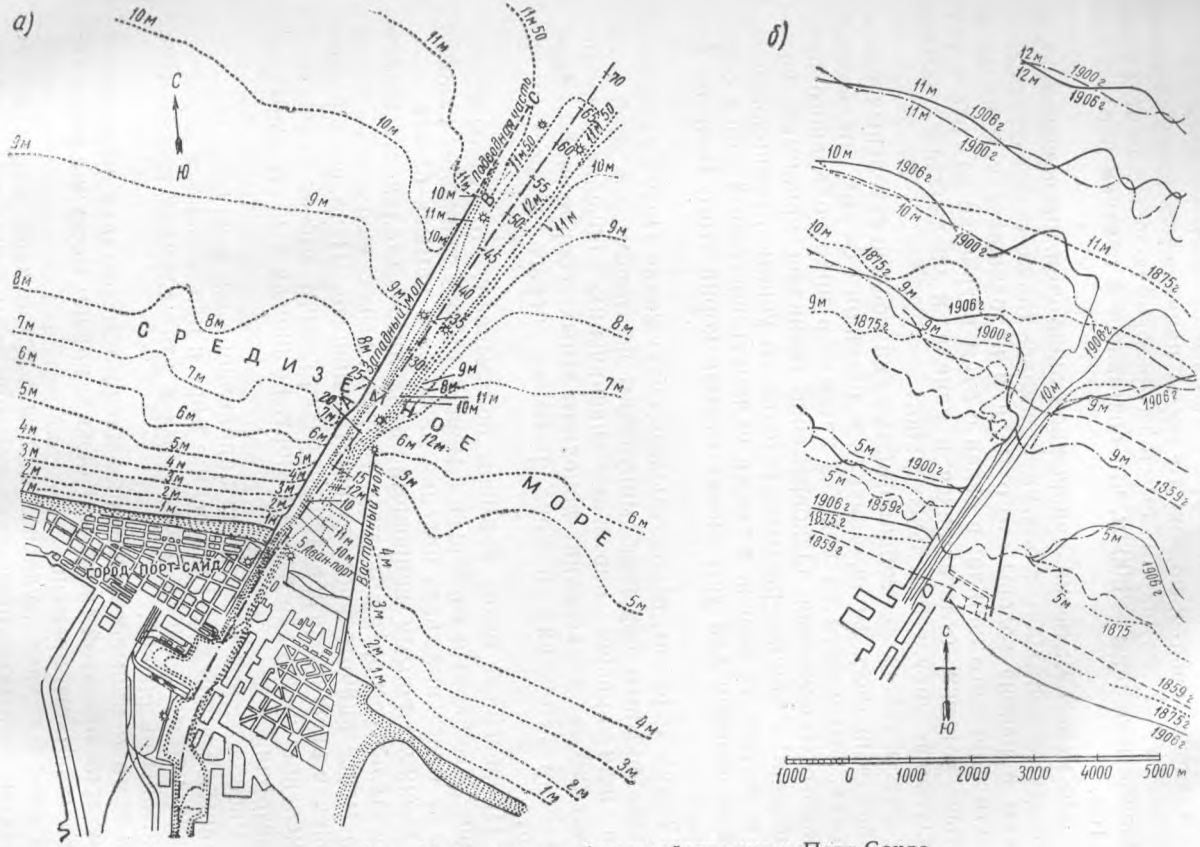


Рис. 56. Изменение береговой полосы у Порт-Саида

реговой линии. За период 1859—1906 гг. выдвижение уреза моря близ западного мола достигло 700 *м* (рис. 56,*б*), что соответствует ежегодному выдвижению уреза моря в среднем на 15 *м*.

Одновременно к востоку от порта начался интенсивный смыв берега; за 47 лет ширина смытой береговой полосы достигла громадной величины — 800 *м*, что составляет в среднем около 17 *м* в год.

По мере обмеления прибрежной акватории, расположенной к западу от западного мола, уменьшались также естественные глубины в районе головы этого мола и находящейся там входной части портового канала; в связи с этим возрастал из года в год объем наносов, отлагавшихся в канале, и увеличивался объем ежегодных дноуглубительных работ.

Это обусловило необходимость ряда последовательных удлинений западного мола, сначала в обычной форме надводной стенки, выходящей из воды, а затем — в виде подводного придонного сооружения. Одновременно пришлось принимать срочные меры к защите размыва берегового участка, расположенного к востоку от порта, а также удлинить восточный мол в береговую сторону для устранения отрыва корня этого мола от берега.

Таким образом, оградительные сооружения Порт-Саида оказались важным берегоформирующим фактором, и в этой роли они шли вразрез портовому назначению, обусловливая необходимость возведения дополнительных сооружений — береговых укреплений — в зоне размыва берега к востоку от порта.

Приведенные выше примеры показывают, что всякое сооружение, выдвинутое от берега в море, в районе движения наносов всегда будет вызывать явления размыва и намыва берега.

С аналогичными вопросами приходится сталкиваться при строительстве порта вблизи устья реки, выносящей в море более или менее значительное количество наносов. Неудачное расположение внешних оградительных сооружений может привести к обмелению не только входа в порт, но иногда и части портовой акватории.

Расположение молов и их направление должны быть сообразованы с местом впадения реки в море и направлением передвижения наносов. Схемы возможных в этих случаях компоновок показаны на рис. 57.

Схема *а* наименее удачна: заносимость входа в порт и его акватории при этой схеме неизбежна, причем наступит она в течение короткого времени.

Схема *б* является удачной в случае устойчивого направления выносов реки по стрелке, так как при этом исключается опасность обхода ими голов молов. Однако эта компоновка может быть применима лишь при расположении молов на таком расстоянии от места впадения реки в море, при котором сводится к

минимуму влияние волновой тени[1] оградительных сооружений на направление перемещения наносов.

Схема *в* имеет в практике относительно широкое применение. Основной ее недостаток состоит в том, что с течением времени наносы проявляют тенденцию к обходу основного оградительного сооружения, а с внешней стороны короткого мола происходит процесс размыва береговой полосы.

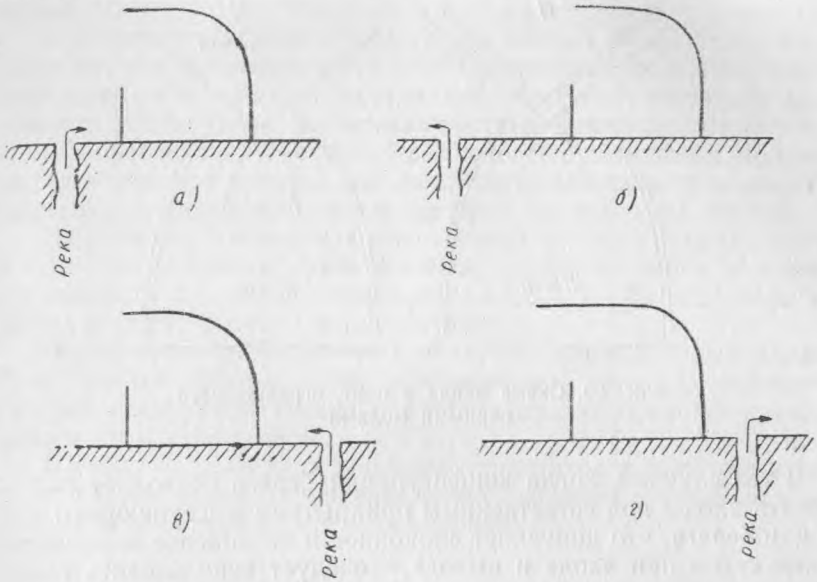


Рис. 57. Схемы компоновки порта у устья реки

Относительно наиболее целесообразной, с точки зрения борьбы с заносимостью, является схема *г;* однако она имеет тот недостаток, что портовая акватория, при такой же протяженности молов, что и в предыдущих схемах, может оказаться менее защищенной от морского волнения. Поэтому в данном случае иногда потребуется применение более длинного основного оградительного сооружения.

§ 37. ВХОДЫ В ПОРТ

По условиям расположения различают входы в порт: а) между головой оградительного сооружения и берегом и б) между головами двух основных оградительных сооружений.

Местоположение входов желательно выносить в наиболее выступающую в море часть контура, образуемого внешними огра-

[1] Под волновой тенью понимается зона влияния оградительного сооружения на движение наносов.

дительными сооружениями, чтобы достичь при этом естественных глубин, требуемых судоходством. Если по местным условиям такое удлинение защитных сооружений неосуществимо, то судовой фарватер за пределами ворот (входа в порт) решается в виде открытого канала, поддерживаемого землечерпанием до требуемой глубины (например, Ейский порт).

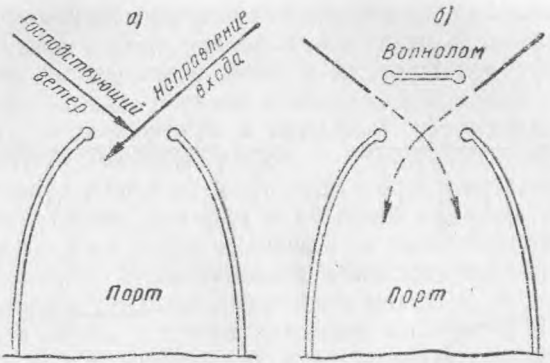


Рис. 58. Схема входа в порт, огражденного парными молами

В тех случаях, когда конфигурация берега позволяет расположить входы под естественным прикрытием выступающего мыса или берега, что допускает спокойное и безопасное маневрирование судов при входе и выходе,— следует использовать такую возможность. Так, в Батумском порту вход в порт прикрыт мысом Бурун-Табие; перед входом находится просторный и спокойный внешний рейд, прикрытый тем же мысом от господствующих ветров.

Вход в порт должен быть ориентирован так, чтобы его направление как можно меньше отклонялось от направления господствующих штормовых ветров и волнения. Допускаемое отклонение не должно превышать, как правило, 70° (рис. 58); при неизбежности более или менее значительных отклонений рекомендуется создавать для входящих судов прикрытие путем удлинения головной части подветренного мола или постройкой вспомогательного волнолома (рис. 58,*б*).

Правильная ориентировка входа имеет особое значение для входящих в порт судов, которые в случае неудачного подхода при шторме должны иметь возможность развернуться, взяв обратный курс в море; суда, выходящие в море из защищенного молами рейда, оказываются в лучших условиях, не говоря уже о том, что они могут переждать шторм.

При ориентировке входов следует учитывать, кроме того, необходимость предупреждения заноса их береговыми отложе-

ниями и льдом (в замерзающих портах), а также сопряженную обычно с большими трудностями возможность удлинения головных частей молов при будущем развитии порта.

Если удовлетворение всего комплекса требуемых условий не может быть разрешено устройством одного входа, следует устраивать два или более входа, пользуясь каждым из них в зависимости от обстоятельств, сопровождающих заход или отход судна.

В отношении ширины входа надо иметь в виду, что, с одной стороны, следует стремиться к ее ограничению в целях наилучшей защиты внутренних водных площадей от волнения и заносимости, а с другой — по возможности увеличивать ширину входа для обеспечения большей безопасности судоходства: во время неблагоприятной погоды или неудачного маневра суда рискуют потерпеть аварию при навале на одну из головных частей.

Назначение минимально допустимой и в то же время достаточной, по условиям судовождения, ширины входа надлежит производить на основе детального и обстоятельного учета местных условий и опыта в других портах.

Необходимо также иметь в виду, что ширина входа должна быть больше длины судов, посещающих порт, во избежание случаев застревания судна в воротах при вынужденном развороте в этом узком месте.

В табл. 10 приведена характеристика входов некоторых морских портов; в ней помещены также сведения о ширине ворот разных портов при различных условиях.

Таблица 10

Характеристика входов некоторых портов

Наименование порта	Глубина входа h, $м$	Тип оградительных сооружений	Ширина ворот B, $м$
Береговые порты			
Дюнкерк	Свыше 10	Сходящиеся молы	130
Мадрас	» 10	Сходящиеся широко расставленные молы	162—старые 122—новые
Портленд	» 10	2 мола и 2 волнолома	168,183 и 150
Гавр	9(УНО)*	Сходящиеся молы	200
Лейксос	—	Сходящиеся широко расставленные молы	220
Кингстаун	Свыше 12	То же	229
Дувр	12-13	Волнолом между двумя молами	183
Эймёйден	10,5	Сходящиеся молы	260
Алжир	—	Волнолом и выступающий за его линию мол	340
Картахена	—	Встречные молы	350
Палермо	—	Встречные (с противолежащих берегов) молы	420
Генуя	15-20	Встречные перекрывающие вход молы	500

Наименование порта	Глубина входа h, $м$	Тип оградительных сооружений	Ширина ворот B, $м$
Одесса	10	2 мола и 2 волнолома	275
Новороссийск	10	2 встречных мола	330
Туапсе	10	Мол и 2 волнолома	220
Батуми	Свыше 10	Мол с загибом параллельно берегу	250
Жданов	8	Мол и волнолом	150
Вентспилс	7,5	Сходящиеся молы	300
Сасниц	6,7	Сходящиеся молы разной длины	125
Нейфарвассер	7—8	Параллельные молы	63
Рюгенвальде	5,0	Сходящиеся молы	40
Штольпмюнде	3.5	Параллельные молы	40
Колобжег	5,0	» »	40
Буэнос-Айрес	Свыше 10	Волнолом и мол	220 и 100
Устьевые порты			
Сулина	7,0	Параллельные сходящиеся молы	180
Устье Тайна	9,0	Направляющие молы	360
Дублин (р. Лиферт)	6(УНО)	» »	305
Устье Мааса	9,0(УСП)*	Параллельные молы	685
Устье Миссисипи	—	» »	305
Юго-Западное	10,7	» »	1000
Лагунные порты			
Свиноуйсьце	7,0	Параллельные молы	350
Клайпеда	5,5	» »	375
Лидо-Моломокко	9,5	» »	470
Венеция	7,10	» »	900
Рыбачьи порты			
Гестемюнде	4,4(УНО)*	Дамбы	120
Шевенинген	3,1(УСП)*	Сходящиеся молы	130
Гела	2,6	» »	50
Урк		Параллельные молы	30

* УНО — уровень низкого отлива; УСП — уровень среднего прилива.

Существенное значение имеет форма очертания головных частей сооружений, образующих ворота.

Как известно, при встрече с глубоко заложенной вертикальной (или имеющей небольшой уклон) стенкой волна отражается, производя лишь сильную толчею на месте; в этом случае судно не имеет тенденции навалиться на стенку. Если же волна набегает на мол откосной формы или на мелко заложенную вертикальную стенку, то колебательное движение ее частиц превращается в поступательное; при этом судно может быть увлечено

прибоем и разбиться при ударе о стенку мола. Поэтому головные части молов у ворот следует по возможности возводить в виде гладких вертикальных стенок.

Следует также учитывать, что отражаемое от стенки мола волнение, вызывая толчею, затрудняет проход судов через ворота. Для ослабления отраженного волнения иногда рекомендуют несколько отгибать в сторону моря головы молов; однако это вызывает конструктивные трудности и поэтому применяется редко.

Проникающее через ворота оградительных сооружений волнение не должно отрицательно сказываться на условиях стоянки судов. В общем виде могут иметь место два случая:

а) когда проникающее волнение, прижимаясь в какой-либо направляющей его плавной линии мола внутри рейда, доходит, не затухая, до места стоянки судов;

б) когда отраженное внутри рейда волнение рикошетирует на места стоянки судов.

В целях предупреждения первого случая рекомендуется устраивать на пути распространения волнения поперечную шпору либо наброску из камней или массивов; вызываемый такой преградой перебой периодического ритма волнения сбивает его распространение, не говоря уже о достигаемом при ее устройстве укрытии расположенных за ней причалов.

Для предупреждения второго случая должна быть в первую очередь обеспечена целесообразная компоновка внешних и внутренних сооружений порта. В целях уменьшения вредного влияния отраженных от внутренних сооружений волн рекомендуется иногда применять причалы эстакадной конструкции с каменными откосами под верхним строением, а береговые укрепления — откосного типа.

§ 38. АКВАТОРИЯ ПОРТА[1]

Акватория, или совокупность водных площадей порта, состоит из: а) внутреннего рейда и б) оперативных бассейнов (гаваней, ковшей) с причальными линиями.

В некоторых случаях внутренний рейд и оперативный бассейн сливаются в одно целое.

Во многих портах, расположенных в естественно укрытых бухтах, имеется, кроме того, внешний рейд, на котором суда могут находить спокойную якорную стоянку. Обязательным условием для такого рейда является наличие соответствующих этой цели донных грунтов, таких, как глина, плотный ил и глинистый или илистый песок. Вязкий ил или мягкая вязкая глина, чистый песок, скалистые грунты, а также дно, засоренное зато-

[1] Настоящий параграф составлен с использованием проекта норм размеров акватории морских портов, разработанных под руководством А. И. Брюма.

нувшими предметами, не обеспечивают надежной якорной стоянки.

Наиболее подходящими глубинами, соответственно длине выпускаемых якорных канатов, считаются глубины от 10 до 40 *м*.

С навигационной точки зрения, элементы портовой акватории должны быть возможно более просторными, чтобы не стеснять движения и маневрирования судов. С другой стороны, во многих случаях приходится ограничивать размеры акватории с целью экономии затрат по ее образованию и ограждению искусственными сооружениями. Малые акватории портов при большом волнении не обеспечивают спокойной стоянки судов на аванпорте и у причалов, особенно в случае подверженности акватории порта воздействию длинных волн или «тягуна». В то же время нельзя упускать из виду, что чрезмерные размеры акватории, особенно расположенной в направлении господствующего ветра, могут вызвать внутреннее, порою значительное волнение.

Наряду с общими навигационными и технологическими условиями, которым должна соответствовать акватория проектируемого порта, ее размеры должны быть проверены расчетом на выполнение следующих требований:

а) основная часть акватории порта, примыкающая к входным воротам (внутренний рейд), должна иметь размеры, достаточные для движения и маневрирования судов и для стоянки на якорях предусмотренного проектом их числа;

б) гавани (бассейны, ковши), а также примыкающие к ним части акватории должны иметь размеры, обеспечивающие безопасную и достаточно удобную швартовку и отшвартовку судов, а в отдельных случаях — производство перегрузочных работ посредством бортовой перевалки.

Несмотря на огромное разнообразие в системах компоновки портов, вызываемое различными естественными, историческими и другими условиями, представляется возможным установить некоторые общие тенденции, относящиеся к размерам акватории в плане. В частности, это относится к величине внутреннего рейда, оцениваемой обычно окружностью, которую можно в него вписать.

В табл. 11 приведены величины диаметров окружностей, вписанных во внутренние рейды некоторых отечественных и зарубежных портов, и отношение их к длине характерного для этих портов наибольшего судна.

Из данных таблицы видно, что диаметр вписанной окружности превышает длину расчетного судна не менее чем в 3 раза, достигая в крупных портах величины 3,5—4. Что же касается таких портов, как Жданов и Батуми, где это соотношение менее 3, то практика их эксплуатации подтверждает недостаточность акватории их внутренних рейдов.

Таблица 11

Характеристика размеров внутренних рейдов некоторых портов

Название порта	Диаметр вписанной окружности, *м*	Длина судна, *м*	Отношение диаметра окружности к длине судна
Одесса	710	150	3,7
Новороссийск	600	150	4,0
Сочи	330	110	3,0
Феодосия	430	110	3,9
Жданов	340	130	2,6
Батуми	340	150	2,3
Азовсталь	470	130	3,6
Гдыня	600	150	4,0
Риека	325	120	2,8
Зандерланд	450	150	3,0
Лавера (нефтепорт Марселя)	570	170	3,4
Иокогама			
а) до развития порта	1060	150	6,8
б) в соврем. условиях	1350	200	6,8
Хайфа	360	130	2,8
Гамбург	550	150	3,7

В составе внутреннего рейда следует различать акватории:

а) предназначенную для движения и маневрирования судов;

б) отводимую для стоянки судов на рейде (для производства рейдовых перегрузочных работ или для отстоя).

Требования к размерам внутреннего рейда с точки зрения безопасного движения и маневрирования судов заключаются в следующих условиях:

а) возможность гашения инерции судна;

б) возможность отдачи якоря при сильном ветре;

в) возможность разворота судна.

По всем этим трем условиям установлено, что размер акватории внутреннего рейда определяется диаметром вписанной окружности, который находится в пределах 3—4. Нижний предел может применяться при расчетах для тех портов, акватория которых представляет собой искусственно углубленный ковш, не ограниченный внешними оградительными сооружениями; в таких портах опасность, угрожающая судну при сносе на откосы ковша, не столь значительна. По верхнему пределу диаметра вписанной окружности следует рассчитывать акваторию порта при особо неблагоприятных гидрометеорологических условиях, когда суда будут принуждены увеличивать скорость хода при прохождении входных ворот и, следовательно, длина пути торможения будет большей. Такую же, т. е. повышенную, норму следует применять для расчетов в портах с очень слабыми грунтами дна в связи с возможной необходимостью увеличения длины вытравленной якорной цепи.

Рейды для отстоя судов следует располагать так, чтобы подход к ним судов был совершенно свободен и, в то же время, чтобы суда при отстое не мешали маневрированию судов на остальной части акватории порта.

Общая площадь акватории для отстоя определяется числом рейдовых причалов и площадью, занимаемой одним рейдовым причалом. Число рейдовых причалов для отстоя ориентировочно можно принимать равным 10—15% общего количества эксплуатационных причалов. Число рейдовых причалов для перегрузочных операций на плаву определяется расчетом аналогично числу береговых причалов (см. главу XI, § 42).

Площадь, занимаемая одним рейдовым причалом, может быть приближенно определена в зависимости от длины судна и назначения рейдового причала по следующим данным:

Длина судна, *м*	Размеры площади причалов, *м*	
	для перегрузочных операций	для отстоя судов
До 100	200 × 50	200 × 35
100—150	250 × 80	250 × 60
150—200	300 × 100	300 × 75

Требования к размерам акватории оперативных бассейнов (гаваней, ковшей) определяются в основном условиями обеспечения безопасной и достаточно удобной швартовки и отшвартовки судна.

Швартовку (отшвартовку) судна к причалу рационально осуществлять при помощи буксиров, что дает следующие преимущества: а) уменьшение износа причальных сооружений, которые при самостоятельной швартовке судов терпят ущерб от работы винтов и от ударов судна; б) уменьшение износа судов (корпусов и главных двигателей); в) повышение надежности судоходства. Поэтому, определяя ширину гаваней, следует исходить из того, что непосредственные швартовка и отшвартовка крупных судов должны производиться при помощи буксиров.

При определении минимальной ширины гавани учитываются ее длина, размеры судов, необходимость обработки судна с морского борта. Разрыв между судами принимается равным 1÷1,5 ширины судна. При отсутствии специальных условий минимальная ширина гавани может быть принята по данным табл. 12.

При частой повторяемости сильных ветров, неблагоприятно сказывающихся на маневренности судов, ширина гавани должна быть принята с увеличенным запасом.

Поскольку разворот судов в узкой гавани не может быть осуществлен, прилегающая к ней акватория должна обеспечить возможность безопасного их разворота. Применением буксиров можно сократить площадь, необходимую для разворота судна.

Однако при хорошей погоде особой надобности в помощи буксиров для этой цели нет; поэтому в обычных условиях следует считать, что при выходе из гавани суда должны иметь возможность развернуться собственным ходом. В этом случае не возникает надобности в наличии полной окружности для разворота судна; достаточно ограничиться половиной окружности, диаметр которой может быть принят равным 3,5—4.

Таблица 12

Минимальная ширина гавани

Расположение причалов	Длина гавани	Ширина гавани, выраженная	
		в ширинах судна	в длинах судна
Одностороннее	1 причал	3,5	0,50
	2-3 причала	5,0	0,75
Двустороннее	1 причал	5,0	0,75
	2-3 причала	7,0	1,0

Для пассажирских судов, являющихся обычно двухвинтовыми, площадь для разворота, казалось бы, требуется меньшая. Однако эти суда имеют повышенную парусность и, следовательно, в большей степени подвержены опасности навала на сооружения. В связи с этим и для пассажирских гаваней сохраняется тот же диаметр разворотной полуокружности.

В последние годы за рубежом получает распространение установка на судах так называемых активных рулей, благодаря которым суда могут осуществлять разворот на малом ходу без помощи буксиров; внедрение этих устройств будет способствовать сокращению минимально необходимых размеров акватории для разворота.

Площадь акватории гаваней для стоянки судов портового и технического флота определяют, исходя из их количества и условий размещения. При незначительных размерах такие суда, не связанные с производством грузовых операций, часто устанавливают не лагом вдоль причала, а кормой или носом к нему; этим достигается значительное сокращение длины потребного причального фронта.

В пределах порта должна быть предусмотрена также площадь для стоянки пожарных, разъездных, лоцманских и буксирных судов при несении дежурной службы в готовности к немедленному выходу. Соответственные причалы выбираются с учетом целесообразного их расположения в отношении обслуживаемого участка порта. Чаще всего места для таких дежурных судов отводятся в торцовых или корневых частях пирсов или на неудобных для больших судов причалах, не используемых для погрузочно-разгрузочных работ.

§ 39. ГЛУБИНА АКВАТОРИИ ПОРТА

Глубина акватории является важнейшей характеристикой порта, определяющей размер принимаемых судов, и назначается в зависимости от осадки наиболее крупных расчетных судов.

До недавнего времени порт с глубинами 10 *м* (могущий принимать суда с осадкой порядка 9 *м*) считался первоклассным портом. В настоящее время положение изменилось. Современная тенденция судостроения, которая сводится к увеличению всех размерений судов, предъявляет повышенные требования к глубине портов.

По сухогрузному флоту получили развитие новые типы океанских судов с осадкой до 10 *м*; такими судами, в частности, пополняется и советский флот. Особое место занимают строящиеся за рубежом супер-рудовозы, уже упоминавшиеся выше, грузоподъемностью 40—60 тыс. *т* с осадкой, достигающей 14 *м*. Для этих узкоспециализированных судов устраиваются отдельные, специальные причалы.

По нефтеналивным судам тенденция к росту размеров судов проявляется особенно сильно. Средний тоннаж танкеров в составе мирового флота вырос с 12 500 *т* в 1945 г. до 16 000 *т* в 1954 г. (по дедвейту). Среди строящихся новых танкеров преобладают крупнотоннажные грузоподъемностью 25—40 тыс. *т*, с осадкой 10,5—11,5 *м*. Это определяет необходимость иметь в современных нефтяных гаванях, обслуживающих океанские перевозки, глубины 12—13 *м*.

Появившиеся в последнее время гигантские танкеры грузоподъемностью выше 80 тыс. *т* с осадкой порядка 14 *м* представляют собой узкоспециализированные суда, предназначенные для отдельных направлений.

В танкерном тоннаже СССР пока преобладают суда грузоподъемностью 10 тыс. *т*, с осадкой 8,5 *м*, для которых достаточны глубины 9,5—10 *м*. Однако в ближайшее время советский флот будет пополняться танкерами грузоподъемностью 27 тыс. *т* с осадкой 10,4 *м*, для которых потребуются уже бóльшие глубины.

По пассажирским судам следует выделить особо группу лайнеров трансатлантического плавания с осадкой около 12 *м*; эти суда узкого назначения не характерны для подавляющего большинства морских пассажирских линий, в том числе и для советских. Наиболее крупные пассажирские суда, посещающие порты СССР, имеют осадку до 9 *м*, большинство советских судов — еще меньшую; такие крупные пассажирские суда, как теплоход «Победа» и дизель-электроход «Россия», имеют осадку соответственно 7,5 и 7,7 *м*.

При установлении глубин портов наряду с учетом последних тенденций развития судостроения необходимо придерживаться принципов дифференциации и унификации глубин.

Дифференциация глубин проводится в связи с тем, что нет необходимости иметь наибольшие глубины во всех частях порта. Некоторые портовые районы, а в отдельных случаях и целые порты должны проектироваться для приема средних и малых судов с осадкой 3,5—4 и даже 2 *м* (суда местного и пригородного сообщения).

При проектировании портовых акваторий нужно иметь в виду, что каждый дополнительный дециметр глубины (при искусственном ее создании) требует значительных затрат как единовременных, так и эксплуатационных для ее поддержания. Еще в большей степени возрастает размер затрат при строительстве более глубоководных причалов. Поэтому к разрешению задачи о выборе расчетных глубин портовых акваторий надлежит подходить с учетом реальных потребностей и местных особенностей каждого порта или портового района.

Унификация глубин — необходимое условие типизации портовых сооружений.

Многообразие расчетных типов судов во многих проектах объясняется в большинстве случаев не действительной необходимостью, а субъективным подходом проектировщиков к решению этого вопроса. При проектировании портовых акваторий и причалов сходного технологического профиля должны приниматься унифицированные расчетные суда и соответствующие глубины.

Современная тенденция к унификации основных размерений судов торгового флота облегчает выполнение этих требований. Уже сейчас в торговом флоте СССР и зарубежных стран серийные суда имеют значительный удельный вес. При определении унифицированных глубин учитываются расчетные осадки судов, принятые в сетке типоразмеров судов морского флота, а также осадки находящихся в эксплуатации судов основных типов как советских, так и иностранных.

Утвержденная Министерством морского флота СССР сетка глубин причалов морских портов предусматривает для причалов усредненные запасы под килем и на заносимость в размере от 0,5 *м* (для мелководных причалов) до 1—1,5 *м* (для глубоководных причалов). В соответствии с этим сетка расчетных глубин причалов и соответствующая ей осадка судов представляются в следующем виде:

Расчетные осадки, *м*	2,0	3,8	5,75	6,5	7,5	9,0	10,5	11,5
Глубины, *м*	2,5	4,5	6,5	7,25	8,25	9,75	11,5	13,0

Глубины портовых акваторий должны быть увеличены против указанных величин в соответствии с характером морского волнения и возможной скоростью движения судов. Соответствующие указания по этому вопросу приведены в § 108 главы XXVIII раздела VII.

Глава XI

БЕРЕГОВЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПОРТА

§ 40. ПРИЧАЛЬНЫЙ ФРОНТ. НАЧЕРТАНИЕ ПРИЧАЛЬНОЙ ЛИНИИ

По расположению и форме причальных линий различают:

а) продольное развитие открытого причального фронта вдоль берега (например, Николаевский порт);

б) устройство бассейнов, врезающихся внутрь территории порта (например, порты Гамбург, Бремен, Поти);

в) развитие причального фронта путем устройства замкнутых шлюзованных бассейнов, обычно называемых «доками», что применяется в портах с большой (свыше 3—4 *м*) амплитудой приливо-отливных колебаний (например, доковые бассейны в Гавре — рис. 40);

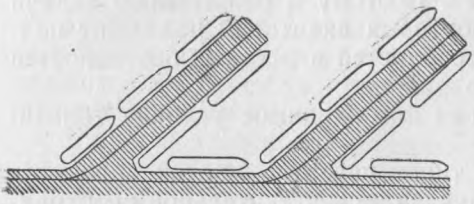


Рис. 59. Причальный фронт в виде широких пирсов

г) устройство широких бассейнов, разделяемых отдельными, выдвигаемыми в море или реку широкими пирсами, причем береговые участки между ними могут быть также использованы для причалов (рис. 59); как пример, можно указать на порты Одесса, Триест, Монтевидео;

д) развитие причального фронта путем устройства ряда узких пирсов, выдвигаемых в море или реку в виде гребенки, причем узкие береговые участки между пирсами не могут быть использованы для причалов (например, Нью-Йорк и большинство портов США).

Во многих крупных портах встречаются комбинированные сочетания различных форм причальной линии; в некоторых портах преобладает какая-нибудь одна, как, например, форма выдвинутых в море гребенчатых пирсов в портах США.

Продольное развитие открытого причального фронта не вызывает разделения прилегающей к берегу акватории на отдельные бассейны; оно является простейшей формой и требует только обделки берега набережными.

Условиями, благоприятствующими этой форме, являются: защищенность акватории на подходах к причальному фронту; достаточность размеров акватории для маневрирования судов, значительная протяженность и удобная (без резких переломов) конфигурация береговой полосы.

Чаще всего эта форма встречается в портах, расположенных на берегах устьевых участков рек, особенно в тех случаях, когда рельеф местности не благоприятствует устройству внедряющихся в глубь береговой полосы бассейнов.

Продольный открытый причальный фронт имеет свои отрица-

тельные стороны. Растянутость его в длину требует большой протяженности участков вдоль берега, что не всегда возможно, поскольку многие участки берега нужны и для других целей (коммунальных, промышленных и т. п.); уменьшает компактность порта в отношении удобств его административно-хозяйственного обслуживания; создает затруднения в районировании порта и обслуживании его железнодорожным и автомобильным транспортом.

По этим причинам применение сплошной вытянутой линии причального фронта в чистом виде встречается почти исключительно в портах на реках и в небольших портах. В плане очертание сплошных линий причального фронта при этом бывает или прямолинейным или, чаще, с переломами.

Устройство бассейнов, врезающихся внутрь территории порта, вырытых в целине берега и окаймленных набережными, применяется как в бесприливных, так и в приливных портах, где они выполняются в виде шлюзованных бассейнов (доков).

Этому способу развития причального фронта благоприятствует наличие в прибрежной полосе низменности значительной ширины; она необходима как для размещения самих бассейнов, так и тыловых участков порта, на которых располагаются железнодорожные пути и различные вспомогательные элементы порта.

Такая форма развития причального фронта не применяется при высоких берегах, где работы по образованию акватории представляют значительные трудности.

Основное преимущество ковшей — возможность развития на береговых участках ограниченной длины причального фронта значительного протяжения, что способствует более компактной концентрации портового хозяйства, уменьшает длину и стоимость внешних оградительных сооружений.

Выдвинутые в акваторию широкие пирсы с открытыми бассейнами между ними представляют распространенную в портовой практике форму развития причального фронта. Компоновка причальной линии при этом в общем аналогична ковшам, устроенным в суше.

Однако искусственно сооруженные пирсы, как правило, бывают у́же, чем территории, оставляемые в целине берега при устройстве внутренних ковшей.

Пирсы и образуемые ими открытые бассейны имеют весьма часто перпендикулярное, а не косое к берегу направление. Это создает затруднительные условия подводки железнодорожных путей, хотя в большинстве случаев объясняется лишь традициями, сохранившимися с тех времен, когда железнодорожное обслуживание не играло такой роли, как теперь. Косое расположение пирсов предпочтительно также с точки зрения удобства подхода судов.

Основным фактором, влияющим на выбор схемы развития причального фронта — ковшами или пирсами, является топографический рельеф местности.

Если потребное протяжение причалов не может быть обеспечено устройством набережных в одну линию вдоль берега, то при недостаточно широкой низменной его полосе и достаточно широком водном пространстве перед ним самым правильным решением является развитие причального фронта путем выдвижения пирсов.

В искусственно устраиваемых на суше ковшах причальный фронт развивается в отдельных случаях на длину до 10 причалов; выдвигаемые же за линию берега пирсы не превышают, как правило, длины, отвечающей трем-четырем причалам. Объясняется это как стремлением не стеснять обычно ограниченную водную площадь, так и условиями обслуживания железнодорожными путями: при большой длине пирсов требуется устройство в их пределах специальных сортировочных парков, которые значительно легче размещаются на более широких площадях, разделяющих вырытые в суше ковши.

Особую разновидность пирсовой формы представляют так называемые узкие пирсы.

Наиболее распространенное в США расположение узких пирсов, длина которых редко превышает две-три расчетные длины судна, имеет форму «гребенки», т. е. отдельных, параллельных друг другу пирсов, размещаемых перпендикулярно берегу на довольно близком по сравнению с их длиной расстоянии. В европейских портах узкие пирсы встречаются в виде отдельных сооружений; в этих портах наиболее распространены широкие пирсы и бассейны, имеющие несомненные преимущества в отношении развития складского хозяйства, а также кранового и железнодорожного оборудования.

Характерной особенностью узких пирсов является то, что они большей частью представляют сквозные конструкции. При гребенчатом расположении пирсов берег, с которым они связаны, обычно не служит причальной линией; этому мешает и недостаточная ширина пролетов между пирсами и условия частых пересечений берега железнодорожными путями, ведущими на пирсы. Лишь иногда пролеты береговой полосы приспособляются для мелких судов.

В американских условиях ширина бассейнов между пирсами достигает 80—100 *м*, однако и здесь отмечается тенденция к увеличению этого расстояния. Длина пирсов соответствует двум-трем причалам и более, в зависимости от свободной ширины акватории.

В СССР система в форме «гребенки» нашла применение в нефтяном районе Бакинского порта. Отдельно стоящие узкие пирсы имеются в Туапсе, Новороссийске и других портах; предназначаются они для операций с нефтепродуктами и зерном.

Положительной стороной развития причального фронта в форме гребенчатых пирсов нужно считать их компактность, особенно ценную при недостаточной длине береговой линии. Отрицательные моменты следующие: теснота территории пирсов и акватории между ними по сравнению с сильно развитой причальной линией; невозможность для крупных судов входить и выходить из просветов «гребенки» без помощи буксиров; трудность оснащения узких пирсов механическим оборудованием и достаточным числом железнодорожных путей.

В связи с отмеченными недостатками гребенчатых пирсов в США в настоящее время появилась тенденция перехода на систему широких пирсов с мощным крановым и железнодорожным оборудованием.

§ 41. СПЕЦИАЛИЗАЦИЯ ПРИЧАЛОВ

Схема районирования порта составляется по принципу раздельной переработки основных родов грузов. Однако род груза не всегда является признаком, достаточным для исчерпывающего определения назначения причала: другой важный фактор — размер (тоннаж) судов. В одном и том же порту один и тот же род груза может быть связан с обработкой как крупнотоннажных, так и малотоннажных судов. Размеры причальных сооружений для таких судов существенно различаются; поэтому совмещать их обработку на одних и тех же причалах нецелесообразно. В тех случаях, когда в составе судооборота порта имеются крупные группы судов, значительно различающихся по размерам, прибегают к делению грузового района на участки с разными глубинами. Таким образом, возникает специализация причалов внутри грузового района; она проводится также и по ряду других признаков.

Так, по виду плавания причалы делятся на причалы малого каботажа и причалы заграничного плавания (на которых перерабатываются также и грузы большого каботажа). Специализация причалов по виду плавания особенно нужна в районах штучных грузов ввиду специфических требований и процедуры оформления внешнеторговых грузов.

Причалы подразделяются и по направлению грузопотока—на причалы прибытия и отправления, так как совмещение на одних и тех же причалах обеих этих операций в эксплуатационном отношении неудобно; подобное совмещение может быть оправдано лишь при небольшом грузообороте.

Наконец, специализация проводится также и по признаку более подробной классификации грузов. Например, в районах штучных грузов выделяются причалы для переработки металлов, оборудования, тяжеловесов, вообще грузов открытого хранения. Тяжеловесы, ввиду специфических условий их перегрузки, обычно рассматриваются как особый род груза, и если их грузопоток в данном порту значителен, для них выделяется специаль-

ный причал, оборудованный краном большой грузоподъемности. Нередко выделяются причалы для перегрузки тех или иных однородных штучных грузов; так, в практике работы портов известны специальные причалы для сахара, муки, хлопка, цемента, каучука и других грузов, разумеется, лишь в тех случаях, когда они следуют крупным концентрированным грузопотоком.

Специализация причалов имеет технические и эксплуатационные преимущества. Они вытекают из того, что размеры, планировка и особенно оборудование специализированного причала могут быть в максимальной мере приведены в соответствие с требованиями, предъявляемыми данным грузом и данным типом судов, что создает условия для достижения благоприятных технико-экономических показателей работы причала.

Вместе с тем узкая специализация имеет и отрицательные стороны, к которым относятся уменьшение маневренной способности порта, возникновение в отдельные периоды угрозы скопления судов у одних причалов при незанятости других, затруднения во взаимозаменяемости причалов. Чрезмерно узкая специализация ведет к увеличению числа причалов, а в эксплуатационной работе — к простоям судов в ожидании причала.

Поэтому наряду с проведением специализации причалов следует стремиться к их взаимозаменяемости, избегая по возможности одиночных узкоспециализированных причалов. С этой точки зрения предпочтительна система механизации перегрузочных работ с применением портальных кранов, позволяющая переключать причалы с одних грузов на другие.

В портах СССР именно такая система механизации получила повсеместное распространение.

При решении вопроса о специализации причалов учитывается размер грузооборота того или иного рода груза. В тех случаях, когда грузооборот невелик (значительно ниже пропускной способности одного причала), выделять для данного груза специальный причал экономически невыгодно. Переработка этого груза производится на других причалах, если только нет противопоказаний к совместимости данного груза с другим. Вообще в портах с малым грузооборотом практикуется устройство так называемых причалов общего назначения, т. е. таких, на которых производится переработка различных родов груза. При крупном объеме грузооборота по данному грузу, определяющем потребность в двух или группе причалов, наоборот, следует рассмотреть целесообразность проведения более дифференцированной специализации причалов.

Специализация причалов широко практикуется в портах, особенно крупных. Например, в таких портах, как Ленинград, Одесса, которые характеризуются обширным и разнообразным грузооборотом штучных грузов, выделены специальные причалы для экспорта, импорта, грузов открытого хранения (оборудова-

ние, металлы), скоропортящихся и для некоторых однородных штучных грузов. В Потийском порту, через который проходит крупный грузопоток руды, причалы рудного района специализированы по ее сортам.

§ 42. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОТРЕБНОГО ЧИСЛА И ДЛИНЫ ПРИЧАЛОВ

Для определения потребного числа причалов необходимо предварительно разбить проектируемый причальный фронт порта на районы и специализированные участки; дальнейший расчет ведется раздельно для каждой статьи этой разбивки.

Следующий этап — установление месячной пропускной способности причалов, которая определяется по формуле

$$p_{мес} = \frac{720\, D_ц \alpha k_{мет} k_{зан}}{t_{гр} + t_{всп}}, \qquad (41)$$

где $D_ц$ — чистая грузоподъемность расчетного судна;

α — коэффициент использования грузоподъемности;

$k_{мет}$ — коэффициент рабочего времени причала, учитывающий потери вследствие метеорологических факторов;

$k_{зан}$ — коэффициент занятости причала в течение месяца выполнением погрузочно-разгрузочных работ на судах, а также вспомогательными операциями;

$t_{гр}$ — время занятости причала (в часах) обработкой одного судна под грузовыми операциями;

$t_{всп}$ — то же, под вспомогательными операциями.

Коэффициент рабочего времени причала по метеорологическим условиям устанавливается на основании данных о естественном режиме проектируемого порта применительно к тому периоду года, на который приходится месяц наибольшей работы, с учетом также назначения данного причала. Факторами, определяющими нерабочее время причала, являются, например: ветер свыше 7 баллов — для всех причалов, оборудованных портальными кранами; дождь — для зерна и штучных грузов крытого хранения; густой туман и т. п. Величина коэффициента $k_{мет}$ колеблется от 0,75 до 1 в зависимости от географического района, периода года и рода груза.

Время занятости причала обработкой одного судна под грузовыми операциями устанавливается, как правило, по типовым технологическим схемам оборудования причалов. В тех случаях, когда проектируемое оборудование причала хотя и совпадает с типовой технологической схемой в целом, но имеет различия с ней в отдельных деталях, время занятости причала устанавливается по проектным судо-часовым нормам обработки судов:

$$t_{гр} = \frac{D_ц \alpha}{M_ц}, \qquad (42)$$

где $M_ц$ — проектная судо-часовая норма (*т/час*), принимаемая

применительно к аналогичной типовой технологической схеме для соответствующего грузооборота с необходимой корректировкой.

При очень крупных однородных грузооборотах, при особых условиях переработки грузов причалы проектируются по нетиповым, специализированным схемам. В этих случаях время занятости причала под грузовыми операциями устанавливается на основе разработки примерного графика технологического процесса обработки судна с расчетом соблюдения заданных минимальных проектных судо-часовых норм грузовых работ, но на уровне не ниже действующих прогрессивных норм по аналогичным грузам и судам.

Время занятости причала обработкой судна под вспомогательными операциями зависит от рода груза, размера судов, вида плавания и других факторов Подлежат учету только те вспомогательные операции, которые, с одной стороны, не могут быть совмещены с грузовыми, а с другой — по своему характеру должны выполняться у причала. К такого рода операциям полностью или частично относятся: маневровые операции (швартовка, отшвартовка, перестановки, перетяжки); открытие и закрытие люков; оформление прихода и отхода судна; подготовка грузовых помещений к приему груза; оформление грузовых документов; осмотр судов Государственной хлебной инспекцией (перед погрузкой хлебных грузов). Некоторые из перечисленных операций могут взаимно совмещаться, что необходимо использовать для уменьшения стояночного времени судов. Ряд операций, как, например, снабжение судов топливом и водой, как правило, должен совмещаться с грузовыми работами.

В расчетах по определению числа причалов время занятости вспомогательными операциями принимается по укрупненным нормативам, учитывающим практические данные о совмещении отдельных операций. Так, для судов среднего тоннажа (грузоподъемностью 5—8 тыс. *т*) в весенне-летний период навигации время вспомогательных операций колеблется в пределах от 3 до 9 *час* на одно судно в зависимости от рода грузов и вида плавания.

Коэффициент занятости причалов учитывает перерывы между обработками судов, обусловленные графиком их движения. Для причалов, обслуживающих линейное судоходство, $k_{зан}$=0,70—0,80; для причалов, обслуживающих нелинейное судоходство, $k_{зан}$=0,60—0,70.

Потребное число причалов n определяется как частное от деления расчетного грузооборота в месяц наибольшей работы $Q_{мес}$ на месячную пропускную способность причала, т. е. $n=\frac{Q_{мес}}{p_{мес}}$, с округлением результата до целого числа. Пример определения числа причалов приведен в табл. 13.

Таблица 13

Пример расчета числа причалов

Специализация причалов	Грузооборот в месяц наибольшей работы, тыс. т	Грузоподъемность расчетных судов, т	Коэффициент использования грузоподъемности	Коэффициент рабочего времени по метеорологическим условиям	Коэффициент занятости причала	Проектная суд.-часовая норма грузовых работ, т/час	Занятость причала обработкой одного судна, час		Месячная пропускная способность причала, т	Число причалов	
							грузовые операции	вспомогательные операции		по расчету	принято
	$Q_{мес}$	$D_ч$	α	$k_{мет}$	$k_{зан}$	$M_ч$	$t_{гр}$	$t_{всп}$	$p_{мес}$		
Штучные грузы—экспорт	50	10 000	0,9	0,90	0,75	120	75,0	8,0	52 700	0,95	2
	50	5 000	0,9	0,90	0,75	110	40,9	5,5	47 200	1,06	
Штучные грузы—импорт	50	10 000	0,9	0,90	0,75	130	69,2	8,0	56 700	0,88	2
	50	5 000	0,9	0,90	0,75	120	37,5	5,5	50 900	0,98	
Металлы и оборудование — экспорт	100	10 000	1,0	0,95	0,75	130	73,1	8,0	60 200	1,67	3
	50	5 000	1,0	0,95	0,75	120	39,6	5,5	54 100	0,93	
Уголь — прибытие в малом каботаже	200	6 000	1,0	0,95	0,80	450	13,3	3,0	201 000	1,00	1
Зерно — экспорт . .	200	5 000	1,0	0,80	0,65	500	10,0	12,0	85 100	2,35	3
Всего . . .	750										11

Длина причалов назначается в зависимости от длины судов по формуле

$$L_{пр} = L_{г.с} + d, \qquad (43)$$

где $L_{пр}$ — необходимая длина причала в *м*;

$L_{г.с}$ — габаритная (наибольшая) длина расчетного судна в *м*;

d — расстояние между соседними судами, стоящими у причалов, в *м*.

Для определения длины причала должна приниматься длина наибольшего из расчетных судов, которые будут обслуживаться данным причалом. Однако, когда определяется длина группы смежных причалов, учитывается, что не все причалы одновременно будут заняты наиболее крупными судами; в этих случаях для части причалов принимается не наибольшее, а второе по величине судно.

Расстояние d между соседними судами, стоящими у смежных причалов, принимается в зависимости от длины судов от 10 *м* (при $L_{г.с}$ менее 85 *м*) до 20 *м* (при $L_{г.с}$ более 150 *м*).

§ 43. ТЕРРИТОРИЯ ПОРТА

В составе территории порта различаются оперативная и тыловая территории.

Оперативная территория непосредственно прилегает к причальному фронту; на ней осуществляются основные портовые операции по погрузке-разгрузке судов, вагонов, автомашин. Эта территория делится на три зоны: прикордонную, зону складов и зону за складами.

На причалах с крытыми складами *прикордонной зоной* является территория от кордона причала до склада; она включает прикордонные железнодорожные пути, пути портальных кранов, открытые оперативные площадки, погрузочно-разгрузочные фронты автотранспорта. Ширина этой зоны зависит главным образом от типа складов и может быть рекомендована для причалов: с одноэтажными складами — 45—50 *м*, с двухэтажными — 30 *м*, четырехэтажными — 25 *м*.

В отношении ширины *зоны складов* не может быть дано общих рекомендаций, поскольку она в большой степени зависит от требуемой емкости и этажности склада [1]. В современной практике одноэтажные склады строятся шириной 45—60 *м*, а в отдельных случаях и большей ширины. Двух- и многоэтажные склады дают возможность получить ту же или даже бóльшую емкость на более узкой полосе территории (40—50 *м*).

Зона за складами включает рампу, т. е. прилегающую к складу погрузочно-разгрузочную платформу, обслуживающие склад

[1] Определение потребной емкости складов см. § 44.

железнодорожные пути, автодорогу; ширина этой зоны около 25 *м*.

Общая ширина оперативной территории на современных причалах с крытыми складами составляет: при одноэтажных складах —120—135 *м*; при двухэтажных —100—110 *м*; при четырехэтажных 90—100 *м*.

В тех случаях, когда устраиваются вторые (тыловые) линии складов, схема планировки причалов усложняется и требуемая ширина территории увеличивается.

Фактическая ширина оперативной территории, принятая при строительстве в некоторых зарубежных портах в послевоенный период, приводится в табл. 14.

Таблица 14

Ширина оперативной территории на причалах с крытыми складами

Порт, район	Тип склада	Общая ширина оперативной территории, *м*	В том числе зоны, *м*		
			прикордонная	складов	за складами
Антверпен, бассейн № 4	Одноэтажный	122,0	40,0	60,0	22,0
Гетеборг, район Лундби Харбор	„	113,8	48,0	40,0	25,8
Гамбург, склады № 74—75	„	95,4	20,1	50,0	25,3
Копенгаген, Свободный порт	Четырехэтажный	75,5	13,0	40,5	22,0
Гент, бассейн Порт-Артур	Трехэтажный	100,0	36,0	40,0	24,0

На причалах с открытыми складами прикордонной зоной считается только полоса, занятая подкрановыми и железнодорожными путями, ширина которой в зависимости от числа путей составляет 15—20 *м*. Ширина зоны открытых складов определяется условием их обслуживания механизацией и составляет 30—40 *м*. Общая ширина оперативной территории причала с одной линией открытых складов равна 80—90 *м*. Однако при значительном грузообороте причала, как правило, устраивают две линии открытых складов в соответствии с двумя линиями портальных кранов. В этих случаях ширина оперативной территории увеличивается до 120—130 *м* [1].

Территория пирсов является оперативной территорией причалов, расположенных по обе стороны пирса. В зависимости от назначения причалов ширина современных пирсов колеблется от 160 до 270 *м*, и даже 300 *м* (например, в порту Касабланка

[1] Схемы оборудования причалов см. в разделе VIII.

220 *м*, Триесте — 300 *м*). Исключением являются специализированные узкие пирсы (зерновые, нефтяные), ширина которых составляет 12—15 *м*.

Тыловая территория отводится для размещения железнодорожных районных парков, ремонтных мастерских, служебных зданий, гаражей и других вспомогательных объектов.

Территория порта должна быть благоустроена и иметь ограждение. Въезд и вход на территорию порта контролируются через главные проходные с бюро пропусков, а также через контрольные проходные, дополнительно устраиваемые при большом протяжении границ порта.

Рельеф портовой территории должен быть соответствующим образом подготовлен посредством вертикальной планировки. Для оперативной территории исходным моментом вертикальной планировки является возвышение кордона причалов над уровнем моря. Это возвышение должно обеспечить удобство обработки судов, нормальную работу подземных коммуникаций и транспорта; оно принимается не менее 2 *м* от среднего многолетнего уровня за навигационный период. Кроме того, возвышение кордона должно предохранить территорию порта от затопления и принимается поэтому с известным запасом против наивысших уровней.

Поверхности оперативной территории придается уклон в сторону моря в целях обеспечения отвода воды.

Вертикальная планировка тыловой территории должна быть увязана с оперативной территорией и рельефом окружающей местности.

При вертикальной планировке выполняются земляные работы: подсыпка или намыв территории, срезка или выемка грунта. При этом следует стремиться к балансу земляных работ, т. е., чтобы объем насыпи был примерно равен объему выемки.

§ 44. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОТРЕБНОЙ ЕМКОСТИ ПОРТОВЫХ СКЛАДОВ

Важнейшим элементом, определяющим размеры портовой территории, являются склады. Их пропускная способность зависит от следующих факторов:

а) емкости E, т. е. количества грузов, которое может одновременно храниться на складе;

б) коэффициента φ использования емкости склада, обусловленного неравномерностью его загрузки;

в) среднего срока $t_{хр}$ хранения грузов на складе, определяющего так называемую оборачиваемость склада.

Пропускная способность склада по хранению за период T дней

$$P_{скл} = \frac{E\varphi T}{t_{хр}}. \qquad (44)$$

Для определения размеров складской площади территории, отводимой под склады, необходимо установить требуемую емкость.

Принимая, что пропускная способность склада по хранению $P_{скл}$ должна соответствовать его грузообороту за навигационный период Q_c, необходимая емкость склада составит:

$$E = \frac{Q_c t_{xp}}{T\varphi}. \qquad (45)$$

Средний срок хранения t_{xp} зависит от вида плавания и рода груза (табл. 15).

Таблица 15

Средние сроки хранения грузов на складах

Род груза	Загранплавание		Малый каботаж	
	экспорт	импорт	в пунктах перевалки и конечных пунктах прибытия с моря	в пунктах отправления на море
Штучные:				
сборные	18	14	12	8
однородные . . .	14	10	10	6
Навалочные	14	10	10	6

Коэффициент использования емкости φ зависит от организации движения судов и условий вывоза (ввоза) смежными видами транспорта. Значения величины $\frac{1}{\varphi}$ приводятся в табл. 16.

Таблица 16

Коэффициент, учитывающий использование емкости склада

Условия вывоза (ввоза) грузов смежными видами транспорта	Форма организации движения морских судов		
	линии, работающие по расписанию	регулярные линии	нелинейное плавание
Автотранспортом на местные предприятия или базовые склады клиентуры	1,25	1,50	1,75
Железнодорожными или речными кольцевыми маршрутами	1,50	1,75	2,00
Сборными железнодорожными или речными составами	1,75	2,00	2,25

Независимо от приведенного выше расчета емкость прикордонного склада на одном причале должна обеспечить бесперебойную обработку — погрузку и выгрузку — одного расчетного судна при принятой технологии перегрузочных работ.

В тех случаях, когда грузы оседают в порту под воздействием сезонных экономических факторов, определение потребной емкости складов должно быть сделано особо. Наиболее характерные случаи такого рода — накопление грузов в течение межнавигационного периода для дальнейшей отправки их по водным путям, накопление грузов в течение навигационного периода для снабжения предприятий в зимнее время и т. п.

По установленной потребной емкости определяется необходимая площадь складов; способ ее определения изложен в гл. XXX.

РАЗДЕЛ IV

ПРИЧАЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Причальными сооружениями называются портовые сооружения, предназначенные для стоянки у них судов, главным образом, при производстве перегрузочных работ, посадке и высадке пассажиров. Причальные сооружения должны обеспечивать надежное закрепление стоящих у них судов, что должно исключать возможность их существенного перемещения относительно причала, а также повреждения судна и причального сооружения при неблагоприятных гидрометеорологических условиях (ветер, волнение, течения).

Причальные сооружения могут быть разбиты на следующие четыре группы: набережные, пирсы, плавучие причалы и рейдовые причалы.

Под набережной понимается причальное сооружение, представляющее собой искусственную обделку береговой линии или портового бассейна.

Набережные разделяются на *гравитационные, свайные* и на *цилиндрах.*

Пирсом называют причальное сооружение, направленное к береговой линии (или набережной) под некоторым углом.

Под плавучим причалом понимаются понтоны (или другие плавучие средства), соединенные как между собой, так и с берегом и закрепленные на определенном месте портовой акватории при помощи якорей.

Плавучие причалы подразделяются на *плавучие пирсы* и *плавучие набережные.*

Наконец, рейдовый причал — это сооружение или устройство, позволяющее закрепить судно в месте его стоянки не у берега, а на портовой акватории или открытом рейде.

Рейдовые причалы разделяются на *отдельно стоящие бычки, палы* (свайные и гравитационные) и *швартовные бочки* (установленные на мертвых якорях).

ГРАВИТАЦИОННЫЕ НАБЕРЕЖНЫЕ

Гравитационной набережной называется причальное сооружение, устойчивость которого обеспечивается его собственным весом. Состоит такая набережная из трех основных элементов: соответствующим образом подготовленного основания (постели), подводной и надводной стенок (рис. 60).

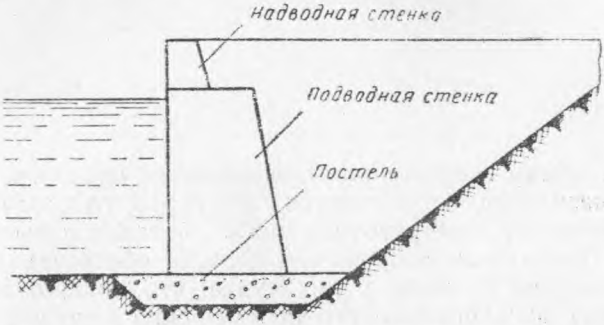


Рис. 60. Схема гравитационной набережной

В зависимости от конструкции подводной стенки гравитационные набережные могут быть разбиты на следующие типы: из обыкновенных массивов; массивов-гигантов; ряжей; железобетонных уголков (цельных и сборных); бетонной или каменной кладки (монолитные). Будучи, как правило, дороже сооружений некоторых других конструкций (например, свайных), гравитационные набережные применяются главным образом в тех случаях, когда в основании будущего сооружения залегают грунты, не позволяющие забивать сваи, или же когда район строительства характеризуется тяжелыми условиями гидрологического режима (в частности, ледовыми). В последнем случае гравитационные набережные обладают большей долговечностью по сравнению с набережными других конструктивных типов.

В последнее время в наших проектных организациях разрабатываются новые, облегченные конструкции гравитационных набережных (например, уголковые), которые в ряде случаев являются более экономичными, чем набережные других типов (например, свайные).

§ 45. НАБЕРЕЖНЫЕ ИЗ ОБЫКНОВЕННЫХ МАССИВОВ

Поперечный разрез набережной этого типа показан на рис. 61. Подводная стенка сложена из бетонных или каменных (бутовых) массивов, каждый из которых представляет собой прямоугольный параллелепипед; иногда в таких массивах боковая грань делается скошенной.

На рис. 61,*а* изображен тип набережной так называемого трапецеидального профиля, который широко применялся до 20—30-х годов текущего столетия.

Для обеспечения необходимой, по условиям устойчивости сооружения, ширины стенки, в связи с невысокой грузоподъемностью кранов того времени (20—40 *т*) приходилось в нижних рядах укладывать по два и даже по три массива. Это обстоятельство приводило к неопределенности распределения напряжений под каждым рядом (курсом) массивов, состоящим из отдельных, друг с другом не связанных элементов. Набережные этого

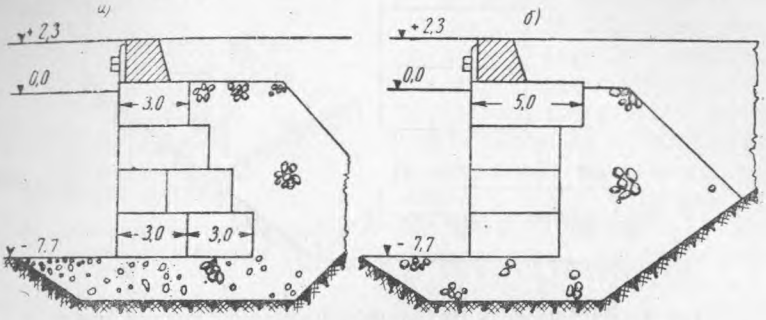


Рис. 61. Набережные из обыкновенных массивов

профиля являются менее экономичными по сравнению с конструкцией, изображенной на рис. 61,*б*, в частности, потребность в бетоне (или каменной кладке) у нее на 10—15% выше.

Показанная на рис. 61,*б* набережная имеет, по сравнению с предыдущей, две основные особенности. Первая заключается в том, что стенка книзу не делается шире, а наоборот, сужается; это создает более выгодное, в отношении величины и равномерности, распределение напряжений в основании стенки. Вторая особенность состоит в том, что в каждом курсе профиля находится лишь один массив с наибольшим весом обычно 60—80 *т*. Последнее обстоятельство, естественно, требует кранов соответствующей грузоподъемности.

Еще большего эффекта можно добиться, если уложить в основании массивовой стенки железобетонную плиту, которая приводит к еще более выгодному распределению напряжений в основании сооружения, не требуя в ряде случаев повышенной грузоподъемности кранов. На рис. 62 изображена глубоководная массивовая набережная на железобетонной плите, сооруженная в одном из портов. Вес примененных для этой набережной массивов достигает 78 *т*. Такая конструкция может оказаться целесообразной при залегании в основании сооружения достаточно плотных грунтов, но не скалистых; в последнем случае железобетонная плита становится излишней.

Дальнейшее развитие набережные из массивов получили в разработанном проектным институтом «Союзморпроект» Мини-

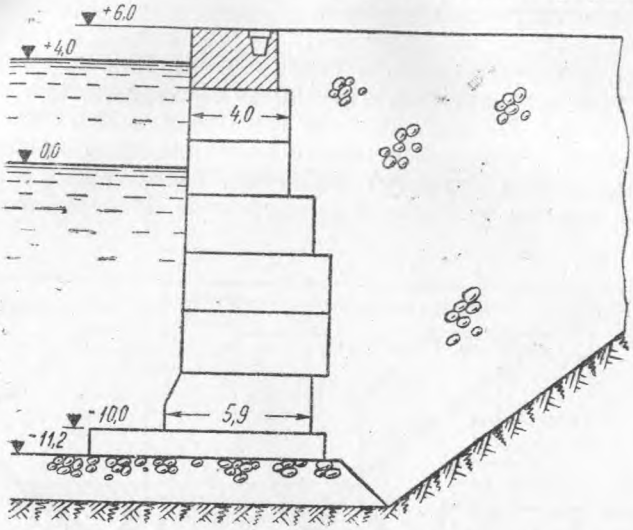


Рис. 62. Набережная из массивов на железобетонной плите

стерства морского флота типовом проекте; конструкция этой набережной показана на рис. 63. Размеры и взаимное располо-

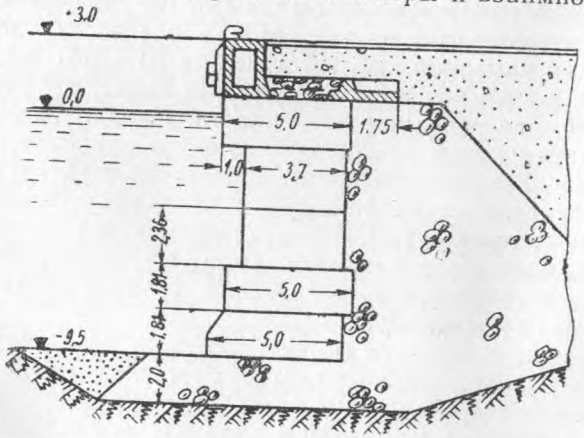


Рис. 63. Набережная из массивов с разгрузочной плитой

жение массивов выбраны таким образом, что они приводят к относительно минимальной затрате бетона. Заслуживает внимания конструкция надводного строения, которое применено в виде разгрузочной платформы из заранее заготовленных железобе-

тонных плит. При дальнейшем развитии этого проекта роль плиты играл верхний массив, который был значительно удлинен.

Для повышения устойчивости набережной нижний курс массивов иногда устраивают с выступом из фасадной плоскости, как это изображено на рис. 62. Во избежание удара судном, конструкции причала и отбойных устройств должны обеспечивать просвет не менее 0,3 *м* между скошенной гранью выступающего нижнего курса массивов и корпусом судна.

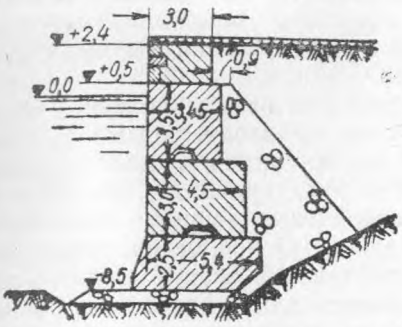


Рис. 64. Набережная из массивов с гребнями и пазами

В целях экономии бетона нижний угол массивов нижнего курса иногда скашивают. На рис. 64 показана такая набережная, сложенная из массивов весом 80 *т*. Напряжения у переднего и заднего ребра нижнего курса получились одинаковыми (около 2,7 *кг/см*^{2}) благодаря конструктивным особенностям сооружения.

В целях уменьшения расхода бетона и удешевления набережных предлагались конструкции с применением пустотелых массивов или массивов особой формы. Из этой группы сооружений

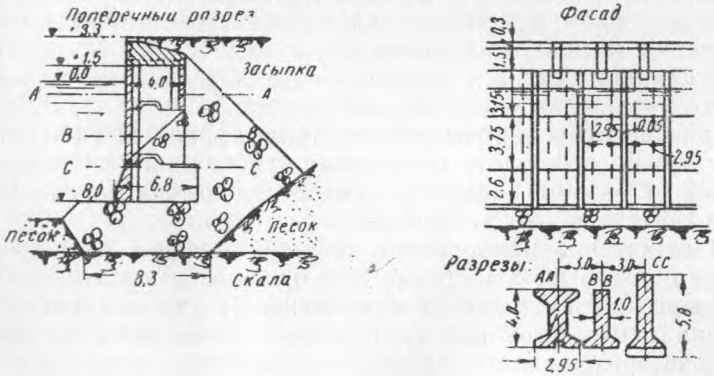


Рис. 65. Набережная из массивов тавровой и двутавровой формы

заслуживает внимания набережная, показанная на рис. 65, сложенная из тавровых массивов, наибольший вес которых достигает 45 *т*. Верхний курс устроен из двутавровых массивов. Благодаря конструктивным особенностям сооружение имеет лучшие, чем обычная массивовая набережная, показатели устойчивости, что объясняется меньшей величиной распора грунта и более низким положением его равнодействующей. Отсутствие перевязки швов в продольном направлении определяет целесооб-

разность применения набережной такой конструкции лишь на плотных грунтах. Для обеспечения обусловленных нормами коэффициентов устойчивости на скольжение массивы снабжены по швам гребнями и пазами. Подобное же мероприятие осуществлено в набережной, изображенной на рис. 64, где, для предотвращения возможности сдвига массивовой кладки, массивы снабжены гребнями и пазами также по боковым граням. Однако обилие гребней и пазов нельзя признать рациональным, так как это вызывает затруднения и в изготовлении массивов, и в их укладке в профиль сооружения.

Все перечисленные типы набережных из обыкновенных массивов предусматривают укладку их горизонтальными рядами (курсами). Известны отдельные случаи укладки массивов наклонными рядами (под углом 60—75° к горизонту), однако эти набережные не получили распространения, ввиду сложности производства работ по их возведению. Основное преимущество этого типа — возможность самостоятельной осадки каждого ряда — не имеет существенного значения для гравитационных набережных из массивов, которые следует строить преимущественно на плотных грунтах.

В качестве материала для массивов применяются бетон марки 100 или 150, камень марки 600 (для бетонно-бутовых или бутовых массивов) и раствор марки 75 (для бутовых массивов). Применение бутовых массивов в последнее время весьма ограничивается в связи с невозможностью механизации их изготовления. В целях экономии цемента при устройстве бетонных массивов добавляют камень, укладываемый в виде «изюма», параллельно с укладкой бетона, в количестве до 20% общего объема массивов.

При проектировании сооружений из правильной кладки массивов нужно соблюдать следующие требования (в соответствии с ГОСТ 5275—50 «Сооружения гидротехнические морские—кладка из обыкновенных массивов»):

а) отношение наибольшего размера массива в плане к его высоте должно быть не более 3, а отношение наименьшего размера массива к его высоте — не менее 1; для кладки массивов вертикальными столбами отношение должно быть не более 4; в случае армирования массивов указанные отношения могут быть уменьшены;

б) перевязка швов в поперечном разрезе должна быть не менее 0,9 *м*, а в продольном разрезе и в плане каждого курса— не менее 0,6 *м*;

в) массивы верхнего курса должны возвышаться над рабочим уровнем воды не менее чем на 0,3 *м*;

г) массивовая стенка должна быть по длине разделена сквозными вертикальными осадочными швами на секции длиной (в зависимости от грунтовых условий и толщины постели) 20—40 *м*.

§ 46. НАБЕРЕЖНЫЕ ИЗ МАССИВОВ-ГИГАНТОВ

Набережные этой конструкции показаны на рис. 66. Подводная стенка набережной образуется железобетонными ящиками-понтонами, устанавливаемыми на заранее подготовленную постель и заполняемыми балластом (песком, гравием или камнем) или бетоном, иногда — тем и другим. Ящики массивов-гигантов изготовляют в рабочем парке на специальных стапелях, спускают на воду, буксируют на плаву к месту строительства и устанавливают (путем затопления) на предварительно подготовленное основание. Длина каждого массива-гиганта колеблется, в зависимости от грунтовых и производственных условий, от 10 до 20 *м*, достигая в отдельных случаях 30 и даже 40 *м*. Чем лучше грунты основания, тем меньше величина и неравномерность возможной осадки сооружения в первоначальный период его эксплуатации, что позволяет применять более длинные массивы-гиганты.

Для обеспечения большей жесткости и прочности железобетонного ящика он снабжается поперечными (а при значительной ширине — и продольными) переборками.

Поперечному профилю массивов-гигантов придают различные очертания, преследующие основную цель — сообщить сооружению наибольшую устойчивость при относительно наименьшем расходе железобетона. В конструкциях последнего времени не применяется лицевая наклонная грань.

Изображенная на рис. 66,*а* конструкция массива-гиганта характерна тем, что внутренней продольной переборкой создан узкий отсек, заполненный бетоном, в то время как вся остальная часть заполнена балластом.

Остальные приведенные на рис. 66 типы набережных представляют собой современные конструкции, построенные после 1925 г. В целях снижения их стоимости внутренние отсеки массивов-гигантов заполнены целиком песчаным грунтом. Для того чтобы избежать возможности повреждения лицевой стенки ошвартовавшимся у причала судном, отбойные устройства сделаны с достаточным вылетом; это достигается соответствующим выдвижением в сторону воды надводной стенки или применением длинной отбойной стойки.

Толщина стенок ящиков массивов-гигантов колеблется от 15 до 30 *см*, днища — от 25 до 50 *см*. В первоначальный период строительства набережных из массивов-гигантов стремились к созданию стенок разной толщины по высоте в соответствии с изменением величины действующего на стенки гидростатического давления. Впоследствии от этого отказались с целью облегчения условий производства работ: теперь стенки устраиваются одинаковой толщины по высоте. Практика проектирования и строительства последних десятилетий показала, что при заполнении ящиков балластом толщина наружных стенок 30 *см* вполне достаточна; толщина внутренних стенок (переборок) может при-

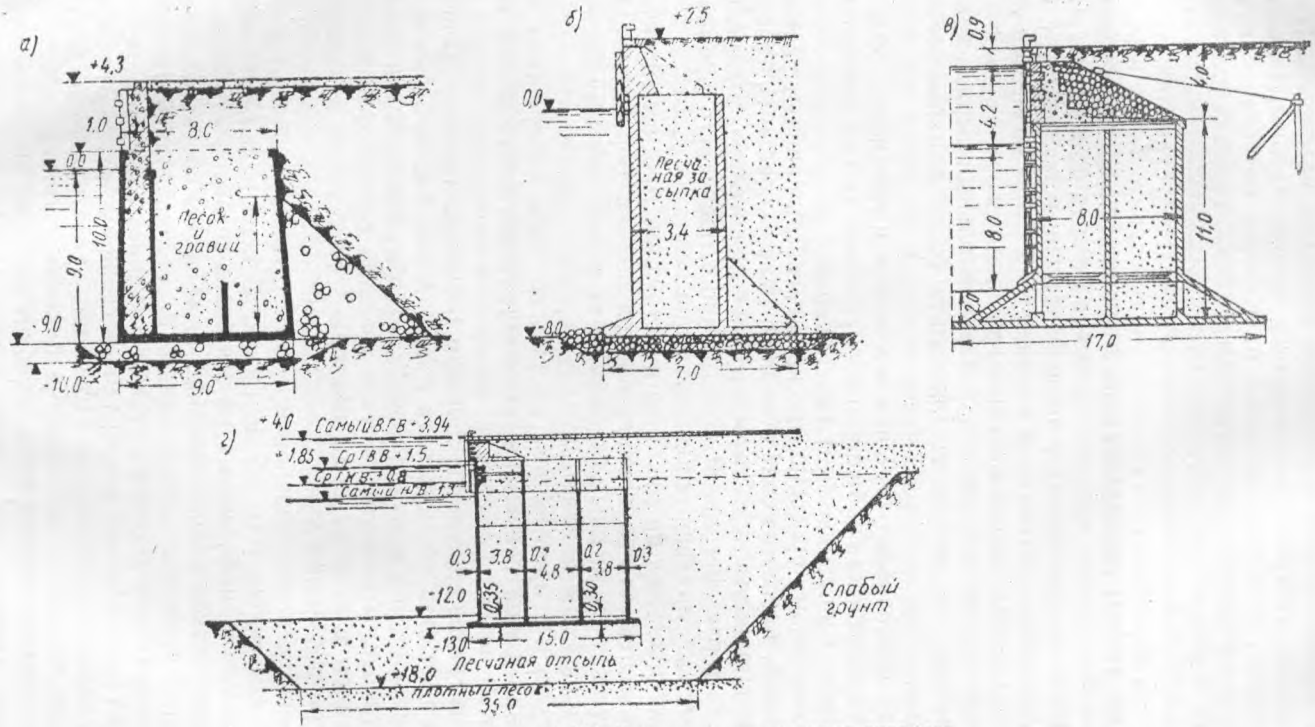


Рис. 66. Набережные из массивов-гигантов

ниматься равной 15—20 *см*; толщину днища следует назначать 30—40 *см*.

Существенное значение для набережных из массивов-гигантов имеет конструкция стыка между смежными гигантами, особенно в случае устройства за ними засыпки из песка. Конструкция эта должна, с одной стороны, сообщить стыку достаточную плотность и непроницаемость для материала засыпки, а с другой — обеспечить прочность торцовых стенок и гребней стыка при неравномерной осадке массивов-гигантов. Практика строительства показала, что наиболее удачным является стык, изображенный на рис. 67.

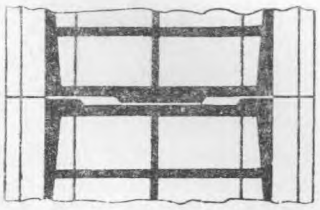


Рис. 67. Стык между массивами-гигантами (план)

После установки железобетонных ящиков массивов-гигантов, заполнения их песком и стабилизации осадок полости стыков заполняются бетоном — в мешках или же уложенным по методу вертикально перемещающейся трубы.

Затопление ящиков при установке их на постель производится при помощи кингстонов, устраиваемых в днище. Число кингстонов зависит от числа продольных и поперечных переборок; для уменьшения количества кингстонов в нижней части переборок оставляют окна для сообщения отсеков между собой.

Характерная особенность набережных из массивов-гигантов по сравнению с набережными из обыкновенных массивов — возможность применения песка (вместо камня) в качестве материала засыпки за ними. Обусловливается это наличием небольшого количества вертикальных швов, которые можно заделать достаточно плотно.

По сравнению с обыкновенными массивами массивы-гиганты обладают двумя основными преимуществами: во-первых, их применение сокращает длительность периода производства работ на море (что приобретает для некоторых портов первостепенное значение), во-вторых, в ряде случаев они более экономичны. Вместе с тем, учитывая необходимость устройства сложных и дорогостоящих стапелей для изготовления и спуска железобетонных ящиков, набережные из массивов-гигантов целесообразно применять преимущественно при значительном объеме работ.

Представляя собой в целом элементы сборной конструкции причальных сооружений, железобетонные ящики массивов-гигантов довольно сложны в изготовлении ввиду их громоздкости и сравнительно сложного устройства. Однако не исключена возможность изготовления в заводских (или полигонных) условиях железобетонных плоских плит простейшей конфигурации, с омоноличиванием их на стапельной площадке и с последующим спуском ящиков на воду в обычном порядке.

§ 47. НАБЕРЕЖНЫЕ ИЗ РЯЖЕЙ

Набережные из ряжей изображены на рис. 68. Несмотря на то, что из всех типов гравитационных набережных ряжевые конструкции являются самыми старыми, они до сих пор находят довольно широкое применение в местностях, богатых лесом, и

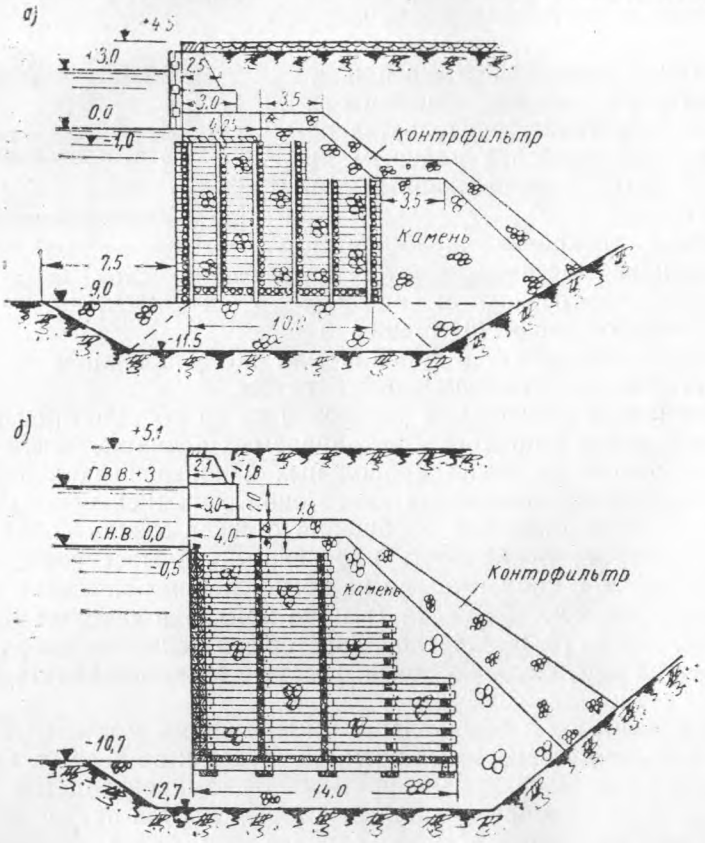


Рис. 68. Набережные из ряжей

там, где не проявляют интенсивной деятельности морские древоточцы. По сравнению с другими гравитационными набережными ряжевые имеют то преимущество, что, будучи конструктивно более гибкими, они в случае неравномерной осадки основания менее подвержены опасным ее последствиям. Это их свойство в совокупности с особенностями изготовления и спуска ряжей позволяет при одинаковых грунтовых условиях разделять ряжевые набережные осадочными швами на более длинные отсеки, чем гравитационные набережные других типов, а сами ряжи делать более длинными, чем подобные им по характеру службы

в сооружении массивы-гиганты. Обычно применяются ряжи длиной 20—60 *м*, а для грунтов средней плотности 30—40 *м*.

Ряж представляет собой сруб из бревен (реже из брусьев), называемых венцами, разделенный в плане на квадратные или прямоугольные клетки (банки) с размерами сторон 1,5—3 *м*, чаще 2—2,5 *м*. Соединение венцов друг с другом осуществляется системой врубок и скреплений. Ряж обычно снабжается днищем, изготовляемым из бревен, брусьев или досок, которое устраивается несколько выше нижних венцов.

Существуют две системы рубки ряжей: сплошная (рис. 68,*а*) и сквозная (рис. 68,*б*). При сплошной рубке обычно применяют бревна диаметром 20—26 *см*, круглые или отесанные на два канта. В случае применения круглых бревен рубка производится вприпазовку и в чашку с остатком; у отесанных бревен рубка производится вприплотку; фасадная стенка также рубится вприплотку. Скрепление венцов друг с другом производится ершами из круглого или квадратного железа толщиной 16—19 *мм*, длиной в 2,5 раза превышающей высоту венца. В углах клеток устанавливают стойки-сжимы (из бревен диаметром 24—26 *см* или пластин), прикрепляемые к венцам при помощи болтов. Сжимы скрепляют венцы с днищем и увеличивают жесткость ряжа. Это важно как мера, направленная против возможного перекоса под действием распора грунта. Обычно сжимы применяются одиночные, и лишь у лицевой стенки часто устанавливают парные сжимы.

При сквозной рубке венцы устраиваются из брусьев размером 20×20 или 22×22 *см* либо из отесанных (или спиленных) на два канта бревен диаметром 20—22 *см*. В лицевой стенке и в части продольных стенок зазоры заполняют вкладышами. Лицевую стенку часто обшивают вторым слоем брусьев. Скрепление венцов друг с другом осуществляется ершами или нагелями из круглого или квадратного железа толщиной 19 *мм* и глухарями из круглого железа диаметром 22—25 *мм*. Длина этих скреплений принимается равной трем толщинам венцов. Сжимы применяют из брусьев того же сечения, что и венцы.

Ряжи сквозной рубки обладают меньшей жесткостью и сопротивляемостью неравномерным осадкам, чем ряжи сплошной рубки, но зато более экономичны (расход леса на 30—35% меньше) и просты в изготовлении.

В целях сочетания преимуществ обоих приведенных типов ряжей иногда применяют ряжи смешанной конструкции; сплошной и сквозной рубки. У подобной набережной часть ряжа — под надводной стенкой — рубится сплошной, а задняя часть — с зазорами между венцами. Днище такого ряжа иногда делают также с зазорами между отдельными бревнами.

Поперечному профилю ряжа придают симметричную либо ступенчатую форму. Симметричный ряж более прост в изготовлении и более удобен при дорубке его на плаву, буксировке и

установке. Однако по сравнению со ступенчатым ряжем симметричный требует больше древесины, вследствие чего он в последнее время вытесняется асимметричным. Горизонтальность днища на плаву достигается соответствующей балластировкой.

По сравнению с набережными из обыкновенных массивов или массивов-гигантов набережные из ряжей имеют, при одинаковых грунтовых условиях и нагрузках, бо́льшую ширину по низу, что объясняется меньшим объемным весом ряжа, чем массивов.

Для уменьшения расхода древесины продольные внутренние стенки ряжа часто рубятся с интервалами, а иногда с разрывами в шахматном порядке.

Отметку верха ряжа следует назначать ниже уровня гниения древесины, а иногда и воздействия сплошного льда, что должно быть установлено на основании изучения данных гидрологического режима и опыта службы аналогичных сооружений в районе строительства. Применявшуюся ранее практику рубки ряжей до уровня портовой территории следует считать неправильной даже в местах с холодным климатом, где процесс гниения древесины протекает сравнительно медленно.

Клетки ряжей заполняют, как правило, камнем, реже гравием. Этим исключается возможность вымывания грунта сквозь неплотные швы между венцами. Иногда оставляют некоторые клетки пустыми; в отдельных случаях это вызывается не столько экономическими соображениями (уменьшение расхода камня), сколько стремлением улучшить условия прочности основания. Незаполненными при этом оставляют клетки лицевого (или и следующего за ним) ряда, что уменьшает нагрузку на грунт основания в наиболее напряженной его части.

В тех портах, где камень дорог, целесообразно заменить его песчаным грунтом. Предохранение этого грунта от вымывания может быть достигнуто засыпкой лицевых клеток (а также примыкающих к смежным ряжам) камнем с устройством контрфильтра.

Как и в набережных из массивов-гигантов, позади ряжей можно устраивать не каменные отсыпи, а песчаные. В этом случае для предотвращения проникновения песка сквозь пустоты каменного заполнения ряжей следует применять противофильтрующие устройства из гравия (или щебня) либо из дощатой вертикальной стенки в задней части ряжа. Что же касается стыков между смежными ряжами, то, в случае применения песка, они должны быть устроены таким образом, чтобы песок был предохранен от вымывания.

Особое место в ряжевых набережных занимает ряжево-стоечная конструкция. Сооружение это состоит из попеременно чередующихся и отличающихся друг от друга участков. Рядовые участки, предназначенные лишь для воспринятия эксплуатационных нагрузок, представляют собой систему стоек, скрепленных раскосами, схватками и насадками и опирающихся на ряжевое

основание; по насадкам укладываются прогоны, а по ним — настил. Откос грунта под верхним строением обделывается каменной наброской. Нагрузки от судов (натяжение швартовов и навал судна) воспринимаются более тяжелыми и более короткими участками — бычками. Последние могут быть устроены по типу обычной ряжевой конструкции либо путем замены верхней части рядового участка ряжевым надрубом и постановки системы подкосов двух направлений.

К преимуществам ряжево-стоечной набережной по сравнению с обычной ряжевой следует отнести экономию древесины на 20—25% и камня на 40—50% при некотором перерасходе металла. Конструкция эта обладает и рядом недостатков: сложность производства работ, подверженность сооружения деформации при значительной неравномерной осадке, наличие большого количества древесины, подверженной гниению, и др.

Применение причальных сооружений из ряжей в настоящее время чрезвычайно ограничено, так как они требуют значительного расхода древесины и рабочей силы, а индустриальное их изготовление затруднено. Ряжевые набережные имеют еще один недостаток — существенную сжимаемость конструкции под действием эксплуатационных нагрузок.

§ 48. НАБЕРЕЖНЫЕ УГОЛКОВОГО ПРОФИЛЯ

У перечисленных выше типов гравитационных набережных их устойчивость обеспечивается главным образом весом материала сооружения (бетона, железобетона, каменной кладки) и в меньшей степени — весом засыпки (песка, гравия, камня).

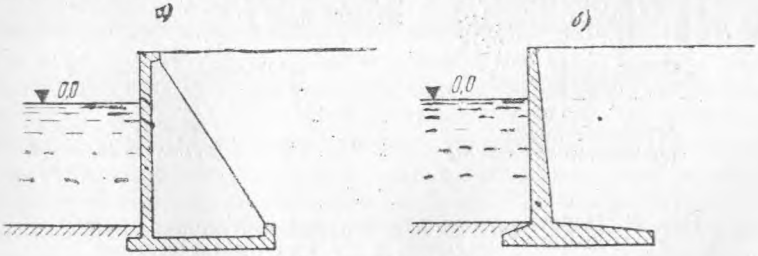


Рис. 69. Уголковые стенки:
а — контрфорсные; *б* — консольные

Увеличение экономичности гравитационных набережных может быть достигнуто за счет уменьшения веса искусственных элементов сооружений и соответственного увеличения веса засыпки.

Наиболее рациональной формой поперечного сечения, удовлетворяющей этому требованию, является уголок, который получил широкое распространение при строительстве подпорных стенок в безводных условиях. В таких случаях железобетонные

уголковые стенки изготовляются монолитной конструкции. В портовом же строительстве железобетонные уголки должны изготовляться в заводских или полигонных условиях и при помощи подъемного крана устанавливаться в воду на заранее подготовленное основание; размер уголков определяется в этом случае грузоподъемностью крана. Отдельные секции свободно примыкают друг к другу, причем требования, предъявляемые к плотности стыков, находятся в зависимости от материала засыпки. Если за стенкой предусматривается устройство каменной разгрузочной призмы, можно ограничиться простым примыканием с соблюдением вертикального шва толщиной до 5 *см*; в случае же применения песчаной засыпки должны быть приняты особые меры предотвращения вымывания грунта сквозь зазоры между смежными секциями.

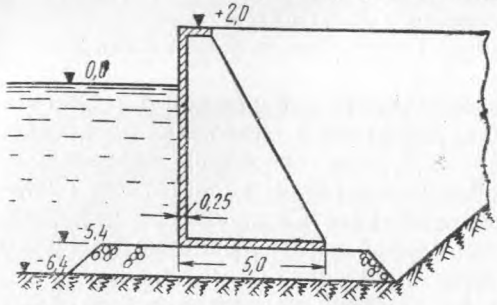


Рис. 70. Мелководная набережная из уголков

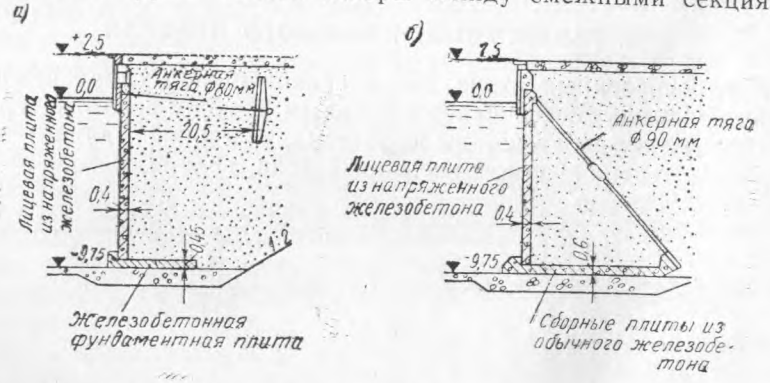


Рис. 71. Набережная из сборных железобетонных уголков:
а — с внешней анкеровкой; *б* — с внутренней анкеровкой

В строительной практике получили распространение два типа уголковых стенок: контрфорсные (рис. 69,*а*) и консольные (рис. 69,*б*). Консольные стенки более просты в изготовлении, и, несмотря на несколько бóльший объем железобетона, им должно быть отдано предпочтение.

На рис. 70 изображена мелководная набережная уголкового профиля с контрфорсами. При длине каждой секции 5—6 *м* вес ее составляет 40—50 *т*. Если не прибегать к более мощным кранам, применение этого типа набережной целесообразно лишь для глубин не более 5—5,5 *м*.

Изготовление в рабочих парках железобетонных уголков сопряжено с некоторыми трудностями ввиду их значительной высоты (7—8 *м*). В связи с этим возникло предложение о расчленении уголка на элементы, что, с одной стороны, дает возможность применять этот тип сооружения и для более глубоководных набережных, а с другой — содействует развитию изготовления уголков индустриальными методами.

В качестве примеров набережных из сборных уголков можно привести конструкции, разработанные проектным институтом «Союзморпроект».

Одна из них представляет собой конструкцию с внешней анкеровкой (рис. 71,*а*). В основании сооружения на выравненной каменной постели уложены фундаментные плиты, на которые установлены лицевые предварительно напряженные плиты, заанкеренные стальными тягами за железобетонные тыловые плиты. Конструкция эта была предложена А. А. Солодовниковым. Другая является конструкцией с внутренней анкеровкой (рис. 71,б). Фундаментная плита применена значительно более широкой, и к ее задней части прикреплены анкерные тяги.

В обеих указанных конструкциях верхние части лицевых плит омоноличены при помощи сборной железобетонной надстройки секциями длиной по 24,4 *м* при длине отдельных элементов уголковой стенки 4 *м*. Пространство за лицевой стенкой засыпано песчаным грунтом. Вес элементов составляет около 50 *т*.

Конструкция уголковой набережной с внешней анкеровкой более экономична, чем с внутренней анкеровкой, так как равномерное распределение напряжений в основании фундаментной плиты позволяет существенно уменьшить ее ширину.

Основным недостатком уголковой набережной с внешней анкеровкой является сравнительная сложность работы по ее монтажу; в частности, вертикальной стенке при ее установке должна быть обеспечена устойчивость еще до выполнения работ по устройству засыпки. Для этой цели могут быть применены соответствующие монтажные упоры, остающиеся в сооружении или же извлекаемые после того, как в них минет необходимость.

Конструкция, изображенная на рис. 72, предложена Г. А. Дуброва. Вместо фундаментной железобетонной плиты в основании вертикальной стенки уложен бетонный массив, имеющий на верхней грани паз. В этот паз установлена вертикальная стенка, набранная из металлического шпунта и заанкеренная в обычном порядке. На фундаментном массиве, позади шпунтовой стенки, установлен небольшой массив, необходимый для монтажа и служащий опорой шпунтовой стенке после установки ее в паз. Для придания верхней части массива необходимой прочности против скалывания под действием распора грунта массив в этой части слегка заармирован.

Следует отметить, что железобетон — не единственный материал для строительства уголковых сборных набережных опи-

санных типов. Так, например, А. А. Солодовниковым предложена уголковая конструкция из дерева, которая по идее не отличается от ранее описанных железобетонных уголковых конструкций с внешней анкеровкой.

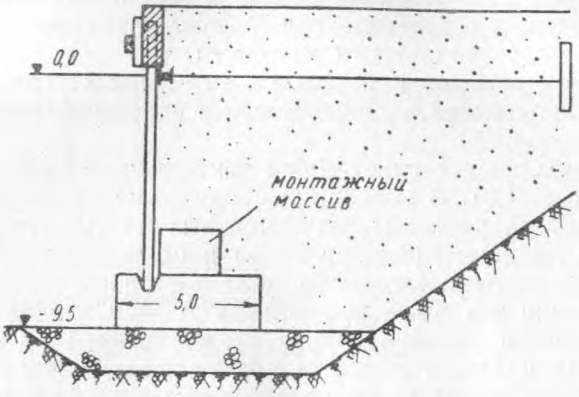


Рис. 72. Набережная конструкции, предложенной Г. А. Дуброва

Что касается материала засыпки за уголковыми стенками, то здесь могут применяться, как и для других типов гравитационных набережных, камень, гравий и песок. Последние два материала (особенно песок) требуют применения противофильтрующих устройств.

§ 49. ПРОЧИЕ ТИПЫ ГРАВИТАЦИОННЫХ НАБЕРЕЖНЫХ

Стремление внедрить в практику портового строительства новые, рациональные конструкции из сборного железобетона привело к различным предложениям в этой области.

На рис. 73 изображена конструкция, предложенная В. С. Скуратовым, представляющая собой трехстоечную железобетонную раму с подкосами, устанавливаемыми на ребристую или сплошную железобетонную плиту. На выравненную постель из камня или гравия укладывается плита, а поверху ее — сборные железобетонные элементы верхнего строения, состоящие из балок и плит. Распор грунта воспринимается каменным откосом, который создается после установки рам и устройства верхнего строения. Вес элементов набережной достигает 40—60 *т*.

К недостаткам этой конструкции следует отнести сложность ее сборки и подверженность расстройству в случае значительной неравномерной осадки.

На рис. 74 изображена набережная, предложенная А. М. Жуковец. Подводная часть стенки состоит из двух курсов железобетонных ящиков весом по 40 *т*; для обеспечения прямолинейно-

сти стенки ящики снабжены выступами. Ящики устанавливаются с перевязкой швов, после чего производят засыпку их полостей песчаным грунтом и подводную укладку бетона в передние отсеки (или же заполнение их камнем либо гравием). Каждый ящик состоит из опорной плиты, продольных и поперечных стенок и ребер жесткости, образующих отсеки для заполнения грунтом. Лицевая стенка верхнего ящика имеет в районе переменного уровня воды утолщение.

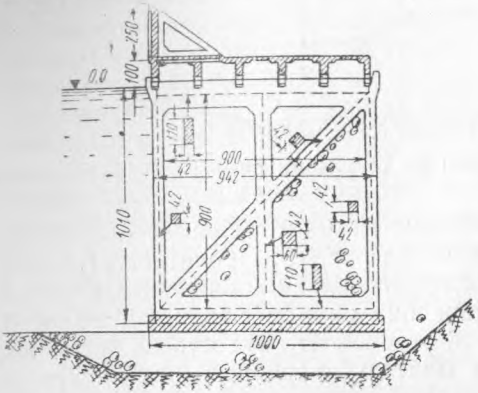


Рис. 73. Сборная железобетонная набережная конструкции В. С. Скуратова (размеры даны в *см*)

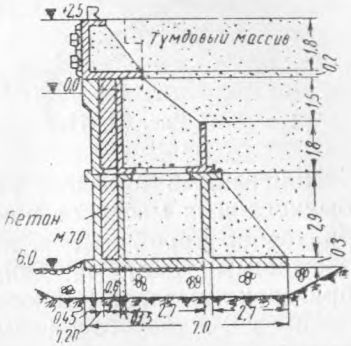


Рис. 74. Сборная железобетонная набережная, предложенная А. М. Жуковец

По сравнению с набережной из обыкновенных массивов набережная описанной конструкции требует примерно вдвое меньше бетона; по стоимости она приблизительно на 20% дешевле

К недостаткам этой конструкции следует отнести сложность изготовления железобетонных ящиков, что служит препятствием к ее применению в портах.

§ 50. НАБЕРЕЖНЫЕ НА ОТДЕЛЬНЫХ ОПОРАХ

При строительстве гравитационных набережных на плотных грунтах, особенно скалистых, несущая способность основания сооружения не используется полностью. В связи с этим в некоторых портах применяют более экономичные набережные на отдельных опорах, перекрытых железобетонным верхним строением.

В зависимости от грунтовых условий и эксплуатационных нагрузок оси опор располагают на расстоянии 10—25 *м* друг от друга.

В интервалах между опорами береговой откос прикрывают отсыпью из рваного камня, чаще всего с мелководной подпорной стенкой в верхней его части.

В качестве конструктивных элементов опор могут применяться ряжи, обыкновенные массивы и массивы-гиганты.

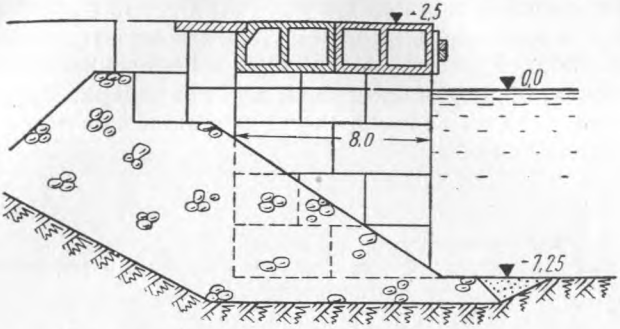


Рис. 75. Набережная на отдельных опорах

Поперечный профиль набережной на отдельных опорах из обыкновенных массивов показан на рис. 75. Пролетное строение образовано коробчатыми, предварительно напряженными железобетонными балками. Сопряжение опор с береговой полосой образовано тыловой подпорной стенкой из двух курсов бетонных массивов и железобетонными плитами, перекрывающими пространство между балками пролетного строения и массивами тыловой подпорной стенки. Вес железобетонных балок пролетного строения — до 100 *т*.

§ 51. ОСНОВАНИЕ ГРАВИТАЦИОННОЙ НАБЕРЕЖНОЙ И ЕГО ОСОБЕННОСТИ

Гравитационные набережные должны применяться преимущественно в тех случаях, когда грунтовые условия не позволяют или затрудняют погружение свай либо цилиндрических опор, или когда к сооружению предъявляют требования повышенной капитальности, или, наконец, если гравитационная набережная приводит к более экономичному решению, чем набережные других конструкций (что бывает весьма редко).

Существенным элементом гравитационной набережной является ее основание, или постель, устраиваемая под сооружением, имеющая целью улучшить условия его устойчивости.

При назначении материала и габаритов постели должны учитываться качество грунта, залегающего под сооружением, а также размер и распределение напряжений в подошве стенки.

Для особо плотных, в частности скалистых грунтов, основание набережной служит лишь для создания плоской постели под стенку. Это выравнивание осуществляется бетоном (чаще всего в мешках) — при крутом падении скалы, или отсыпью из камня, гравия или песка — для прочих грунтов. Для грунтов менее плотных отсыпь служит для выравнивания и уменьшения на-

пряжений на грунт. Такая отсыпь сокращает развитие зон пластических деформаций под передней, наиболее напряженной гранью сооружения; она также желательна для уменьшения избыточных напоров, которые могут возникнуть в «грунтовой массе» при резком изменении нагрузок на основание. Постель играет роль дрены и должна способствовать быстрому снижению пьезометрических уровней в «грунтовой массе» без снижения величины угла внутреннего трения грунта.

Многолетняя практика строительства гравитационных набережных показывает, что, за весьма редкими исключениями, постель устраивается лишь из камня. Если в отдельных случаях применение камня и оправдывается экономическими соображениями, то в большинстве случаев каменная постель применяется лишь в силу традиций, несмотря на то, что она может быть заменена более дешевой постелью из гравия или даже крупнозернистого песка; необходимыми условиями применения гравия или песка являются увеличение толщины слоя постели, назначаемого в зависимости от грунтовых условий, и защита ее поверхности от размывающих донных скоростей более крупным материалом с устройством контрфильтра.

Постель рекомендуется помещать в специально вырытый для этой цели котлован, что улучшает условия устойчивости сооружения и сопротивляемость постели размыву; лишь в том случае, если естественные глубины превышают проектные, можно сделать отступление от этой рекомендации.

Толщина постели, зависящая от грунтовых условий, определяется расчетным сопротивлением грунта основания и осадкой сооружения, но должна быть не менее таких величин: при нескальных основаниях — 1 *м* (включая обратный фильтр) и при скальных основаниях — 0,5 *м*. При залегании непосредственно под постелью слоя слабого грунта, имеющего небольшую толщину, рекомендуется заменять его грунтом плотным, например, песком.

В случае применения каменной постели для предотвращения чрезмерного погружения камня в нижележащий грунт, а также высасывания подвижного грунта сквозь пустоты под действием донных скоростей (например, при работе винтов движителей судов вблизи причалов), следует в основании устраивать контрфильтр из гравия или щебня толщиной не менее 0,3 *м*.

Ширина наружной бермы постели находится в зависимости от интенсивности давления в основании стенки, ее ширины и некоторых других факторов. Практика строительства гравитационных набережных и ряд теоретических и лабораторных исследований показали, что ширина наружной бермы должна составлять от $^1/_4$ до $^1/_5$ полной высоты стенки. Уточнять эту величину нужно расчетом; во всяком случае эта ширина должна составлять не менее 2 *м*.

У заглубленной постели ширина ее по низу не может быть меньше ширины подошвы стенки плюс удвоенная ее толщина.

В случае применения для материала постели камня он должен быть рваный, несортированный, с временным сопротивлением сжатию не менее 200—300 *кг/см²*.

§ 52. РАЗГРУЗОЧНЫЕ ПРИЗМЫ, ИХ ФОРМЫ И ГАБАРИТЫ

Для уменьшения распора грунта на набережные-стенки, в частности гравитационные, и предотвращения высасывания грунта засыпки сквозь швы между элементами сооружения применяется каменная отсыпь. Эффективность каменной разгрузочной призмы объясняется значительно более высоким значением угла

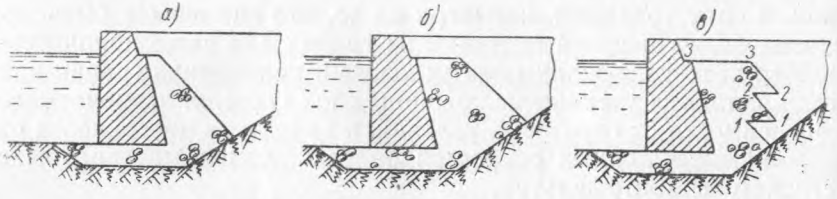


Рис. 76. Разные конструкции разгрузочных призм

внутреннего трения каменной наброски по сравнению с любым грунтом, а для некоторых стенок (например, из обыкновенных массивов) — бóльшим количеством сравнительно широких швов.

Экономическая целесообразность применения разгрузочной каменной призмы должна быть в каждом отдельном случае доказана: увеличение устойчивости гравитационной набережной может быть достигнуто не только устройством более или менее развитой каменной отсыпи, но и соответствующим усилением профиля стенки или же устройством разгрузочной призмы из другого материала, например, гравия или песка.

Различные конструкции каменных разгрузочных призм показаны на рис. 76. Первая из них (рис. 76,*а*) изображает разгрузочную призму, применявшуюся главным образом при строительстве гравитационных набережных в конце XIX и начале XX вв.; в верхней части призма устраивается без бермы или же имеет берму незначительной ширины. У такой набережной плоскость обрушения в большей своей части проходит в грунте засыпки, что приводит к местному значительному увеличению площади эпюры активного давления в верхней ее части.

На рис. 76,*б* изображена разгрузочная призма современной конструкции. Она имеет значительной ширины берму, которая выступает позади вертикали, проведенной через тыловую часть стенки в наиболее широкой ее части. Плоскость обрушения набережной в подводной части почти целиком проходит в камне

и лишь на небольшом протяжении — в мокром грунте. Это обстоятельство находит свое отражение на эпюре активного давления грунта. Однако количество потребного камня у этой разгрузочной призмы значительно больше, чем у предыдущей.

На рис. 76,*в* показана современная разгрузочная пилообразная конструкция. Ее очертания подобраны таким образом, что плоскость обрушения в подводной части проходит целиком в камне; это обусловливает наименьшую величину активного давления грунта при почти одинаковом расходе камня. Основным (и довольно серьезным) недостатком пилообразной разгрузочной призмы является необходимость в разрывах во времени при производстве работ по устройству засыпки грунта за каменной призмой, что особенно неудобно в случае его рефулирования. Подобная призма должна быть устроена в три приема: 1) после достижения призмой уровня *1—1* производят засыпку (или рефулирование) грунта до этого же уровня; 2) затем отсыпают призму до уровня *2—2* и производят засыпку грунта до этого уровня; 3) наконец, отсыпают призму до уровня *3—3* и засыпают (или рефулируют) грунт до полного профиля.

Для предотвращения высасывания грунта сквозь пустоты в каменной призме и швы между элементами стенки, берма и откос призмы прикрываются контрфильтром толщиной 50—60 *см* из гравия или щебня. Прикрытие этих элементов призмы мятой глиной нельзя признать целесообразным, особенно при значительной амплитуде колебания уровня воды или в случае возможности поступления атмосферных (или других) вод за призму.

Отметка верха призмы после ее осадки должна быть не ниже верха стенки, сложенной из отдельных элементов.

В случае применения каменной призмы камень, в соответствии с ГОСТ 5219—50, должен иметь марку не ниже 150 [1].

В тех портах, где гравий является местным дешевым материалом, при сооружении набережных из обыкновенных массивов, требующих применения камня для разгрузочных призм, экономически целесообразнее комбинированные призмы — каменно-гравийные, по типу, изображенному на рис. 77.

У набережных из крупных элементов (например, из массивов-гигантов или ряжей), где в качестве материала для разгрузочной призмы можно применять гравий и песок, следует предусмотреть в стыках специальные контрфильтрующие устройства.

Приближение к стенке набережной крутого откоса котлована (особенно в глинистых грунтах), как это показал своими исследованиями Г. А. Дуброва, опасно: в этом случае не исключена возможность скольжения засыпки по откосу и соответственно

[1] Практика благополучной многолетней эксплуатации набережных с разгрузочными призмами из камня более низких марок говорит о возможности существенного снижения этой марки (до 25—35) при условии применения неразмокаемого камня.

увеличения ее активного давления на стенку набережной. В связи с этим тыловой откос котлована приходится отодвигать на не-

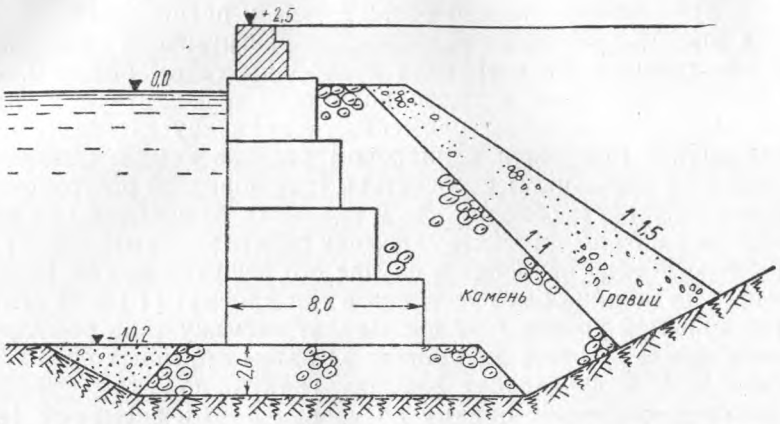


Рис. 77. Комбинированная каменногравийная разгрузочная призма

обходимое расстояние или же соответствующим образом обрабатывать — например, придавая ему ступенчатое очертание.

§ 53. НАДВОДНЫЕ СТЕНКИ И ИХ КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ

Надводная стенка гравитационных набережных представляет собой подпорную стенку, предназначенную для противодействия распору засыпанного за нею грунта.

Отсутствие механизмов значительной грузоподъемности, с одной стороны, и опыта сборного строительства — с другой, привели к тому, что в большинстве возведенных сооружений применяются монолитные надводные стенки; предполагалось, что только монолитной надводной стенкой можно выровнять линию кордона набережной и придать видимой ее части правильные очертания. У набережных, строившихся в портах с частыми колебаниями уровня воды (например, в ливных морях), иногда применяли надводную стенку смешанной конструкции: в зоне переменного уровня воды укладывались сборные элементы (например, массивы), а выше этой зоны — монолитная часть. Монолитные надводные стенки устраивались из бетона, бутобетона и каменной кладки на цементном растворе; железобетонные монолитные надводные стенки применялись сравнительно редко. Исключение составляют набережные на отдельных опорах, где надводная часть сооружения выполнена в виде мостовой конструкции, перекрывающей значительные пролеты, и набережные из тавровых массивов, надводная стенка которых устраивается из армированного бетона (см. рис. 65).

Для прокладки кабелей и трубопроводов в надводной стенке часто устраивается потерна (галерея), ширина которой обычно колеблется от 0,75 до 1 *м*, а высота — от 1,5 до 1,8 *м*. В нескольких местах потерны (по длине ее) размещаются люки для спуска звеньев труб длиной до 4 *м*. При пересечении с тумбовыми массивами потерна прерывается, но в тумбовых массивах устраиваются отверстия небольшого диаметра, достаточные для пропуска труб.

В последнее время начинают применяться сборные железобетонные надводные стенки набережных (см. рис. 63 и 78) в виде консольных или контрфорсных уголков. Отличительной особенностью последней является отсутствие у нее горизонтальной (нижней) плиты, что вынуждает заполнять ее полость не песчаным грунтом, а камнем; это ставит под сомнение экономичность и целесообразность подобной конструкции.

Для набережных на отдельных опорах, особенно при больших пролетах между опорами и при значительной величине эксплуатационных нагрузок, рациональное решение конструкции надводной стенки можно получить путем применения предварительно напряженного железобетона в виде цельной плиты или же отдельных балок, связываемых между собой после укладки на место.

Длина сборных железобетонных уголков принимается, как правило, не более 10 *м*, так как применение более длинных уголков может затруднить соблюдение прямолинейности кордонной линии причала и, кроме того, вес их становится чрезмерным.

Лицевые стенки сборных железобетонных элементов обычно не доводят до проектной отметки кордона; эту отметку получают путем устройства шапочной балки высотой 0,2—0,5 *м*.

Температурно-осадочные швы надводных стенок устраивают: у набережных из кладки обыкновенных массивов — в местах сквозных осадочных швов массивовой стенки, но не реже чем через 20 *м*; у набережных из массивов-гигантов или ряжей — в местах швов между ними.

Фасадная грань надводной стенки назначается с таким расчетом, чтобы отбойная рама имела достаточный вылет в сторону воды. Кроме того, следует иметь в виду, что с точки зрения условий производства работ по устройству монолитной надводной стенки целесообразно расположить ее с уступом по отношению к подводной стенке на 0,15—0,2 *м*. Это требование может не выдерживаться лишь в тех отдельных случаях, когда появляется необходимость в дополнительном отдалении ошвартовавшегося судна от подводной части сооружения без утолщения отбойной рамы; тогда лицевая грань надводной стенки устраивается заподлицо с гранью подводной стенки или даже впереди последней.

В местах размещения швартовных тумб конструкция надводной стенки несколько изменяется. У монолитных надводных сте-

нок тумбовые массивы представляют собой местное уширение надводной стенки, конструктивно с нею однородное. В сборных же конструкциях типа, изображенного на рис. 78, тумбовый массив не связан с надводной стенкой и устраивается из бетона (или бутобетона) в промежутках между контрфорсами.

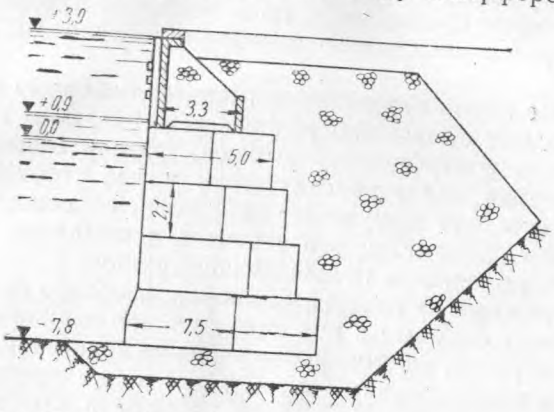


Рис. 78. Набережная из массивов с железобетонной надводной стенкой

Прикордонные подкрановые пути также оказывают некоторое влияние на конструкцию и габариты надводной стенки, которая в свою очередь влияет на конструкцию подкрановых балок.

§ 54. УСТРОЙСТВА ДЛЯ ОТВОДА ВОДЫ

Во многих случаях уровень воды за набережной-стенкой в течение более или менее продолжительного времени стоит значительно выше уровня воды в порту. Это явление имеет место в ливных портах (или в тех, где сказывается влияние сгонных и нагонных ветров), когда уровень воды на акватории порта уже понизился при отливе, а за набережной-стенкой еще не успел снизиться, или же в том случае, когда грунтовые воды в порту находятся на высоком уровне.

Конструкция набережной должна способствовать быстрейшему отводу воды из-за стенки, так как в противном случае получится подпор воды и увеличение активного давления грунта на сооружение.

Разгрузочная призма представляет собой хороший дренирующий материал. Это ее свойство может, однако, быть реализовано лишь в том случае, если сама стенка не будет задерживать воду. Лучше всего отвечает этому требованию стенка из кладки обыкновенных массивов или из ряжей, у которых обилие швов (вертикальных и горизонтальных) способствует быстрому отводу воды из-за набережной. Менее удачны в этом отношении же-

лезобетонные или бетонные стенки, не содержащие горизонтальных швов (массивы-гиганты, уголки и пр.), особенно, если стыки заделаны бетоном. Наконец, хуже всего пропускают сквозь себя воду монолитные набережные.

Характерные устройства для отвода воды изображены на рис. 66,*г*.

Водоотводящее устройство представляет собой трубки диаметром 20 *см*, длиной 4 *м*, уложенные по три на каждый массив-гигант и проходящие сквозь две передние стенки гиганта. С заднего конца трубки примыкают к отсыпи из щебня, а передним концом — к полости в передней стенке гиганта, закрытой металлической решеткой для предотвращения засорения трубки.

Водоотводящие трубки следует помещать ниже самого низкого уровня воды. Расположение их с уклоном в сторону водоема необязательно.

Глава XIII
СВАЙНЫЕ НАБЕРЕЖНЫЕ

Свайными называются набережные, основными несущими элементами которых являются тонкие опоры (толщиной до 80—100 *см*), погружаемые в грунт путем забивки, вибрирования, подмыва или завинчивания.

В портовом строительстве свайные набережные применяются наиболее широко. По сравнению с гравитационными они имеют несколько преимуществ, главным из которых является возможность их устройства почти в любых грунтовых условиях. Это особенно ценно при наличии строительных площадок, характеризующихся разнородными грунтами на различных участках набережной; в этом случае удается сохранить тип сооружения, внося в него лишь некоторые непринципиальные изменения, которые заключаются главным образом в изменении глубины забивки свай.

Свайные набережные могут быть разбиты в конструктивном отношении на следующие группы: набережные в виде тонких стенок, набережные с ростверком, ячеистые набережные. Общими для всех групп свайных набережных, равно как и для пирсов, являются вертикальные или наклонные опоры-сваи.

§ 55. СВАИ

Деревянные сваи

Длина цельных деревянных свай обычно редко превосходит 13 *м*, лишь в отдельных случаях достигая 15 и даже 18 *м*. Диаметр свай в верхнем отрубе колеблется от 20 до 30 *см*. Нижний конец имеет, обычно, вид четырехгранной пирамиды с притупленным концом: длина обработанного таким образом отрезка равна при забивке в слабый грунт — полутора диаметрам сваи, при

забивке в плотный грунт — двум диаметрам. В случае залегания в основании сооружения плотных грунтов или если сваи являются стойками, опирающимися о скалу, они снабжаются металлическими башмаками.

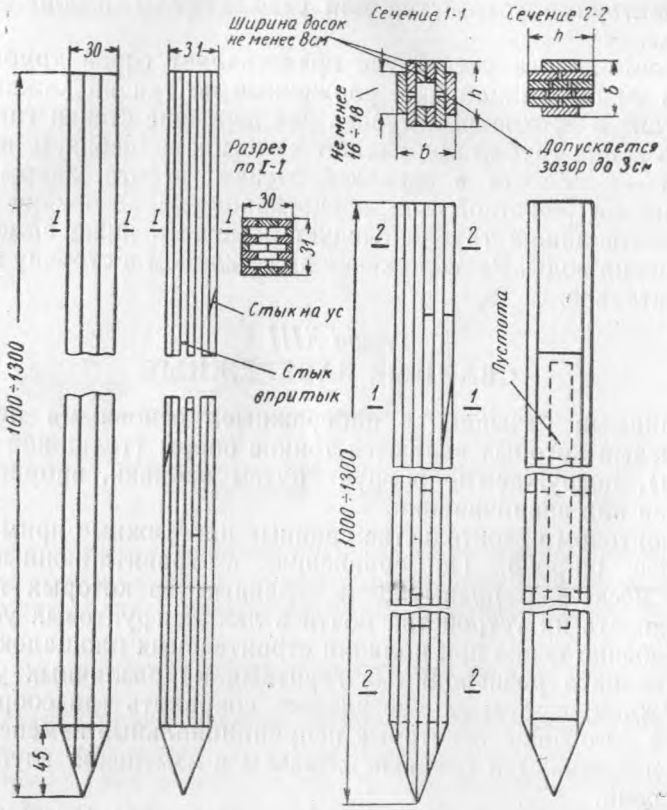


Рис. 79. Клееные деревянные сваи
(размеры даны в *см*)

При забивке в слабые илистые грунты (особенно, когда эти слабые грунты подстилаются плотными) сваи целесообразно снабжать двух- или четырехсторонними деревянными накладками на болтах, которые особенно эффективны, если они упираются в плотный грунт либо когда ими снабжены растянутые сваи.

При отсутствии бревен нужной длины можно произвести сращивание и наращивание свай разными способами: в полдерева, крестовой врубкой, металлической трубой, впритык со штырем; впритык с деревянными накладками, железобетонной обоймой.

Вместо сращивания свай изготовляют также клееные сваи любых длины и сечения из остроганных досок толщиной 40—60 *мм*. Стыки отдельных досок располагаются вразбежку, при-

чем наружные слои досок склеиваются на «ус», а внутренние примыкают друг к другу впритык. В целях экономии древесины клееные сваи можно применять пустотелыми. На рис. 79 показаны два типа клееных свай—сплошного сечения (рис. 79, слева) и пустотелая (рис. 79, справа).

Следует отметить, что стоимость клееных свай пока еще довольно высока, что затрудняет их широкое внедрение.

Деревянные шпунтовые сваи бывают бревенчатые, отесанные (или спиленные) на два канта или брусчатые.

В случае необходимости применения длинных шпунтин и при значительной величине изгибающего момента весьма эффективно использование клееной древесины. Примеры клееных шпунтин показаны на рис. 80. Шпунтовые сваи могут иметь переменное сечение по длине в соответствии с эпюрой изгибающих моментов.

Доски одиночных и шпунтовых свай склеиваются водостойким смоляным (фенолформальдегидным) клеем марки КБ-3, который приготовляется из смолы Б и отвердителя—керосинового контакта Петрова.

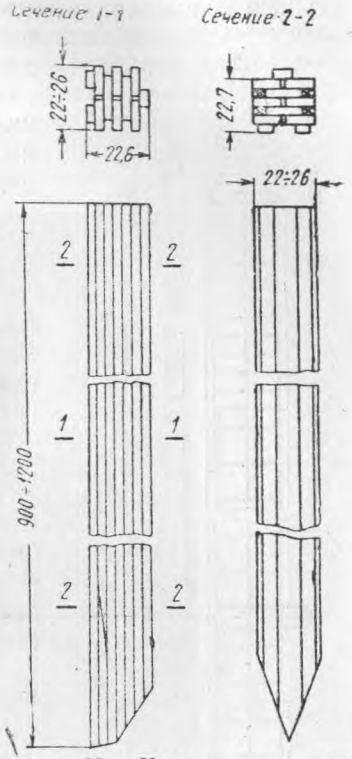


Рис. 80. Клееные шпунтины (размеры даны в *см*)

В случае деятельности в морской воде древоточца деревянные сваи должны быть пропитаны креозотом или другим стойким составом.

Железобетонные сваи

Железобетонные сваи применяются квадратного или прямоугольного сечения с отношением сторон не более 1,25 : 1; сваи других сечений встречаются редко. Двугранные углы свай скашивают устройством фасок на расстоянии 2—3 *см* от вершины угла. Длина свай в зависимости от глубины воды, грунтовых условий и расчетных нагрузок колеблется обычно от 11 до 22 *м*, достигая в отдельных случаях 25 *м* и даже более. Союзморпроектом Министерства морского флота была разработана нормаль железобетонных свай квадратного сечения длиной от 8 до 22 *м*. Железобетонная свая длиной 20 *м* изображена на рис. 81. Для подъема сваи в тело бетона заделываются подъемные петли (проушины).

Бетон для изготовления свай употребляется марок от 200 до 400.

В сооружениях, расположенных в районах сурового ледового режима или находящихся в ливных портах, при наличии отрицательных температур воздуха рекомендуется применять металлические чехлы для защиты бетона свай от разрушающего действия чередования положительных и отрицательных температур в зоне переменного уровня.

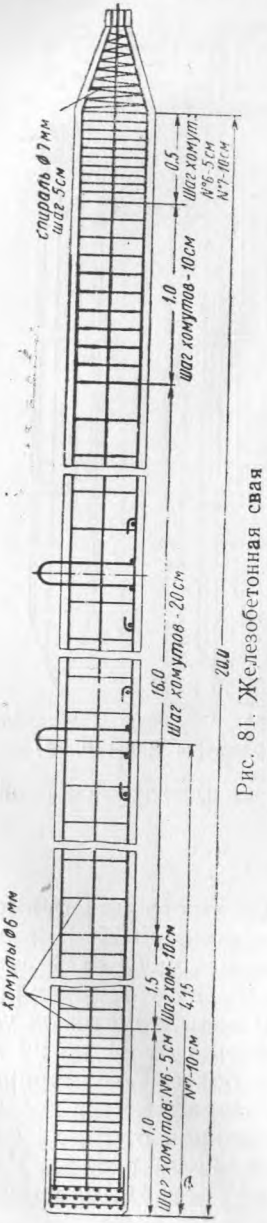


Рис. 81. Железобетонная свая

В случае необходимости применения длинных железобетонных свай (например, длиной свыше 22—25 *м*) сплошные сваи получаются чрезвычайно тяжелыми, что затрудняет маневрирование с ними и приводит к снижению эффективности ударов молотов при их забивке. В связи с этим в последнее время начали получать распространение полые железобетонные сваи. В практике строительства известны случаи изготовления трубчатых свай длиной 35 *м* и диаметром 66 *см* при толщине стенок 8 *см*; ее внутренняя полость получалась путем оставления в теле тонкого стального цилиндрического футляра-опалубки. Вес сваи составил 13 *т*, т. е. оказался в 2 с лишним раза меньше веса сплошной сваи такой же длины.

В последнее время в некоторых зарубежных портах начали применять составные железобетонные сваи, которые изготовляются в заводских (или полигонных) условиях из секций длиной по 4—6 *м*. На рис. 82 показана составная железобетонная свая, напряженная пучками высокопрочной проволоки.

Трещиностойкость железобетонных свай является залогом долговечности сооружения. В связи с этим приобретает особое значение внедрение предварительно напряженного железобетона и струнобетона в практику портового гидротехнического строительства вообще и при изготовлении железобетонных свай — в частности. Попутно достигается также и экономия арматурной стали.

Применение предварительно напряженных свай с местными плоскими утолщениями во многих случаях значительно повышает их несущую способность. Такие сваи оказываются особенно эффективными в случае проникания местного утолщения в плотный грунт, залегающий под вышерасположенными слабыми грунтами. Характер напластования грунтов определяет положение местного утолщения по длине сваи. Для растянутых свай применение местных утолщений является во всех случаях весьма эффективным.

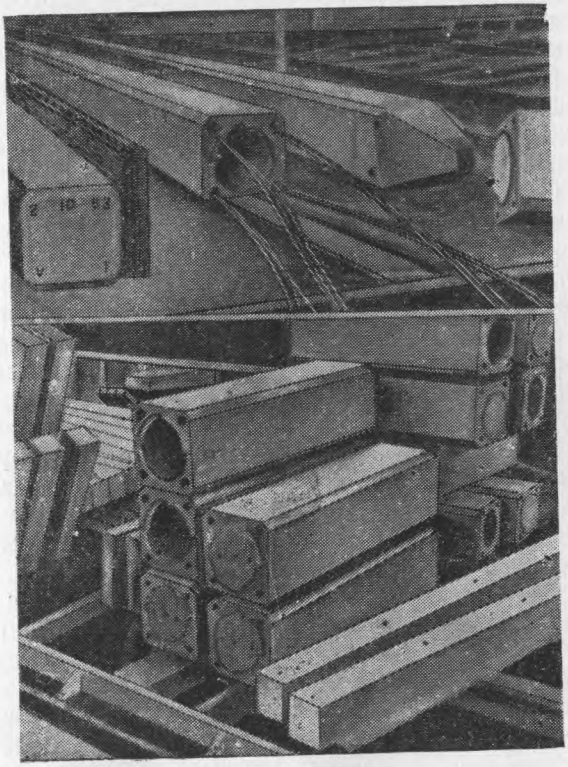


Рис. 82. Составные железобетонные сваи

Железобетонные шпунтовые сваи обычно применяются длиной от 6 до 20 *м*, толщиной от 12 до 40 *см*. Толщина и высота гребня должны быть меньше ширины и глубины паза при величине зазора около 5 *мм* (во избежание повреждения гребня во время забивки). При средних грунтовых условиях гребень устраивается на протяжении около 0,25 длины сваи, при плотных грунтах — до 0,4 длины сваи. На остальной длине сваи со стороны гребня и по всей длине с противоположной стороны устраивает-

ся паз. Образованный примыкающими друг к другу пазами канал после забивки свай заполняется цементным раствором.

Металлические сваи

Отдельно стоящие металлические сваи могут быть самого разнообразного поперечного сечения; наиболее употребительны сваи двутавровые, рельсовые, трубчатые, коробчатые.

Двутавровые сваи применяются обычно широкополого профиля больших номеров, длиной до 20 и более метров. В случае необходимости увеличить несущую способность сваи к двутаврам с наружной стороны полок (на некотором расстоянии от нижнего конца сваи) привариваются коротыши также из двутавров. Вместо приварки металлических коротышей, увеличение несущей способности свай достигается также прибалчиванием к ним брусчатых накладок, которые в случае необходимости увеличения длины сваи могут выпускаться ниже ее конца на 2—3 *м*. Такое удлинение металлической сваи деревом может быть допущено, однако, только в слабых грунтах.

Рельсовые сваи получили широкое распространение в портовом гидротехническом строительстве. В зависимости от длины свай, расчетных нагрузок и условий естественного режима применяют одиночные или спаренные рельсы; в последнем случае рельсы соединяют друг с другом подошвами путем их сварки, на болтах или заклепках.

Широкое применение в портовом строительстве находят также трубчатые сваи. Они изготовляются из труб диаметром 25—50 *см* при толщине стенок 10—14 *мм*. При малой длине отдельных секций их сваривают или свинчивают друг с другом. Нижний конец трубчатой сваи либо оставляют открытым, либо снабжают острием.

Коробчатые сваи образуются в результате приварки листов из толстой полосовой стали к ребрам полок широкополых двутавров либо путем сварки двух-четырех балок шпунтового или шпального проката.

Особое место занимают металлические трубчатые сваи повышенной несущей способности, представляющие собой опоры с уширенной пятой, эффективность которых достигает высокой степени, если пята упирается в плотный грунт. Типичной для этой группы является винтовая свая. Она состоит из полой металлической трубы (соединяемой в стыках фланцами, муфтами или сваркой), снабженной у нижнего конца цилиндрическим винтом большого диаметра (равного двум-четырем диаметрам трубы) с 1—1,5 оборотами. Винты бывают литые или сварные из листовой стали. Диаметр ствола такой сваи колеблется от 25 до 100 *см*, а несущая способность—от 100 до 500 *т* и больше. После погружения сваи до проектной глубины полость ее обычно заполняют бетоном.

Винтовые сваи оказывают весьма значительное сопротивление выдергивающим усилиям; это сопротивление еще больше, чем в железобетонных сваях с местными утолщениями.

Несущая способность трубчатых свай может быть значительно повышена (в 1,5—2 раза), если в грунте под нижним концом каждой сваи будет образовано грушевидное уширение, например путем нагнетания цементного молока, что возможно, впрочем, лишь в песчаных грунтах. Этот метод увязывается, как правило, с процессом погружения свай при помощи подмыва; после их погружения на необходимую глубину в водоподводящие трубы подается цементное молоко, в результате чего происходит цементация песка, окружающего нижний конец сваи.

Шпунтовые металлические сваи применяются обычно специального проката, который может в поперечном сечении иметь три формы: плоскую, корытную и зетовую. Шпунтины изготовляются длиной от 12 до 25 *м*. Замки металлических шпунтин отличаются повышенной плотностью, что позволяет в большинстве случаев применять в качестве материала засыпки за шпунтом песчаный грунт без опасения его высасывания.

Комбинированные сваи

Практика портового строительства знает две разновидности комбинированных свай: дерево-железобетонные и дерево-металлические. Обе эти конструкции находят себе применение главным образом в том случае, если в воде проявляют деятельность морские древоточцы; деревянную часть свай забивают в недоступный для древоточцев грунт, а железобетонную (или металлическую) оставляют в зоне их действия.

На рис. 83,*а* изображена дерево-железобетонная комбинированная свая, обе части которой соединены в процессе забивки сваи. Заранее заготовляются железобетонные наростки; затем забивают деревянную часть сваи до тех пор, пока над водой останется около одного метра бревна; голову бревна отделывают на конус, наставляют верхнюю железобетонную часть и продолжают забивку до полного погружения в грунт деревянной части (желательно приблизительно на метр ниже уровня дна). Для предохранения железобетонного наростка от повреждения при забивке полость его раструба снабжается колпаком из листовой стали (толщиной около 3 *мм*).

Конструкция, изображенная на рис. 83,*б*, представляет собою дерево-железобетонную сваю, обе части которой соединены еще до забивки. Для этой цели головную часть деревянной сваи обделывают в виде двойного усеченного конуса (или пирамиды) и заводят в заранее подготовленный и уложенный в форму арматурный каркас. После тщательной центровки производят укладку бетона. Дальнейшие операции выполняются как с обыкновен-

ной железобетонной сваей, причем предварительно должна быть проверена жесткость стыка.

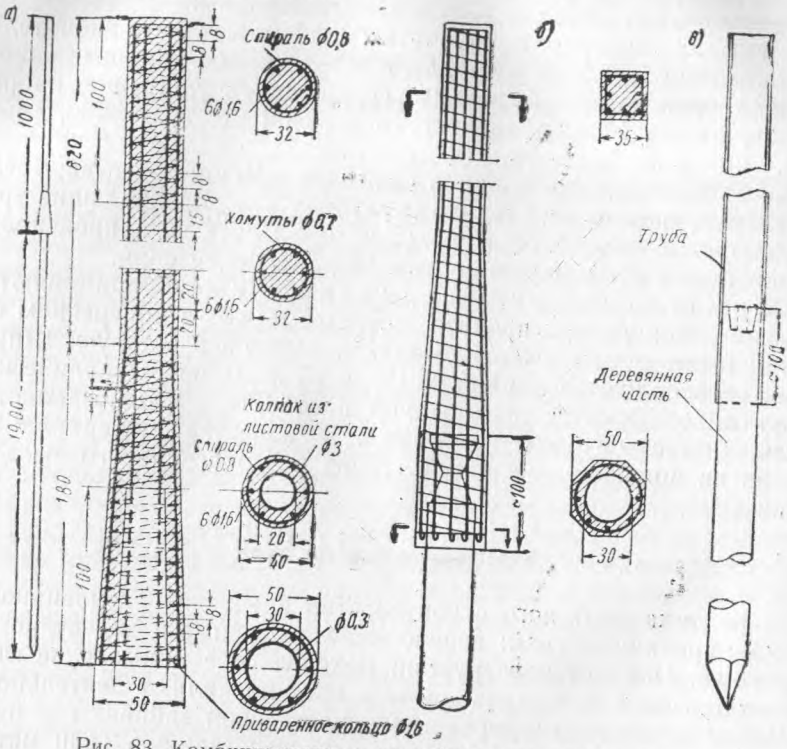


Рис. 83. Комбинированные сваи (размеры даны в *см*)

На рис. 83,*в* показана дерево-металлическая свая. Следует отметить, что описанные конструкции довольно сложны в изготовлении; это приводит к ограниченному их применению.

§ 56. НАБЕРЕЖНЫЕ В ВИДЕ ТОНКИХ СТЕНОК (БОЛЬВЕРКИ)

Набережные в виде тонких стенок благодаря своей простоте являются весьма распространенным типом причальных сооружений. Однако в случае залегания в основании сооружения слабых грунтов расчетные длина и толщина свай получаются настолько значительными, что обычно приходится отказываться от этой конструкции и переходить к свайным набережным других типов.

Набережные этого типа бывают двух видов: а) незаанкеренные и б) заанкеренные тонкие стенки.

Незаанкеренные стенки применяются сравнительно редко, так как они могут быть использованы лишь для мелковод-

ных причалов (глубиной от 1 до 3 *м* в зависимости от материала свай и грунтовых условий).

Заанкеренная тонкая стенка состоит из собственно стенки, анкерного тяжа и анкерной опоры. В качестве материала для стенки могут применяться дерево, металл и железобетон. Стенка образуется сплошным или шпунтовым свайным рядом. Для анкерного тяжа применяют дерево и металл, в редких случаях — железобетон. Анкерная опора может быть образована плитой (рис. 84,*а*), козловой свайной конструкцией (рис. 84,*б*) или тонкой свайной стенкой (рис. 84,*в*). Применение одиночных свай в качестве анкерной опоры допустимо лишь для мелководных набережных.

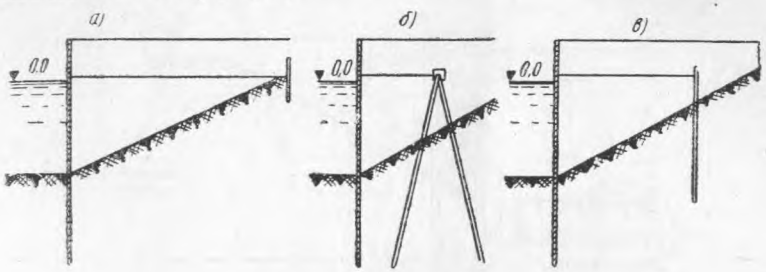


Рис. 84. Схемы больверков

Наиболее экономичной конструкцией анкерной опоры следует признать плиту, которая требует сравнительно значительного отдаления от лицевой стенки для возможности полного использования сил отпора грунта. В том случае, если по местным условиям (наличие сооружений на месте проектного положения плит или отсутствие естественного откоса, на котором можно располагать плиты) нельзя применить анкерную плиту, следует перейти к другим конструкциям опор. При этом нужно учесть, что ближе всего к лицевой стенке можно расположить козловую конструкцию.

Выбор материала для лицевой стенки должен быть сделан, исходя из следующих соображений.

Деревянную (бревенчатую или брусчатую) стенку можно применять для малых глубин (обычно до 4—5 *м*); это ограничение может отпасть в случае применения клееной древесины. Иногда для увеличения прочности стенки забивают вплотную друг к другу два ряда свай (сплошных или шпунтовых), что, однако, нельзя признать целесообразным ни с технической, ни с экономической точки зрения. Совсем другую роль играют так называемые нащельники, которые часто забиваются позади шпунтовых или сплошных свайных рядов и способствуют их непроницаемости для грунта засыпки. Нащельники изготовляются из пластин, горбылей или толстых досок и забиваются чаще всего на 1 *м* ниже уровня дна.

Железобетонные сваи тонкой стенки при значительной глубине у причала, особенно в случае залегания в основании сооружения недостаточно плотных грунтов, получаются в результате соответствующих расчетов толстыми и тяжелыми (исходя из требований трещиноустойчивости); это крайне ограничивает их применение. Можно, однако, полагать, что внедрение в практику портостроения предварительно напряженного железобетона, изготовленного с применением высокопрочной стали, устранит этот недостаток и даст возможность применить железобетон и для тонких стенок глубоководных причалов.

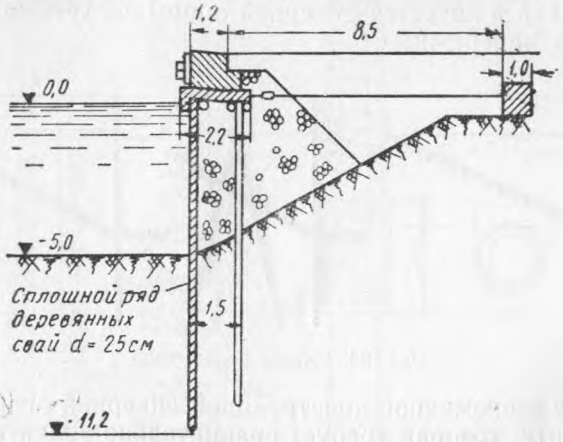


Рис. 85. Деревянный больверк

Металл может быть применен в качестве материала для большинства набережных-стенок глубиной до 9—10 *м*, а в некоторых случаях и более.

Следует отметить, что лишь стальной шпунт дает в большинстве случаев возможность применения песка для засыпки за тонкую стенку; деревянный шпунт и особенно железобетонный пропускают сквозь свои замки песок и требуют для засыпки более крупных фракций (гравия и камня). Наиболее велика опасность прососов у глубоководных причалов. Это обстоятельство определяет область применения шпунта, изготовленного из того или иного материала.

На рис. 85 представлена набережная в виде деревянной тонкой стенки оригинальной конструкции. Сваи сплошного ряда спилены ниже уровня гниения древесины; поверх этого ряда уложены железобетонные плиты толщиной 0,4 *м* с зубьями (для удержания сплошного ряда), под заднюю часть которых забит ряд одиночных деревянных свай. Железобетонные плиты заанкерены за бетонные массивы при посредстве стальных тяжей. Позади стенки предусмотрена отсыпь из рваного камня. Поверх

железобетонных плит устроена надводная стенка обычной конструкции. Железобетонные плиты являются не только частью анкерного устройства, но и разгрузочной платформой, которая дала возможность применять деревянные сваи для причала глубиной 5 *м*.

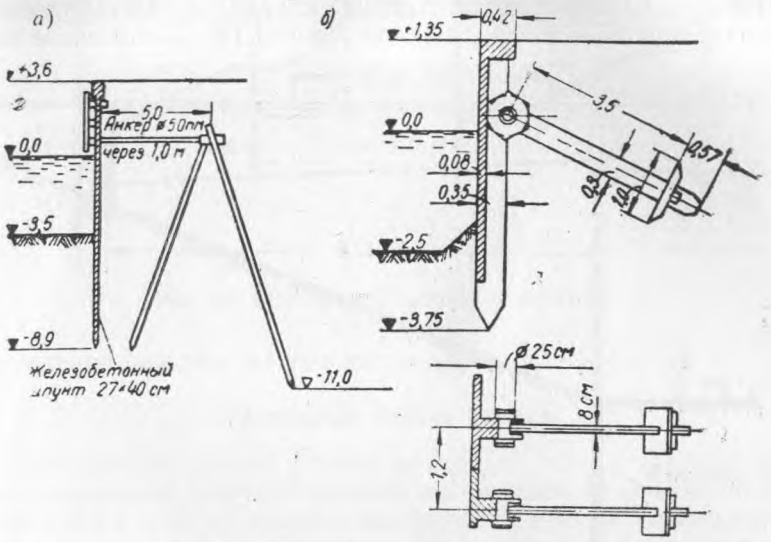


Рис. 86. Железобетонный больверк:
а — заанкеренный за деревянную козловую конструкцию, *б* — с анкерным устройством из сборного железобетона

На рис. 86,*а* изображена железобетонная тонкая стенка, заанкеренная за деревянную козловую конструкцию. Железобетонные сваи применены толщиной 27 *см* и перекрыты в головной их части железобетонной шапочной балкой. Оси анкерных тяжей и козловых свай размещены через 1 *м*. Анкерный пояс (распределительные балки) устроен из швеллера № 28. Заслуживает внимания рационально сконструированная головная часть козловой конструкции; благоприятный режим колебания уровня воды позволил производить врубки козловых свай на высоких отметках, так как в противном случае пришлось бы заделать головы свай в железобетонную мощную шапочную балку, причем в этом случае сваи забивались бы не в одной плоскости. В качестве материала засыпки применен песок; для предупреждения возможности высасывания его сквозь зазоры между сваями последние снабжались выше дна пазами, которые заполнялись бетоном.

Интересную конструкцию представляет собой железобетонная тонкая набережная-стенка, изображенная на рис. 86,*б*. Сваи стенки имеют Т-образную форму с шириной 1,2 *м* и толщиной плиты 8 *см*. Анкерное устройство сделано сборным из железобетона. Анкерные тяжи шарнирно связаны со сваями, а на их оконечно-

сти надеты железобетонные плиты; наклонное положение анкерных тяжей позволило сделать их весьма короткими. Поверх свай устроена шапочная монолитная железобетонная балка. Компактности и оригинальности этой конструкции способствовала малая высота сооружения.

На рис. 87 изображена тонкая стенка из металлического шпунта корытного профиля (типа Ларсен IV). Уложенные через

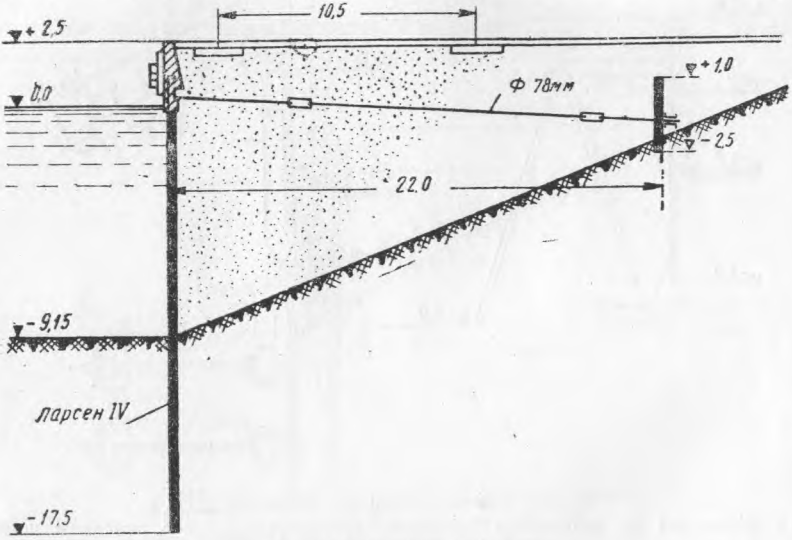


Рис. 87. Стальной больверк

1,6 *м* анкерные тяжи диаметром 78 *мм* прикреплены к лицевой стенке к двойному анкерному поясу, а задними своими концами—к стенке из обрезков металлического шпунта высотой 3,5 *м*. Поверх голов свай устроена высокая железобетонная надстройка, в которую металлические сваи заделаны на 0,8 *м*; эта надстройка защищает металл свай от коррозии, а также выравнивает линию кордона. Тумбовые массивы закреплены дополнительными анкерными тяжами. Впереди анкерной плиты устроена отсыпь из песка средней крупности.

Особое место занимают тонкие стенки, заанкеренные по высоте за две точки (рис. 88). Целью двойной анкеровки являются уменьшение величины изгибающего момента, возникающего в шпунтине, и уменьшение глубины ее забивки. Будучи конструктивно рациональной, двойная анкеровка тонких стенок встречает, однако, существенные затруднения при ее осуществлении, так как нижняя точка закрепления находится под водой (рис. 88,*а*), что требует применения водолазных работ; кроме того, необходимо обеспечить более или менее одинаковое натяжение анкерных тяжей.

Схема, изображенная на рис. 88,*б*, представляет конструкцию, у которой задние концы анкерных тяжей прикреплены к общей анкерной плите. Эта схема предусматривает возможность

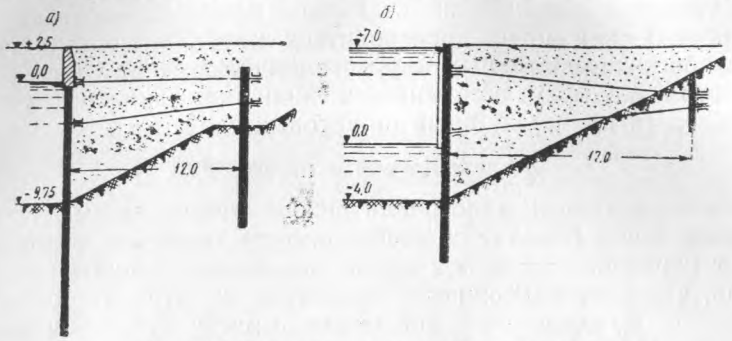


Рис. 88. Больверки с двойной анкеровкой

закрепления нижнего анкера над водой во время отлива.

Деревянные тонкие стенки

У деревянных тонких стенок анкерный пояс устраивается в виде продольных парных схваток из брусьев сечением 20×20 или 25×25 *см* либо из бревен диаметром 22—30 *см;* схватки крепятся к стенке болтами. Анкерные тяжи могут применяться металлические или деревянные. Надежность прикрепления этих схваток к свайной стенке определяет прочность всего сооружения. Насадки применяются с целью защиты торцов свай от воздействия атмосферных агентов и для придания стенке законченного вида; устраиваются они из бревен диаметром 32—34 *см.* По всей длине насадок вынимается паз, в который входят гребни, нарубаемые на головах свай; соединение насадок со сваями осуществляется через 2 *м* сквозными шипами с расклинкой или хомутами.

Анкерные опоры представляют собой обычно вертикально забитые деревянные сваи, к которым поперечные схватки (анкерные тяжи) прикрепляются болтами. Каждая опора состоит из двух или четырех свай — в зависимости от расчетного усилия и грунтовых условий. В случае анкеровки деревянной тонкой стенки металлическими тяжами анкерную опору можно изготовить в виде плиты из коротышей бревен, брусьев или пластин.

Металлические тонкие стенки

У металлических тонких стенок из шпунтовых свай анкерный пояс (распределительная балка) устраивается обычно из пары швеллеров №28—30, уложенных плашмя, между которыми помещаются анкерные тяжи. Анкерный пояс может быть располо-

жен с внешней или внутренней стороны шпунтового ряда; последний способ более целесообразен. Швеллера крепятся к стенке при помощи болтов и подкладки из листовой стали или путем приварки деталей из стального проката. Обделка голов шпунтовых свай может производиться железобетонной надстройкой либо железобетонным или металлическим оголовком. Стальные оголовки могут применяться лишь при гарантии прямолинейности (в плане) забивки шпунтовых свай.

Железобетонные надстройки

Железобетонные надстройки рекомендуется применять в тех случаях, когда появляется необходимость защищать сталь шпунта от коррозии или когда длина имеющихся шпунтин недостаточна, что дает возможность нарастить их. При отсутствии такой необходимости целесообразно применять железобетонный оголовок. Высота железобетонного оголовка принимается равной 30—40 *см*, ширина — 55—60 *см*.

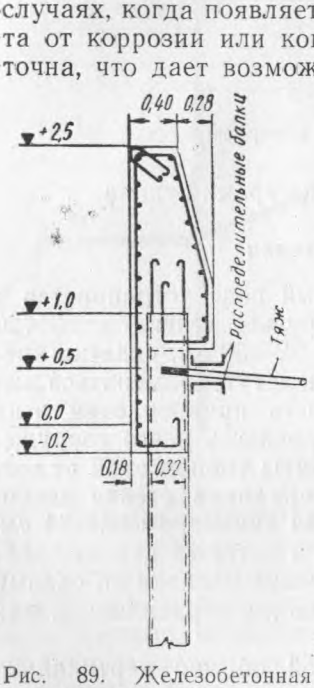


Рис. 89. Железобетонная надстройка

Конструкция железобетонной надстройки вместе с деталями крепления анкерного пояса и конца анкерного тяжа показана на рис. 89, составленном по разработанным Союзморпроектом типовым проектам деталей заанкерованных тонких стенок из металлического шпунта. Отметку низа надстройки следует назначить возможно ниже — не выше среднего из низких уровней воды — для предохранения шпунта от коррозии там, где эта защита необходима. Вместо монолитной железобетонной надстройки рекомендуется применять сборную, которую можно изготовить в заводских (или полигонных) условиях. На рис. 90 изображена конструкция такой сборной надстройки. Помимо возможности индустриального изготовления сборных элементов надстройки, ее преимущество перед монолитной конструкцией заключается также в высоком качестве бетона, которое трудно получить при бетонировании монолитной конструкции в пределах переменного уровня воды.

Анкерные тяжи применяются преимущественно из круглой, реже — квадратной, стали. Соединение отдельных звеньев анкерных тяжей друг с другом осуществляется при помощи талрепов (вертлюгов) либо сваркой при помощи муфт; в последнем случае натяжение тяжей производится гайками, поставленными в их конце.

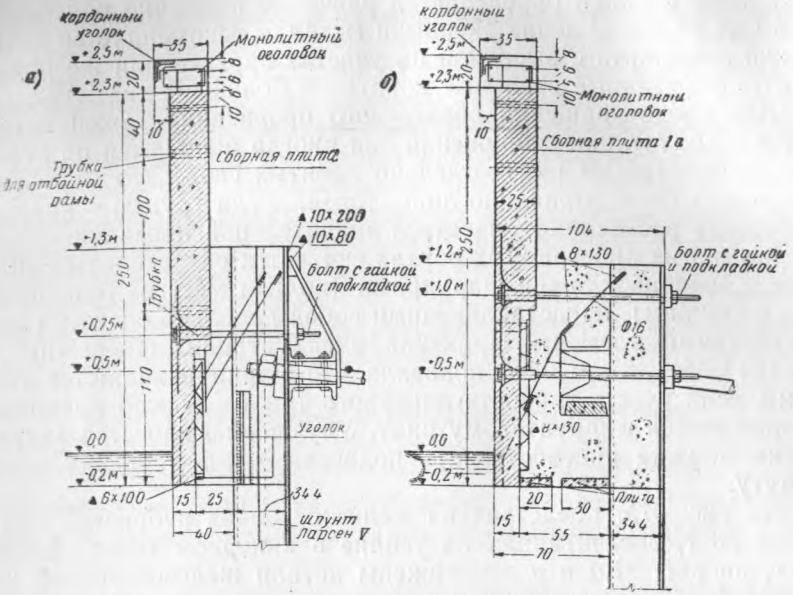


Рис. 90. Сборная железобетонная надстройка:
а — при расположении связных балок с береговой стороны шпунта, *б* — то же, с морской стороны (размеры даны в *см*)

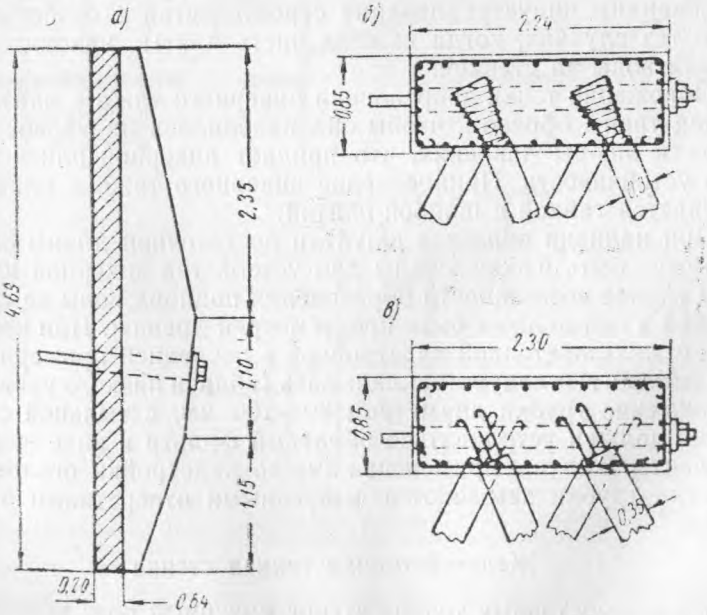


Рис. 91. Различные конструкции анкерных устройств

Диаметр тяжей определяется расчетом и обычно колеблется от 40 до 80 *мм*. В целях экономии металла рекомендуется концы тяжей выполнять с высадкой на участке нарезки или же приваривать нарезанные стальные коротыши большего диаметра.

Для предотвращения возможного провисания тяжей в процессе эксплуатации сооружения они иногда опираются на прогоны, уложенные по ряду отдельно забитых свай. Это мероприятие может быть оправдано лишь тогда, когда грунты основания и засыпки заставляют опасаться значительной просадки.

Во многих иностранных портах считается обязательным снабжение анкерных тяжей шарнирами (вблизи мест их прикрепления к стенкам), представляющими собой довольно сложный конструктивный элемент. Практика эксплуатации набережных в портах Советского Союза показала, что шарниры являются лишними, если учесть гибкость анкерного тяжа и способ крепления концов тяжей к шпунтовому ряду. Улучшению качества закрепления должна способствовать подвеска тяжа к специальному хомуту.

На рис. 91,*а* представлена железобетонная ребристая плита весом 20 *т*, рассчитанная на усилие в анкерном тяже, равное 61 *т*; на рис. 91,*б* и *в* изображены детали железобетонной шапочной балки по деревянным и железобетонным козловым сваям.

Железобетонная анкерная плита может быть устроена на месте либо из заранее заготовленных элементов, вес которых определяется грузоподъемностью крана. Сборные плиты отвечают требованиям индустриализации строительства и особенно удобны в тех случаях, когда нижняя часть плиты находится ниже уровня воды за стенкой.

Положение точки закрепления анкерного тяжа в плите выбирается таким образом, чтобы она находилась на уровне центра тяжести эпюры давления, что придает анкерной плите требуемую устойчивость. Прикрепление анкерного тяжа к плите обеспечивается гайкой с шайбой-плитой.

При наличии обрезков шпунтин достаточной длины они также могут быть использованы для устройства анкерной плиты.

В случае возможности образования подпора воды за лицевой стенкой в ней должен быть предусмотрен дренаж. При конструкциях с железобетонной надстройкой в последней примерно через каждые 10 *м* следует закладывать (вблизи низкого уровня) металлические трубки диаметром 80—100 *мм;* с тыльной стороны стенки должен устраиваться обратный фильтр в виде непрерывной ленты. В случае применения вместо надстройки оголовка выпускные трубки заменяются выпускными отверстиями в шпунтинах.

Железобетонная тонкая стенка

У железобетонных тонких стенок анкерный пояс выполняется из швеллеров № 26—30, укладываемых с наружной стороны

стенки. Шапочная балка (оголовок) делается высотой 30—50 *см* и шириной на 20—30 *см* более толщины стенки. Для обеспечения надежной связи шапочной балки со сваями в нее заделываются стержни арматуры разбитых голов свай. В ряде случаев вместо шапочной балки устраивается высокая надстройка.

Конструкции анкерных опор и анкерных тяжей сходны с этими же элементами, применяемыми для тонких стенок из металлического шпунта. Единственным отличием является способ прикрепления тяжей к анкерному поясу, вытекающий из конструктивных особенностей этой части сооружения. Отверстия в шпунтовой стенке, которые делаются для пропуска анкерных тяжей, должны быть заделаны до устройства засыпки из мелкого материала (гравий, песок) во избежание высыпания грунта засыпки.

§ 57. НАБЕРЕЖНЫЕ С ВЫСОКИМ РОСТВЕРКОМ

Общая характеристика и область применения

Набережные этой группы образуют следующие четыре подгруппы: с двумя сплошными (или шпунтовыми) рядами, с переднim рядом, с задним рядом и безраспорные набережные-эстакады; схемы всех этих набережных показаны на рис. 92. В зависимости от степени жесткости верхнего строения (ростверк-

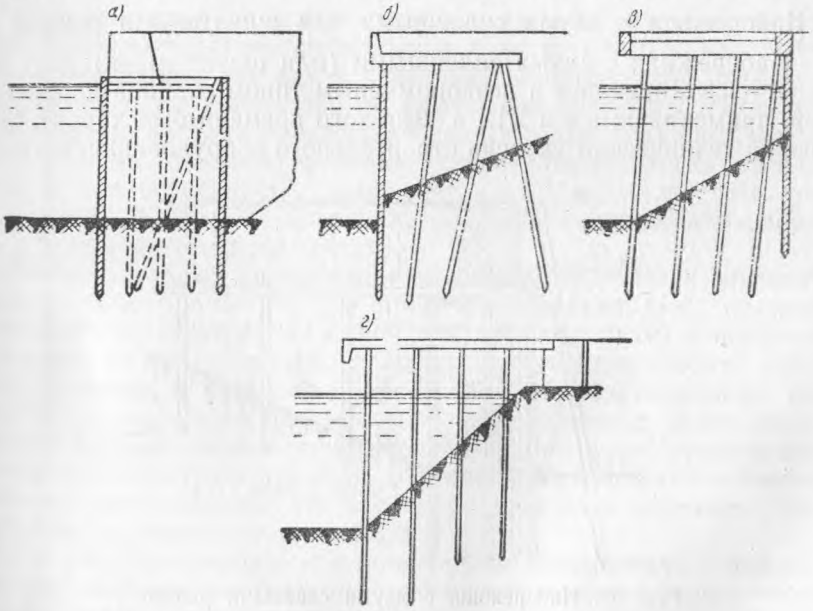


Рис. 92. Схемы набережных с высоким ростверком:
а — с двумя сплошными (или шпунтовыми) рядами; *б* — с передним рядом; *в* — с задним рядом; *г* — безраспорные набережные-эстакады

ка) набережные подразделяются на следующие виды: с жестким, полужестким (гибким) и нежестким ростверком.

По материалу, из которого возводятся набережные этой группы, следует различать деревянные, железобетонные, металлические и смешанные.

Будучи более сложными, чем набережные в виде тонких стенок, свайные набережные с высоким ростверком применяются в случаях:

а) когда в основании сооружения залегают слабые грунты, устойчивость которых легче может быть обеспечена безраспорной (или полураспорной) набережной-эстакадой;

б) когда на набережную в виде тонкой стенки действует значительный распор грунта, требующий чрезмерной толщины свай шпунтового или сплошного ряда или слишком большой их длины; в этом случае другие элементы набережной оказывают разгружающее влияние на передний сплошной (или шпунтовый) ряд;

в) когда набережные с высоким ростверком экономически более выгодны, чем набережные в виде тонкой стенки.

Набережная с двумя сплошными или шпунтовыми рядами

Набережная с двумя сплошными (или шпунтовыми) рядами является устаревшим и неэкономичным типом свайной набережной, применявшимся в XIX в. Для того времени был характерен низкий технический уровень строительного оборудования, в част-

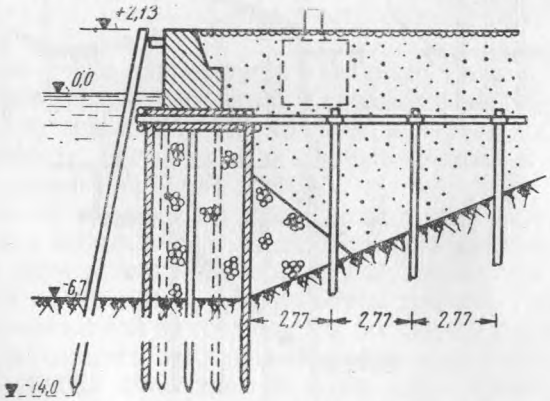


Рис. 93. Набережная с двумя свайными рядами

ности, копрами можно было забивать преимущественно вертикальные сваи. Кроме того, применявшиеся методы статического расчета не позволяли определять усилий в отдельных сваях, и сооружение рассчитывалось как гравитационная заанкеренная набережная, подошва которой находится на уровне острия свай обоих рядов. Несмотря на несовершенство конструкции набереж-

ных этого типа они оказывались весьма устойчивыми даже в том случае, когда анкерные устройства в виде поперечных схваток ломались в процессе эксплуатации причалов.

Пример подобного сооружения показан на рис. 93. Конструкция представляет собой набережную с нежестким ростверком и состоит из переднего сплошного и заднего шпунтового деревянных рядов, заанкеренных через 2,13 *м* поперечными парными схватками за три ряда одиночных свай. Между сплошным и шпунтовым рядами забиты в шахматном порядке одиночные сваи, поддерживающие надводную стенку, и сделана засыпка из рваного камня. На выравненной щебнем засыпке уложен бетон в мешках слоем 75—80 *см* и возведена бутовая надводная стенка с гранитной облицовкой.

В случае применения для тонких стенок шпунтовых свай должен быть обеспечен водоотвод во избежание подпора воды за набережной. Это относится ко всем типам набережных с высоким свайным ростверком.

Набережные с передним сплошным или шпунтовым рядом

Набережные с передним сплошным (или шпунтовым) рядом менее экономичны, чем набережные с задним рядом или набережные-эстакады, так как в переднем сплошном ряде размещено значительное количество свай наибольшей длины. Этот тип набережных находит применение при тяжелых гидрологических (в частности, ледовых) условиях строительства, когда отдельные сваи, в особенности железобетонные, могут получить повреждения. В качестве материала для свай могут служить дерево и железобетон, реже металл.

Основная схема набережных этого типа состоит из передней тонкой стенки (сплошной или шпунтовый свайный ряд), тыловой козловой конструкции (из одной или двух пар свай) и верхнего строения, их перекрывающего. В случае большего пролета верхнего строения и значительной величины эксплуатационных нагрузок появляется необходимость в промежуточных сваях, количество которых определяется величиной нагрузок, грунтовыми условиями и материалом свай. В целях разгрузки свай основной системы целесообразно эти промежуточные сваи забивать с некоторым уклоном в сторону берега.

На рис. 94,*а* изображена конструкция набережной с нежестким деревянным ростверком и несущим передним шпунтовым рядом. Надводная стенка устроена в виде ряжевого надруба, который в условиях северных портов обладает достаточной долговечностью. Козловая конструкция состоит из двух пар рядов свай. В промежутке между шпунтовым рядом и козловой конструкцией забит вертикальный ряд одиночных свай. Засыпка за шпунтовым рядом осуществлена из песка.

Конструкция, изображенная на рис. 94,*б*, представляет собой набережную с полужестким (гибким) железобетонным ростверк-

ком и ненесущим шпунтовым рядом. Поверх железобетонной плиты возведена бетонная надводная стенка. Козловая конструкция образована одной парой рядов железобетонных свай. Сравнительно низкий уровень гниения древесины в совокупности с

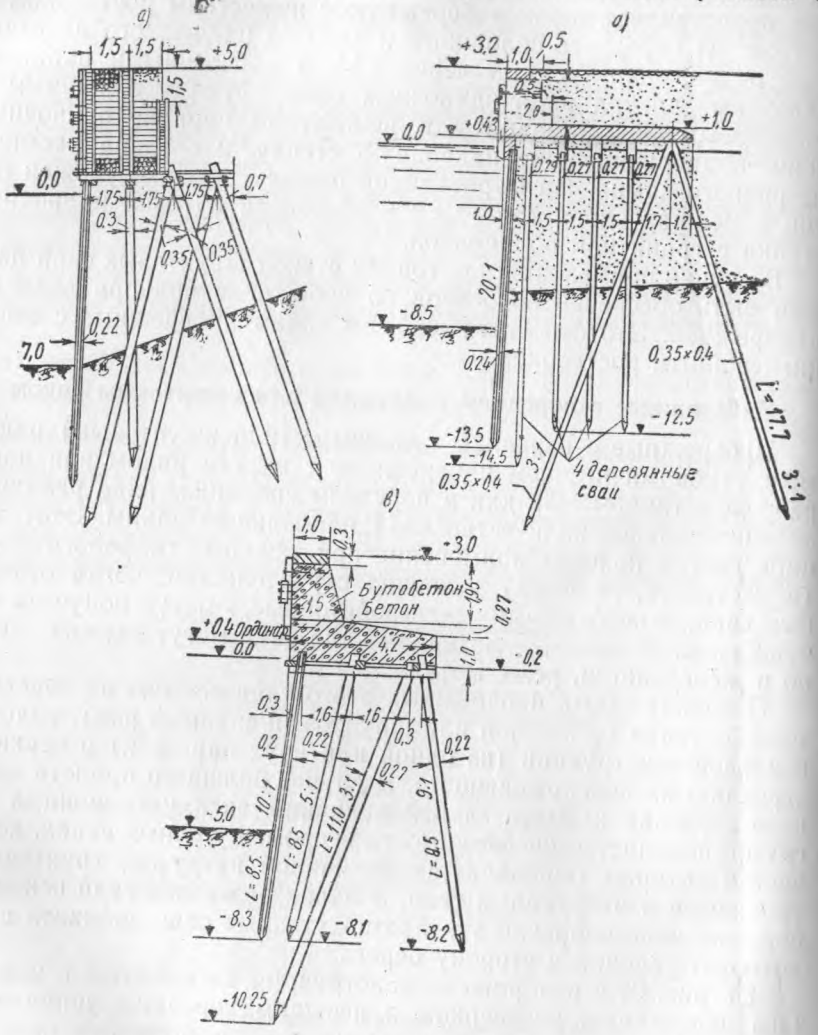


Рис. 94. Деревянные набережные с передним рядом

необходимостью закладки железобетонной плиты выше уровня воды привели к снабжению деревянных одиночных свай железобетонными оголовниками, которые надевались на обработанные надлежащим образом головы свай. Переход от свай шпунтового ряда к железобетонной плите осуществлялся при помощи желе-

зобетонных козырьков, которые в виде отдельных блоков, охватывающих несколько шпунтин, укладывались на головы свай шпунтового ряда. Для обеспечения надежной связи железобетонной плиты с оголовниками и козырьками из них выпускалась на необходимую длину арматура. Оголовники, кроме того, снабжались симметрично полками для укладки на них несущих элементов опалубки плиты. Значительное количество промежуточных свай вызвано большой глубиной причала и необходимостью разгрузки деревянного шпунтового ряда.

Наконец, на рис. 94,*в* изображена конструкция набережной с жестким бетонным ростверком и несущим шпунтовым рядом. В отличие от предыдущего примера здесь был применен водоотлив, что позволило обойтись без описанных выше железобетонных оголовников. Хотя качество заделки деревянных свай в бетонный ростверк в данном случае выше, чем в предыдущем, однако производство работ с водоотливом вызывает значительные дополнительные затраты, экономическая целесообразность которых должна быть в каждом случае доказана. Сравнительно малая глубина причала позволила обойтись одной парой рядов деревянных козловых свай и одним рядом промежуточных свай. Засыпка за шпунтовым рядом осуществлена, как и в предыдущем случае, песком.

В конструкциях приведенных трех набережных их схемы определялись длиной деревянных свай, которая была ограничена 13—14 *м*. Внедрение в практику портового строительства клееных свай позволит упростить эти схемы и применить деревянные сваи без ограничения глубины причала и величины эксплуатационных нагрузок.

На рис. 95,*а* представлена железобетонная свайная набережная с полужестким (гибким) верхним строением и передним несущим шпунтовым рядом из железобетонных свай. Характерной особенностью этой конструкции является отсутствие промежуточных свай, а также перевернутое положение ребристого верхнего строения; это представляет некоторые преимущества, так как опалубочные работы более просты, а опасность появления трещин в растянутой зоне меньше.

Следует, однако, отметить, что наличие толстого слоя балласта приводит к значительному мертвому грузу, действующему на верхнее строение. Толщина шпунтового ряда 37 *см* не обеспечивает железобетонным сваям надлежащей трещиноустойчивости. Засыпка за шпунтовым рядом выполнена из песка.

Другая конструкция (рис. 95,*б*) отличается от предыдущей наличием одного промежуточного ряда одиночных вертикальных свай. Придание этому ряду небольшого наклона в сторону берега разгрузило шпунтовый ряд и козловые сваи. Рассматриваемая конструкция имеет верхнее строение с ребрами, обращенными книзу. Подобно предыдущей, она имеет два недостатка: значи-

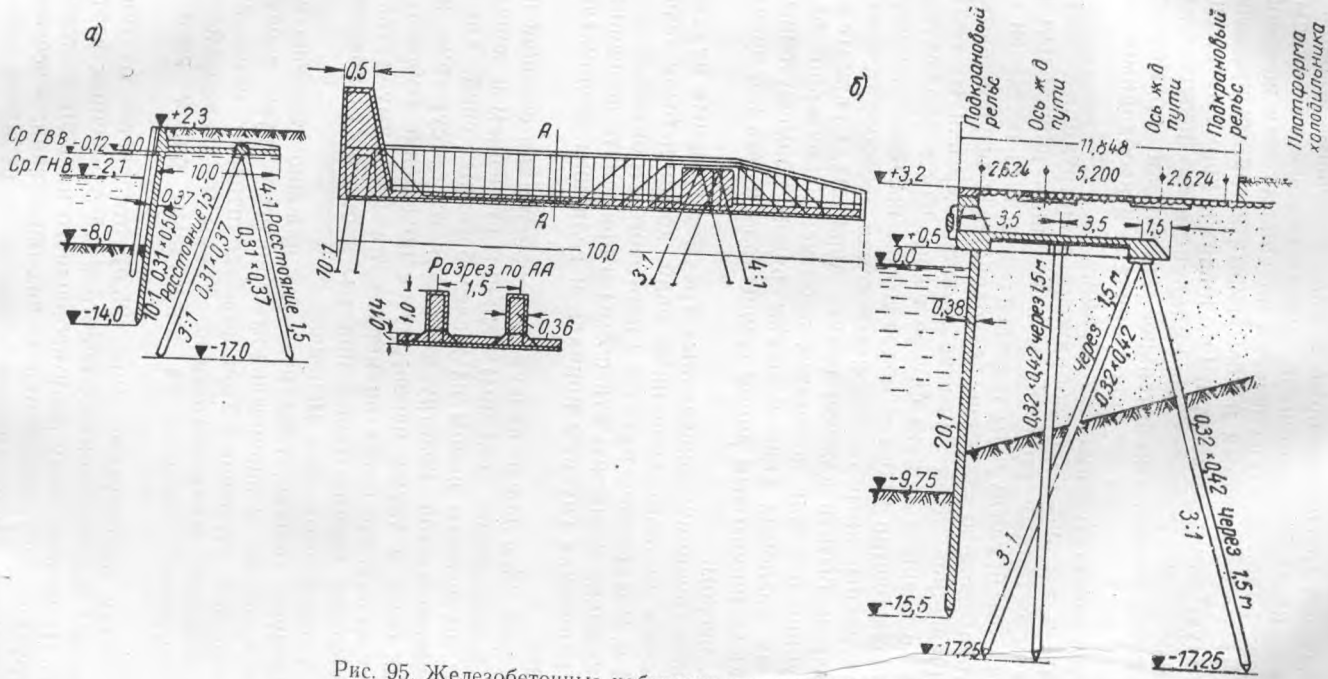


Рис. 95. Железобетонные набережные с передним рядом

тельную толщину балластного слоя и недостаточную трещиноустойчивость железобетонных свай шпунтового ряда.

В рациональной конструкции железобетонной свайной набережной с передним сплошным (или шпунтовым) рядом при оборудовании ее портальными кранами нужно предусматривать следующее:

а) прикордонный подкрановый путь должен проходить над сплошным свайным рядом;

б) тыловой подкрановый путь целесообразно располагать по оси козловой конструкции или, при недостаточной ширине верхнего строения, на самостоятельной железобетонной балке позади этой оси;

в) верхнее строение, несмотря на небольшое увеличение расхода железобетона, следует применять безребристое и безбалластное (в случае невысоких отметок портовой территории);

г) при необходимости (по величине эксплуатационных нагрузок) размещения под верхним строением промежуточного ряда свай им целесообразно придавать уклон в сторону берега.

Набережные с задним сплошным, или шпунтовым рядом

Набережные этого типа, будучи более экономичными, чем набережные с передним рядом, применяются чаще последних.

В качестве материала для свай используются дерево и железобетон. Металл допускается применять лишь для тонкой стенки (заднего шпунтового ряда).

Задний сплошной (или шпунтовый) ряд может являться несущим и ненесущим. Поперечная жесткость сооружения обеспечивается наклонными и козловыми сваями.

Практика проектирования и строительства набережных с задним рядом не выработала еще вполне определенных схем.

На рис. 96,*а* изображена глубоководная набережная с нежесткий деревянным ростверком и бетонной надводной стенкой. Крутой откос под ростверком дал возможность применить сравнительно тонкий шпунтовый ряд, не являющийся несущим. Поперечная жесткость сооружения обеспечена двумя козлами и наклонными сваями, задние ряды которых забиты с уклоном, близким к предельному. Ширина ростверка выбрана из условий размещения на нем тылового подкранового пути, который проложен на высокой бетонной балке.

Конструкция, изображенная на рис. 96,*б*, представляет собой набережную с железобетонным ростверком, являющимся средним между жестким и полужестким. Два козла и одна наклонная свая в сечении обеспечивают сооружению значительную жесткость. Задняя тонкая стенка устроена в виде ненесущего шпунтового ряда. Верхнее строение сооружается в безводных условиях, что позволяет непосредственно заделать в него головы свай.

На рис. 96,*в* показана набережная с нежестким ростверком в виде ряжевого надруба, построенная в одном из северных пор-

тов, где интенсивность гниения древесины над водой при переменном уровне невелика. Для уменьшения распора грунта за сплошным несущим рядом сделана отсыпь из камня. Поперечная жесткость сооружения обеспечена четырьмя рядами наклонных свай при значительном весе верхнего строения, обеспеченного заполнением банок ряжей камнем в шахматном порядке. Суровый ледовый режим в порту потребовал применения переднего сплошного свайного ряда, который, таким образом, имеет особое назначение.

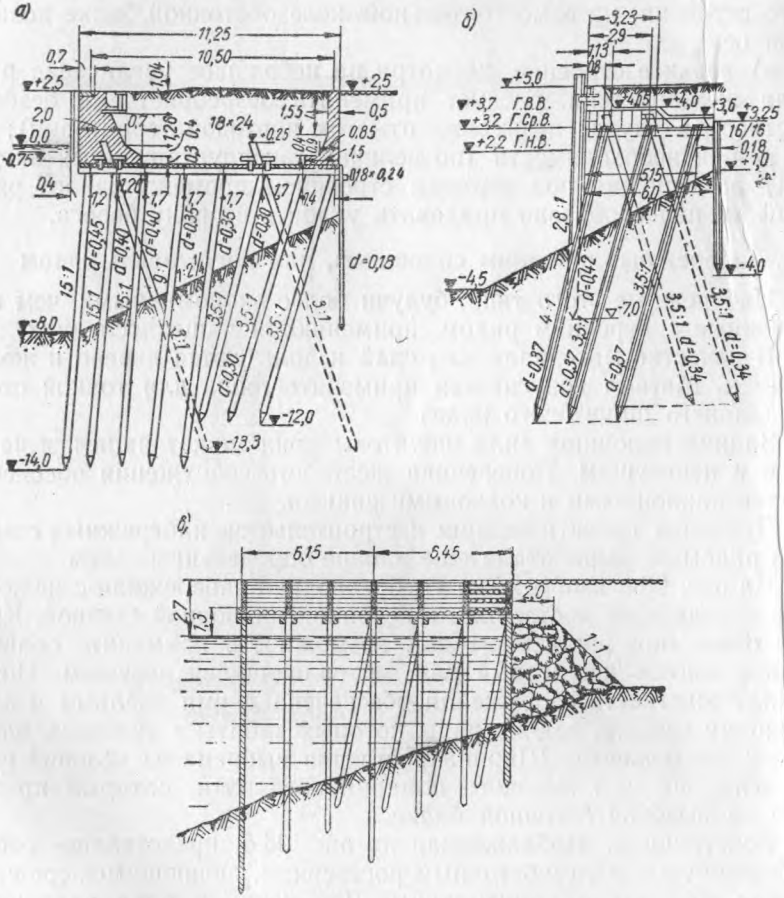


Рис. 96. Деревянные набережные с задним рядом

Различные виды железобетонных свайных набережных с задним сплошным, или шпунтовым рядом показаны на рис. 97. Первая из них (рис. 97,*а*) имеет четыре ряда одиночных свай, забитых примерно с одинаковым уклоном, и сплошной вертикаль-

ный несущий ряд. Все сваи перекрыты ребристым железобетонным верхним строением.

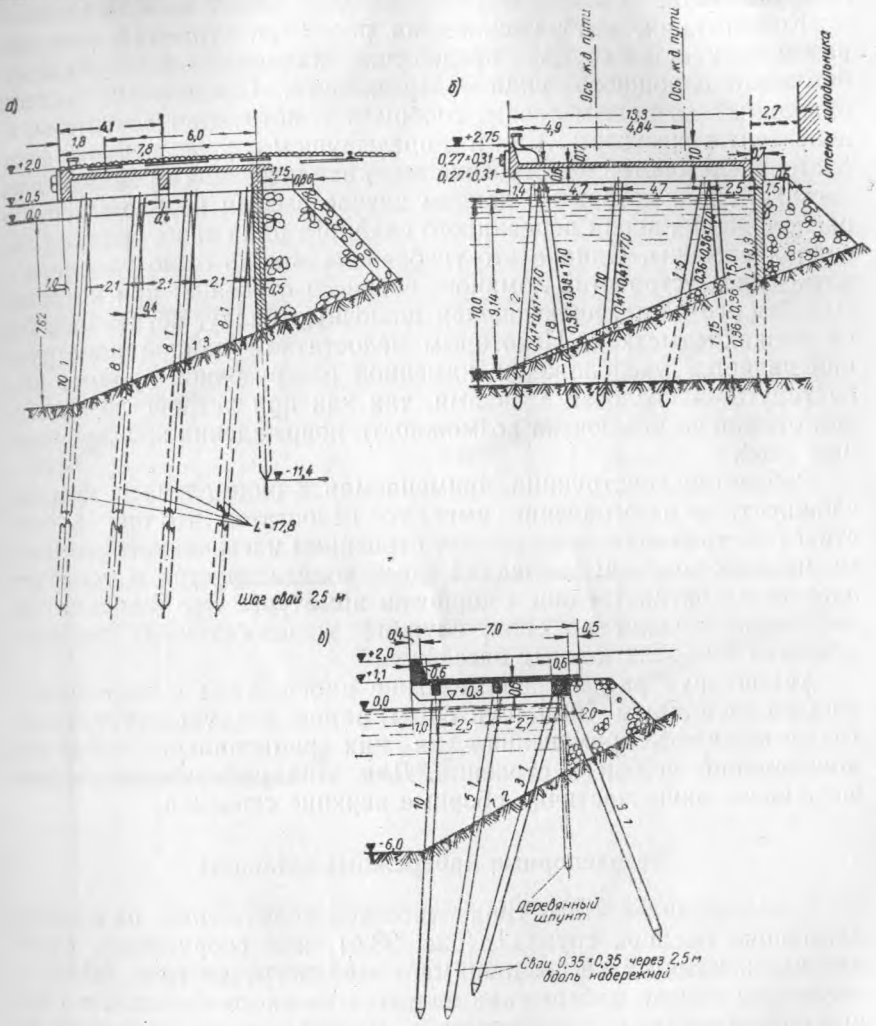


Рис. 97. Железобетонные набережные с задним рядом

Вторая набережная (рис. 97,*б*) в поперечном сечении имеет четыре козловых и одну слегка наклоненную сваи. Сплошной ряд железобетонных свай не является несущим и свободно опирается на ребристое верхнее строение.

Сравнивая указанные выше две конструкции, следует отдать предпочтение первой из них, как более простой в постройке; кроме того, в этом случае заделка свай сплошного ряда в верхнее стро-

ение позволяет применять более тонкие сваи. К положительным качествам первой набережной можно отнести также меньший слой балласта.

Конструкция, изображенная на рис. 97,*в*, существенным образом отличается от двух предыдущих наличием вместо железобетонного сплошного ряда — деревянного. Предельный уклон, приданный козловым сваям, сообщает конструкции достаточную поперечную жесткость. Как и в предыдущем случае, верхнее ребристое железобетонное строение несет значительной толщины балластный слой, который в данном случае вызван необходимостью расположения верха деревянного свайного ряда ниже уровня гниения древесины. Однако это требование можно было удовлетворить путем устройства ломаного верхнего строения, при котором тыловая его часть, включающая шапочную балку, оставалась бы на низких отметках. Некоторым недостатком данной конструкции является расположение каменной разгрузочной призмы над растянутыми козловыми сваями, так как при устройстве каменной отсыпи не исключена возможность повреждения железобетонных свай.

Ребристая конструкция, применяемая в ряде случаев, помимо сложности ее изготовления имеет тот недостаток, что она способствует застаиванию под верхним строением насыщенного морскими парами воздуха; последний здесь конденсируется и ускоряет процесс развития трещин и коррозии арматуры. Это особенно отрицательно влияет на срок службы железобетонных верхних строений в портах южных бассейнов.

Анализируя рассмотренные выше набережные с передним и задним сплошным (или шунтовым) рядом, следует отметить затруднительность применения для них рациональных сборных конструкций верхнего строения. Для этих набережных можно устраивать лишь частично сборные верхние строения.

Безраспорные набережные-эстакады

К набережным этого типа относятся сооружения, не воспринимающие распора грунта[1] (рис. 98,*а*), или сооружения, свайная часть которых не воспринимает этой нагрузки (рис. 98,*б*); в последнем случае набережная является не чисто свайной, а смешанной — свайно-гравитационной. Разновидность набережных рассматриваемого типа — оторочки (рис. 98,*в*), которые пристраиваются к существующим набережным для увеличения глубины причала.

В связи с тем что набережные-эстакады не воспринимают распора грунта, сваи этих сооружений применяются лишь вертикальные, а швартовные усилия передаются на анкерные уст-

[1] Если на набережную действует распор грунта лишь в надводной части сооружения, она условно может быть также отнесена к набережным этого типа.

ройства, устраиваемые в местах расположения швартовных тумб. Эти анкерные устройства состоят либо из анкерных тяжей с опорами в их тыловом конце, либо из одной или двух пар наклонных свай, забитых по обе стороны швартовной тумбы.

В связи с внедрением в практику портового гидротехнического строительства напряженно-армированного железобетона появилась возможность передачи на вертикальные сваи швартовной нагрузки, что еще более упрощает конструктивное решение набережных-эстакад на железобетонных сваях.

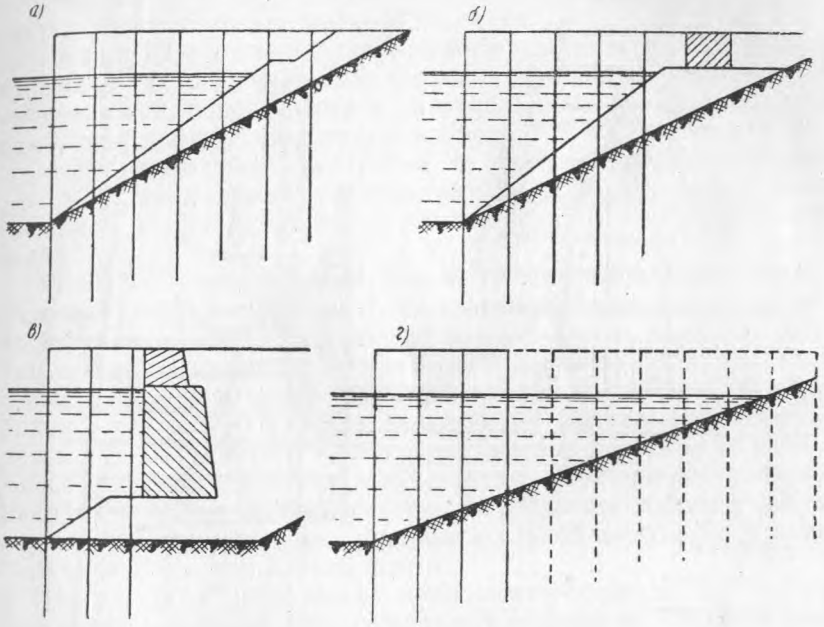


Рис. 98. Схемы безраспорных набережных-эстакад

В тех случаях, когда это позволяют эксплуатационные условия, набережные-эстакады устраиваются не в виде сплошного (в плане) прикрытия откоса, а со съездами; пример подобного сооружения показан на рис. 98,*г*. При строительстве набережной-эстакады на весьма слабых грунтах откос берега под верхним строением должен быть возможно более пологим и близок к естественному профилю береговой полосы. Если есть необходимость защиты откоса от размыва, его следует покрыть тонким и легким защитным слоем (из гравия, камня или фашинного тюфяка). При залегании под весьма слабыми грунтами более плотных сваи должны быть забиты на достаточную глубину в плотные грунты; в случае залегания их на значительной глуби-

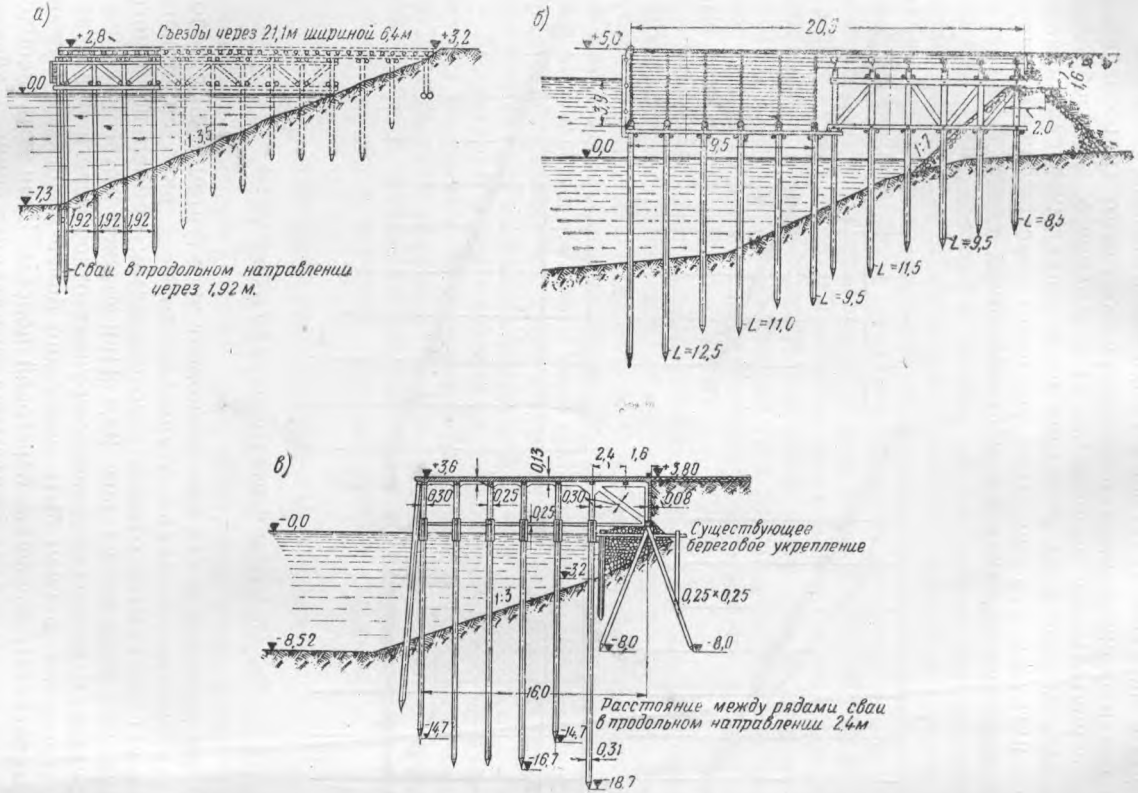


Рис. 99. Деревянные набережные причалы

не, практически не достижимой для свай нормальной длины, сваи должны применяться возможно наибольшей длины.

Практика проектирования и строительства набережных-эстакад вида, изображенного на схеме рис. 98,*б*, показывает, что в ряде случаев они являются более экономичными, чем свайные набережные с задним сплошным (или шпунтовым) рядом.

В качестве материала для свай могут применяться дерево, железобетон и металл. Верхнее строение устраивается из тех же материалов, что и сваи; в сооружениях на деревянных сваях в целях увеличения долговечности конструкции иногда применяется железобетонное верхнее строение.

На рис. 99,*а* показана свайная набережная-эстакада на деревянных сваях с деревянным верхним строением, образованным продольными, поперечными и диагональными схватками, насадками, прогонами (поднастильными балками) и настилом. По этой же схеме может быть построена не только сплошная набережная, но и набережная со съездами; в этом случае сплошная часть набережной будет образована передними четырьмя рядами свай.

Рис. 99,*б* изображает набережную на деревянных сваях с ряжевым верхним строением в передней части конструкции и бревенчатым — в задней. Поперечная жесткость верхнего строения задней части достигнута системой подкосов. Подкосы в портовых сооружениях являются нерациональным элементом конструкций, так как небольшие деформации причального сооружения могут вызвать расстройство соединения подкосов со сваями. Более уместны диагональные схватки. Применение ряжевого надруба вызвано необходимостью сокращения длины свай, которые в противном случае, при значительной высоте сооружения, получились бы чрезмерной длины.

На рис. 99,*в* изображена набережная-эстакада на деревянных сваях с железобетонным верхним строением. Несущая часть верхнего строения образована ребристой плитой. Поверх свай установлены железобетонные оголовки, на которых забетонированы стойки, поддерживающие ребристую плиту. Для увеличения жесткости конструкции она на уровне верха оголовков снабжена системой продольных и поперечных железобетонных распорок, а в тыловой части, кроме того, железобетонным подкосом. В основании тыловой части верхнего строения забиты короткие наклонные сваи, образующие козловую конструкцию и воспринимающие небольшие горизонтальные усилия, которые действуют на набережную. Несмотря на то, что сваи почти не выходят из воды, значительная глубина причала потребовала применения весьма длинных деревянных свай.

Заслуживает внимания конструкция набережной-эстакады, изображенной на рис. 100. В основании сооружения на большой глубине залегают слабые илистые грунты, вызвавшие аварию и деформации возведенных на них свайных набережных стенок.

В связи с этим на отведенном для строительства набережной участке был предварительно вычерпан до глубины 15 *м* котлован шириной 25—30 *м*, в который был отсыпан песчаный вал;

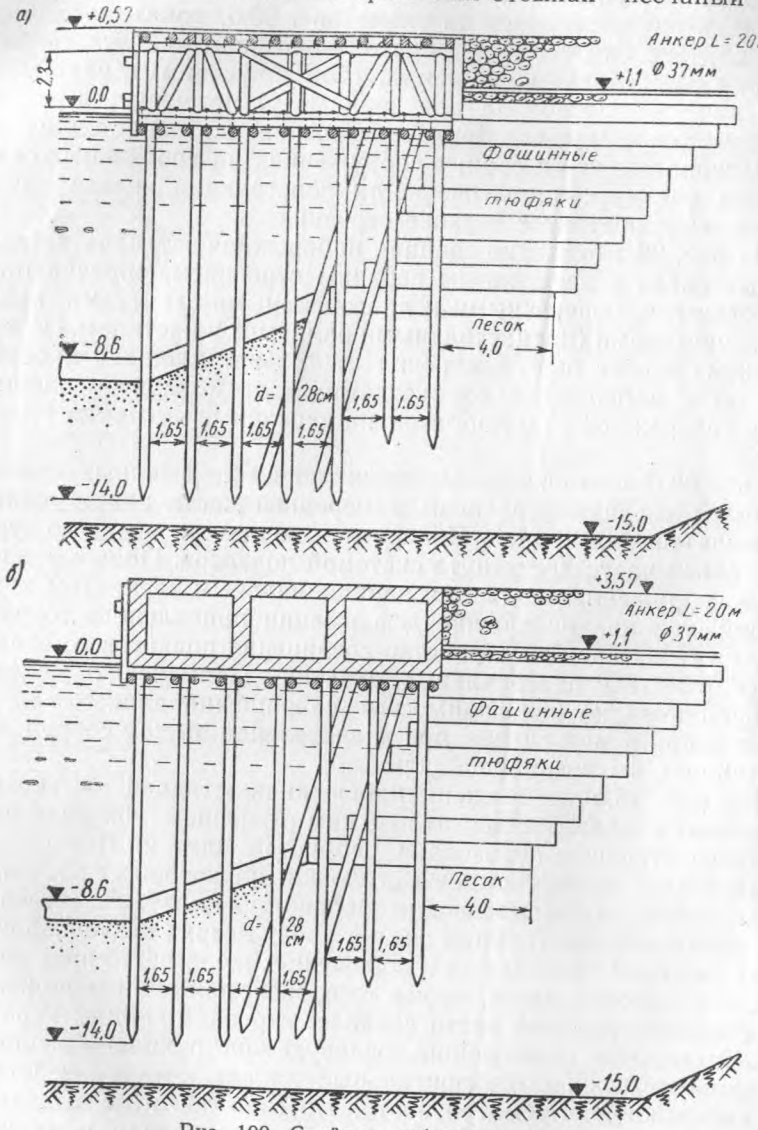


Рис. 100. Свайная набережная-эстакада

высота последнего установлена с расчетом создания нагрузки на илистый грунт, равной проектной нагрузке на него от будущей набережной. После стабилизации осадок песчаного вала (которая наступила через несколько месяцев) он был срезан и откос

обделан фашинными тюфяками, а перед ними устроена безраспорная набережная-эстакада. Подводная часть сооружения состоит из семи вертикальных и двух наклонных рядов свай, головы которых перекрыты поперечными насадками; на последние установлены предварительно заготовленные деревянные сквозные фермы (рис. 100,*а*), скрепленные затем между собой диагональными и горизонтальными схватками. Фермы прикреплены к свайному основанию болтами; по верхнему поясу ферм уложены прогоны, а по ним — дощатый настил. Для воспринятия распора грунта в надводной части сооружения устроена заборка из вертикально установленных пластин, за которой отсыпана каменная призма. Надводная часть конструкции заанкерена тяжами к опорным 40-тонным массивам. Наклонные сваи являлись, таким образом, дублирующими элементами, предназначенными для воспринятия горизонтальных усилий.

В дальнейшем предполагалось заменить деревянные фермы железобетонными ящиками (рис. 100,*б*) для увеличения срока службы надводной части сооружения.

Металлические набережные-эстакады находят себе малое применение главным образом ввиду сравнительно малого срока службы их надводной части (особенно на переменном уровне) и значительного расхода металла.

В качестве материала для свай могут применяться забиваемые или завинчиваемые трубы либо прокат другого профиля.

В последнее время, в целях индустриализации и ускорения строительства, в некоторых зарубежных портах начали применять заранее заготовленные фермы — решетки верхнего строения металлических свайных причалов, надеваемые на забитые сваи и затем прикрепляемые к ним.

Свайные набережные-эстакады с подпорной стенкой в тыловой их части (типа, изображенного на рис. 98,*б*) оказываются в ряде случаев более экономичными, чем набережные других конструкций. Набережная этого типа имеет вертикальные сваи, а швартовные усилия воспринимаются анкерными устройствами в виде тяжей с плитами или наклонными сваями либо самими сваями — в случае их изготовления из напряженно-армированного бетона. Подпорная стенка образуется железобетонными уголками либо массивами, устанавливаемыми на предварительно выравненную постель.

Свайные набережные с подпорной стенкой могут строиться на деревянных или железобетонных сваях; однако практика осуществления набережных этого типа знает преимущественно конструкции на железобетонных сваях.

На рис. 101,*а* изображена набережная на вертикальных железобетонных сваях с плоским верхним строением, покрытым балластом, и подпорной стенкой из железобетонных уголков. Швартовные усилия воспринимаются анкерными тяжами, закрепленными за бетонные массивы. Каждая швартовная тумба расчалена

двумя тяжами, уложенными под углом 45° к линии набережной.

Конструкция, показанная на рис. 101,*б*, представляет собой некоторое видоизменение первой набережной; расстояния между сваями как в продольном, так и в поперечном направлении были увеличены. Это потребовало увеличения несущей способности свай, что было достигнуто нагнетанием цементного раствора под их острия. По головам свай устраивались продольные и поперечные железобетонные балки с жесткой арматурой; ячейки между балками перекрывались железобетонными куполами толщиной 12 *см*, армированными сеткой из шестимиллиметровой стали.

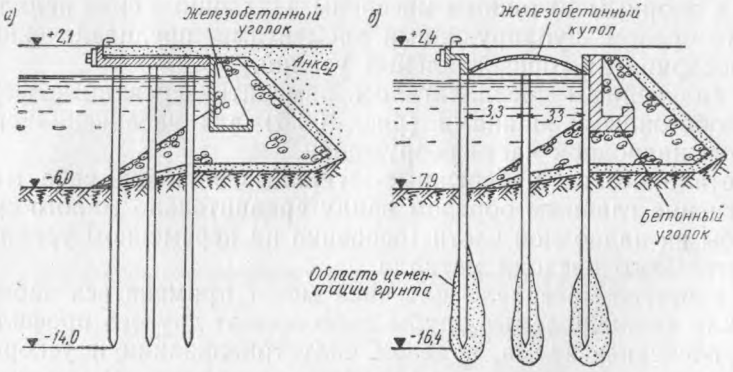


Рис. 101. Железобетонные набережные-эстакады

Свайные оторочки пристраиваются главным образом к гравитационным набережным; известны, впрочем, случаи устройства их и у свайных набережных. Следует, однако, отметить, что при необходимости устройства оторочки у свайной набережной эти две конструкции органически между собой связываются. Поскольку основным назначением оторочки является увеличение глубины воды у причала, ширина ее определяется в зависимости от разности новой и старой глубин и проверяется из условий сохранения общей устойчивости реконструированного сооружения. Сваи оторочки применяются, как правило, вертикальные, и швартовные нагрузки передаются на основную конструкцию или, в случае недостаточной ее устойчивости, на анкерные устройства, расположенные в ее тылу. В некоторых случаях, при необходимости по тем или иным соображениям создания полностью самостоятельной оторочки, она снабжается наклонными сваями.

На рис. 102 показано несколько оторочек, устроенных у набережных из правильной кладки массивов. Рис. 102,*а* изображает легкую оторочку на деревянных сваях с деревянным верхним строением. Благодаря отсутствию крановой и железнодорожной нагрузок представилось возможным обойтись одним рядом свай

и довести пролет верхнего строения до 4,26 *м*. Швартовные тумбы расположены вне пределов оторочки.

Вторая конструкция (рис. 102,*б*) представляет собой оторочку на железобетонных вертикальных сваях с железобетонным ребристым верхним строением. В целях сокращения числа продольных свайных рядов ригеля верхнего строения оперты на старую

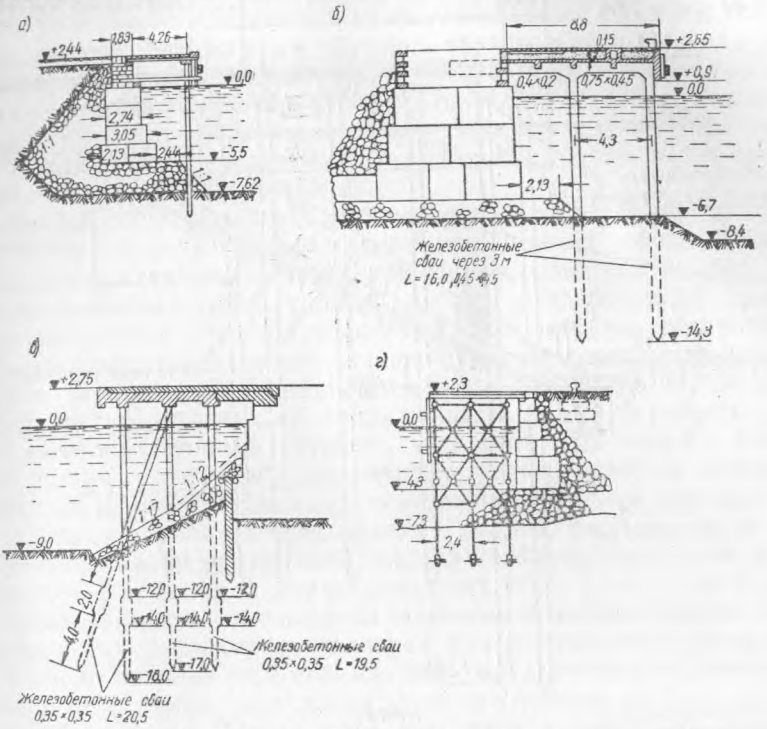


Рис. 102. Набережные-оторочки

массивовую стенку. В данном случае это оказалось возможным осуществить благодаря тому, что в основании массивовой стенки залегают плотные грунты и положение этой стенки давно уже стабилизировалось; в противном случае пришлось бы тыловую часть оторочки опереть на третий свайный ряд. Швартовные тумбы расположены на кордоне оторочки и заанкерены за надводную стенку старой набережной.

Третья конструкция (рис. 102,*в*) изображает оторочку на предварительно напряженных железобетонных сваях с местными утолщениями с безбалочным (и безбалластным верхним строением. Строительство оторочки велось параллельно с восстановлением разрушенной гравитационной набережной, что дало возможность понтону плавучего маятникового копра занять такое положение, которое позволило ему забивать наклонные сваи в

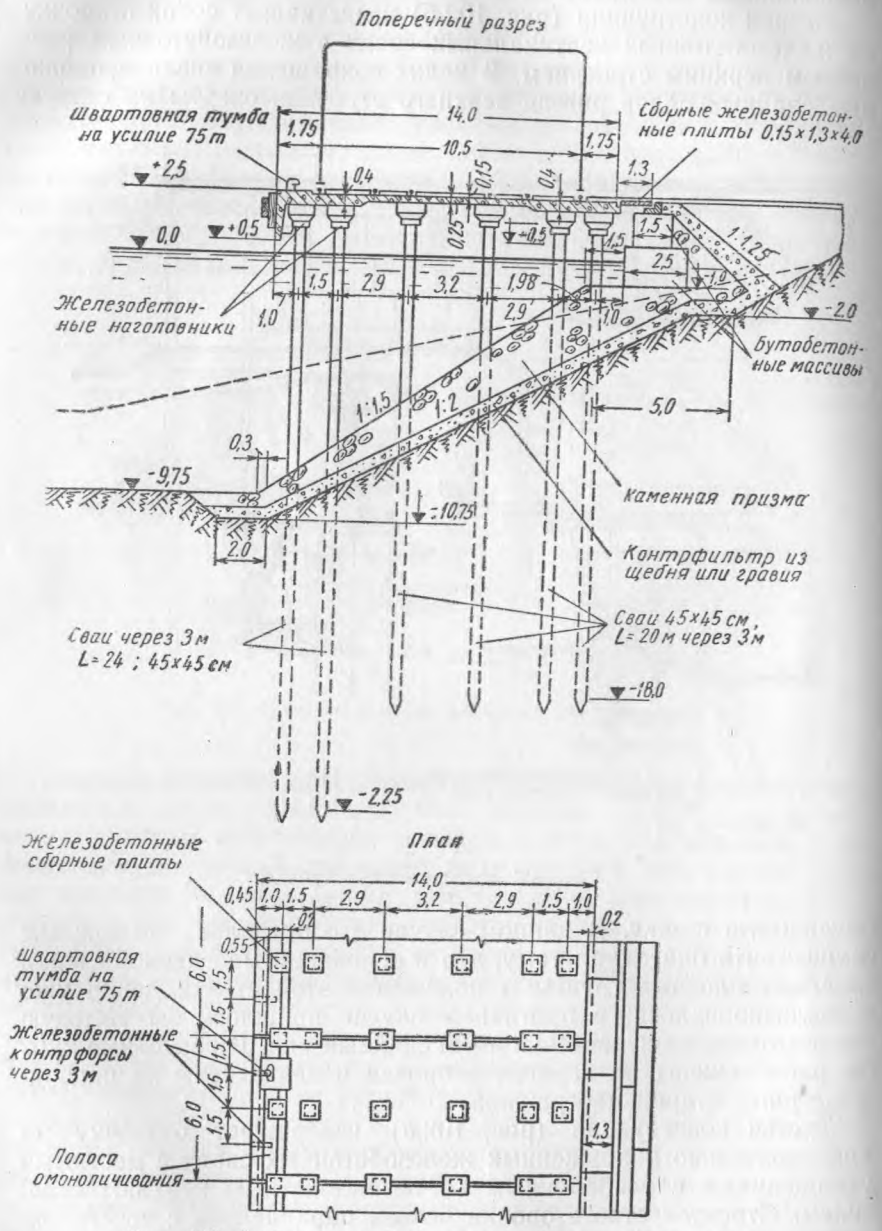


Рис. 103. Набережная-эстакада со сборным ростверком

сторону воды. Тыловая часть верхнего строения свободно опирается на основную его часть и старую набережную. Оторочка несет значительную нагрузку от портального крана и двух железнодорожных составов.

Анализируя все рассмотренные выше конструкции свайных набережных, можно видеть, что в большинстве случаев они не дают возможности применения индустриальных способов устройства верхнего строения и требуют значительного расхода леса (для основной конструкции и для опалубки), а в некоторых случаях — и металлического проката. Кроме того, при монолитном решении железобетонного верхнего строения его качество зачастую оказывается на недостаточно высоком уровне, что приводит к недолговечности сооружения.

Примером рационально спроектированной глубоководной железобетонной свайной набережной-эстакады со сборным ростверком может служить конструкция, изображенная на рис. 103, представляющая собой типовой проект, разработанный проектным институтом «Черноморпроект». Распор грунта воспринимается мелководной подпорной стенкой; прочие горизонтальные нагрузки (швартовные и крановые) воспринимаются вертикально забитыми предварительно напряженными железобетонными сваями. Высокая сопротивляемость этих свай изгибающим моментам позволила обойтись без козловых свай, которые являются обычным элементом свайных набережных. Верхнее строение образовано железобетонными плитами длиной, равной полной ширине сооружения, и шириной, равной двойному шагу свай вдоль причала. Вес каждой плиты достигает 80 *т*, т. е. соответствует грузоподъемности современных портовых плавучих кранов. Заготовленные в полигонных условиях плиты стыкуются между собой вдоль причала над сваями; они укладываются на предварительно устроенные по головам свай монтажные опоры и на них омоноличиваются. Перед этим выпущенная арматура смежных плит сваривается на стальных планках.

Этот принцип конструирования сборного железобетонного верхнего строения может быть применен и в случае строительства набережных на деревянных сваях.

§ 58. РАССТАНОВКА СВАЙ И ИХ УКЛОНЫ

При выборе схемы свайной набережной с высоким ростверком рекомендуется пользоваться следующими общими указаниями о расстановке свай, их длине и уклонах:

а) следует стремиться к получению одинаковых нагрузок на все сваи поперечного ряда;

б) число свай должно быть по возможности уменьшено, а нагрузки на каждую из них — увеличены;

в) следует отказываться по возможности от применения наклонных свай, учитывая, что во многих случаях вертикальные сваи

(например, предварительно напряженные железобетонные) могут выдержать значительные изгибающие моменты;

г) уклон свай следует принимать наибольший из возможных для данных грунтовых производственных условий;

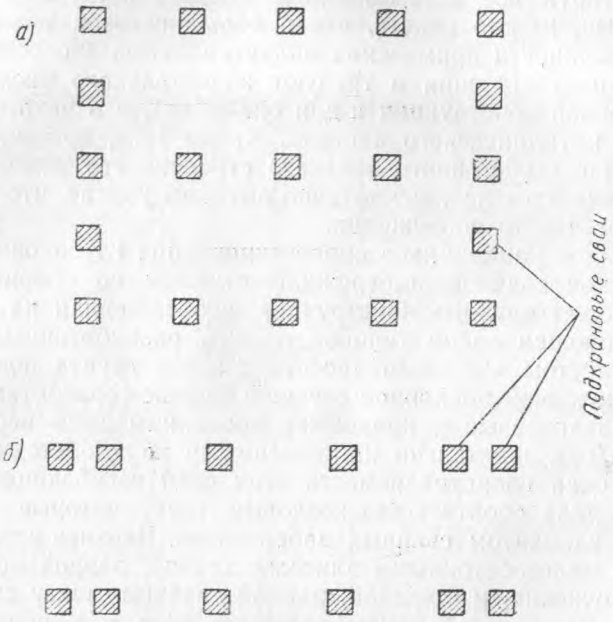


Рис. 104. Схемы свайного основания

д) число наклонных свай в ряде должно быть сведено к минимуму, учитывая значительное уменьшение производительности копров при забивке наклонных свай по сравнению с вертикальными; желательно сочетание вертикальных свай с минимальным количеством наклонных;

е) расположение свай, особенно наклонных, должно быть увязано с методами производства свайных работ, конструкцией копра и габаритами понтона плавучего копра (в случае забивки свай на плаву);

ж) у безраспорных набережных, а также набережных с ненесущим сплошным (или шпунтовым) рядом следует проверить возможность отказа от забивки под тумбовыми массивами козловых свай в плоскости, параллельной оси сооружения (для восприятия соответствующей составляющей швартовного усилия).

Портальные краны, располагаемые на верхнем строении, вызывают необходимость в увеличении числа свай вдоль подкранового пути. Это требование может быть достигнуто удвоением числа свай под подкрановым путем (рис. 104,*а*), либо удвоением их в каждом поперечном ряду (рис. 104,*б*). В большинстве слу-

чаев последний способ дает более правильное решение, особенно в случае залегания в основании сооружения слабых грунтов, когда уширение конструкции набережной улучшает условия общей устойчивости сооружения.

§ 59. ВЕРХНЕЕ СТРОЕНИЕ

Деревянное верхнее строение является наиболее простым конструктивным решением; однако оно может быть рекомендовано лишь в условиях холодного климата, где практика эксплуатации деревянных элементов над водой и на переменном уровне свидетельствует о возможном сроке службы не менее 20—25 лет без значительного ремонта.

Наиболее употребительные элементы верхнего строения, сообщающие сооружению поперечную жесткость,— раскосы (или диагональные схватки); применение для этой цели подкосов нежелательно.

Устройство ряжевого ростверка имеет целью компенсировать недостаточную длину свай или увеличить вес и массу сооружения, что имеет значение, например, в условиях сурового ледового режима.

Насадки, в зависимости от принятой схемы, укладываются поперек или вдоль сооружения; диаметр бревен для насадок обычно колеблется в пределах 30—34 *см*. Прогоны укладываются поверх насадок на расстоянии 1—2 *м* один от другого; диаметр прогонов составляет обычно от 26 до 32 *см*, причем при тяжелых нагрузках применяются двойные прогоны. Поперек прогонов укладываются поднастильные балки диаметром 20—22 *см* на расстоянии 0,7—1,2 *м* одна от другой. По поднастильным балкам укладывается одиночный или двойной настил из досок толщиной 50—80 *мм* или из пластин. В целях увеличения долговечности одиночного настила доски укладываются с зазорами в 1 *см*.

Схватки применяются парные или одиночные из бревен диаметром 18—24 *см*, а в легких конструкциях—из пластин 22/2 — 26/2 *см*. В набережных-эстакадах схватки устанавливаются на каждом поперечном и продольном ряде свай. Нижние схватки следует ставить ниже уровня гниения древесины в данном порту. Диагональные схватки должны иметь уклон не менее чем 1 : 2,5, так как в противном случае их эффективность весьма незначительна.

Металлическое верхнее строение применяется весьма редко и может быть оправдано лишь в том случае, если оно основано на металлических сваях. Элементами верхнего строения являются балки из стального профильного проката, соединяемые между собой и со сваями электросваркой.

Железобетонное верхнее строение применяется в причальных сооружениях наиболее часто.

В прошлом при строительстве железобетонных свайных причалов их верхние строения конструировались так: сваи перекры-

вались главными балками-ригелями, по ним укладывались второстепенные балки, которые в свою очередь перекрывались плитой. Все элементы верхнего строения представляли собой единый монолит толщиной 1,5—2,0 *м*, который требовал для своего возведения значительного расхода древесины для опалубки; последняя давала ничтожную оборачиваемость, принимая во внимание малое расстояние от низа опалубки до воды, что в ряде случаев вообще не позволяло ее разбирать.

Наконец, как уже было сказано ранее, ребристое верхнее строение оказывалось весьма недолговечным. Это последнее обстоятельство побудило перейти к безребристому верхнему строению, которое хотя и требовало несколько большего расхода железобетона, но было лишено отмеченных недостатков. Толщина плиты безребристого верхнего строения принималась равной 40—60 *см* — главным образом, из условий расчета на продавливание плиты сваями под действием эксплуатационных нагрузок.

Лишь в сборной конструкции верхнего строения представилось возможным добиться минимальных толщин верхнего строения в связи с тем, что оно опирается на наголовники, надеваемые на головы свай; толщина безбалочной плиты колеблется в пределах 20-30 *см*, с увеличением до 40 *см* в местах прокладки путей портального крана большой грузоподъемности. Вместо плит с наголовниками могут применяться плиты с утолщениями над сваями. Что же касается бортовой балки, предназначенной для прикрепления к ней отбойной рамы (а в отдельных случаях для защиты железобетонных свай от воздействия льда), то она в сборной конструкции верхнего строения часто изготовляется отдельно от плиты и замоноличивается к ней после укладки плиты на свайное основание.

Глава XIV

НАБЕРЕЖНЫЕ НА ЦИЛИНДРАХ

Набережными на цилиндрах называются причальные сооружения, основными несущими элементами которых являются опоры значительной толщины (диаметром от 1 до 3 *м*), погружаемые в грунт путем вибрирования, подмыва или завинчивания либо вибрированием с подмывом, завинчиванием с подмывом, или, наконец, устанавливаемые на куст предварительно забитых свай.

Являясь в ряде случаев более дорогими, чем свайные, набережные на цилиндрах представляют собой более прочную конструкцию при тяжелых гидрологических условиях (ледовых и волновых), что, главным образом, и определяет область их применения. Кроме того, при рациональной их конструкции, причалы на цилиндрах можно построить быстрее, чем свайные сооружения.

Фасад и разрез набережной на цилиндрах изображены на рис. 105.

В отличие от свайных набережных сооружения на цилиндрах обычно устраивают лишь из железобетона. Характерной их особенностью является значительное расстояние цилиндров друг от друга (в продольном и поперечном направлениях) и значительная нагрузка, воспринимаемая каждой цилиндрической опорой. Расстояние между осями цилиндров колеблется в пределах от 5

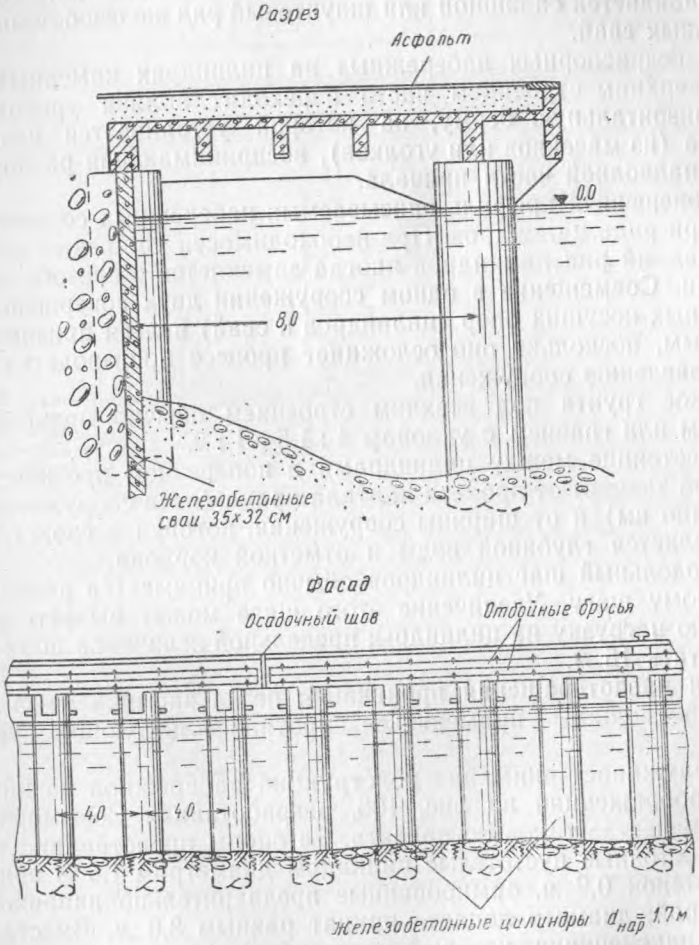


Рис. 105. Набережная на цилиндрах (фасад и разрез)

до 10 *м*, достигая в отдельных случаях (при залегании в основании сооружения особо плотных грунтов) и бо́льших значений. Нагрузки, воспринимаемые каждым цилиндром, колеблются в пределах от 300 до 700 *т*.

§ 60. СХЕМА УСТРОЙСТВА НАБЕРЕЖНОЙ НА ЦИЛИНДРАХ

Набережные на цилиндрах устраиваются распорные и безраспорные.

В первом случае распор грунта воспринимается непосредственно железобетонными щитами, опирающимися на задний ряд цилиндров, снабженных особыми закраинами или пазами с обеих сторон оболочек. В некоторых случаях для уменьшения величины распорного действия грунта на цилиндры в задней части сооружения забивается сплошной или шпунтовый ряд железобетонных или стальных свай.

У безраспорных набережных на цилиндрах каменный откос под верхним строением часто переходит вблизи уровня воды в горизонтальную берму, на которой устраивается невысокая стенка (из массивов или уголков), воспринимающая распор грунта в надводной части причала.

Поперечный профиль описываемых набережных содержит два или три ряда цилиндров. При необходимости уширения набережной задний ряд цилиндров иногда заменяется железобетонными сваями. Совмещение в одном сооружении двух совершенно разнородных несущих опор (цилиндров и свай) нельзя признать правильным, поскольку оно осложняет процесс производства работ по возведению сооружения.

Откос грунта под верхним строением обычно прикрывается камнем или гравием с уклоном 1 : 1,5—1 : 2.

Расстояние между цилиндрами в поперечном профиле набережной зависит от пролета портала крана (если сооружение оборудовано им) и от ширины сооружения, которая в свою очередь определяется глубиной воды и отметкой кордона.

Продольный шаг цилиндров обычно принимается равным поперечному шагу. Увеличение этого шага может вызвать значительную нагрузку на цилиндры; предельной величиной шага можно считать 15 *м*.

Для предотвращения проникания песка засыпки из-за набережной должны применяться противофильтрующие устройства.

Заслуживает внимания конструкция набережной на цилиндрах, изображенная на рис. 106, разработанная Союзморпроектом в качестве типового проекта. Ее опоры представляют собой железобетонные пустотелые цилиндры диаметром 1,6 *м* при толщине стенок 0,2 *м*, армированные предварительно напряженной арматурой; диаметр лопасти принят равным 3,6 *м*. Вместо винтового наконечника, который целесообразно применять при слабых грунтах основания, могут быть применены цилиндры без наконечника (с кольцевым ножом), погружаемые в грунт низкочастотным вибратором либо вращением электрическим кабестаном (с крутящим моментом 50—75 *тм*).

Для облегчения изготовления и транспортировки цилиндров

они спроектированы из звеньев длиной 10—12 *м*, соединяемых между собой болтовыми фланцевыми стыками.

В продольном направлении ряды цилиндров расположены на расстоянии 12 *м* ось от оси.

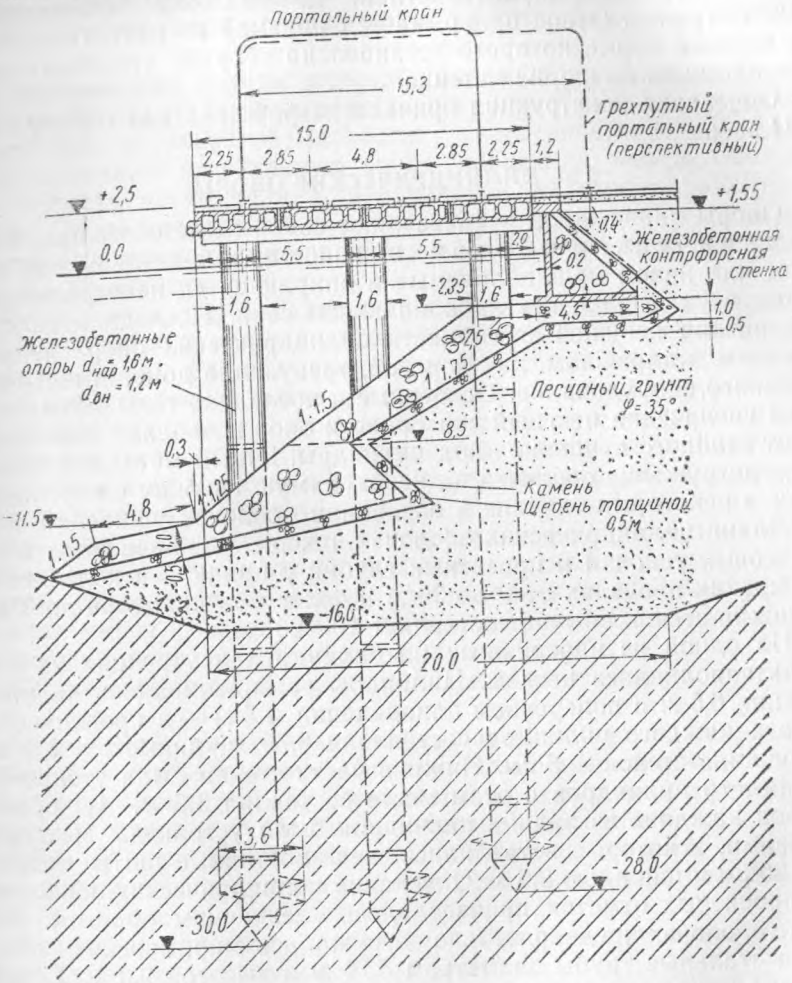


Рис. 106. Набережная на цилиндрах со сборным пролетным строением

Верхнее строение, сборное, состоит из ригелей, укладываемых на поперечные ряды цилиндров и омоноличиваемых с ними, и многопустотных балок-плит, которые перекрывают 12-метровые пролеты между поперечными рядами. В продольном направлении, в пределах секции, балки-плиты жестко омоноличиваются между собой и с ригелями.

Армирование элементов верхнего строения выполнено мощными напряженными пучками высокопрочной проволоки.

Откос под причалом должен быть образован грунтом, имеющим угол внутреннего трения не менее 30—33°; если грунт откоса не имеет такой характеристики, должна быть произведена замена грунта. Откос прикрывается призмой из рваного камня, на верхней берме которого установлена сборная уголковая железобетонная подпорная стенка.

Описанная конструкция причала разработана для глубин 9,75 и 11,5 *м*.

§ 61. ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ ОПОРЫ

Опоры набережной представляют собой железобетонные цилиндрические оболочки, заполняемые бетоном или песком или ничем не заполняемые и опирающиеся непосредственно на грунт основания либо на кусты свай. Последний способ увеличения несущей способности цилиндрических опор следует признать устаревшим, как дорогой, требующий дополнительного сложного оборудования. Освоенные в последние годы новые методы увеличения несущей способности опор позволяют отказаться от свайного основания под цилиндры. Этими методами являются погружение оболочек на необходимую глубину с образованием в некоторых случаях в основании оболочек уширений.

Длина цилиндрических оболочек находится в зависимости от грунтовых условий и проектных глубин у причала и колеблется в широких пределах от 9 до 30 *м* и более при диаметре до 3 *м*. Толщина стенок обычно составляет 10—20 *см*.

На одной из набережных на цилиндрах внутренняя их полость заполнялась песком. Цилиндры устанавливались на расстоянии 6,5 *м* в поперечном направлении и 5 *м* — в продольном; высота каждого цилиндра составляла 8,75 *м*, диаметр —2,5 *м*, а толщина стенок — 8 *см*. Нижняя часть стенки была утолщена и диаметр цилиндров в этом месте составлял 3,5 *м*. С обеих сторон каждого из задних цилиндров были устранены выступы с пазами, в которые вставлялись железобетонные щиты толщиной 20 *см* и шириною 2,5 *м*. Опускание цилиндрических оболочек до проектных отметок производилось следующим образом. На месте оболочек предварительно погружались с применением подмыва стальные трубы диаметром 3,75 *м* и высотой 9,8 *м*. Грунт из труб удалялся насосом, после чего внутрь опускались до проектных отметок железобетонные оболочки при помощи травеллера с последующей засыпкой внутренней их полости песком. После окончания работ стальные трубы удалялись.

При строительстве причала на цилиндрах в Вердоне (авантпорт Бордо) применялись цилиндрические оболочки длиной 26,5 *м*, толщиной 15 *см* и весом 290 *т*. Их погружали на глубину 8,5 *м* путем удаления песчаного грунта изнутри эжектором. Нижнюю часть внутренней полости каждой оболочки заполняли

бетоном методом подводного бетонирования; после приобретения бетоном надлежащей прочности вода из полости оболочек откачивалась и их бетонировали в обычных условиях.

Завинчивание железобетонных оболочек электрическим кабестаном может производиться двояко. Если расчетом установлено достаточное сопротивление оболочки крутящему моменту, то кабестан может быть присоединен к оболочке. В противном случае снаружи или внутри железобетонной оболочки устанавливают стальную трубу, присоединяемую при помощи особого устройства к винтовой лопасти. Электрический кабестан устанавливается на стальную трубу; последняя, вращая винтовую лопасть, осуществляет завинчивание железобетонной оболочки. После достижения оболочкой проектной глубины стальная труба извлекается из завинченной оболочки и устанавливается на следующую.

Что касается образования в нижней части цилиндра грушевидного утолщения, то для этого может быть применен метод цементации или силикатизации грунта. Использование в этих целях взрывов может вызвать повреждения нижней части железобетонной оболочки; однако иногда применяется и этот метод.

Верхняя часть оболочки, заполняемая бетоном, армируется для сопряжения цилиндра с верхним строением. Армирование ядра цилиндров вызывается иногда необходимостью, если цилиндр должен воспринимать значительные расчетные изгибающие моменты. В этом случае, особенно при малом диаметре цилиндра, приходится применять для заполнения оболочек бетон высоких марок (иногда 300 и 400) и арматурный каркас ядра заполнения достигает порой значительной длины.

Монолитное верхнее строение, учитывая значительную величину пролетов, устраивают преимущественно ребристым. Наиболее рационально применение сборного верхнего строения с использованием предварительно напряженных железобетонных элементов. Особенно выгодно применение в качестве арматуры мощных пучков высокопрочной проволоки.

Сборное верхнее строение целесообразно устроить следующим образом: на поперечные ряды свай укладываются ригеля, а по ним — элементы пролетного строения.

Пролетное строение может быть балочное, коробчатое, из многопустотных или из сплошных плит.

Глава XV

УЗКИЕ ПИРСЫ

§ 62. ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПИРСЫ

Гравитационные пирсы применяются преимущественно в тех случаях, когда грунтовые условия не позволяют применять конструкций на сваях (или других тонких опорах) либо когда гид-

рологические условия, главным образом ледовые, предъявляют к сооружению требования массивности.

Пирсы этого типа устраивают чаще всего на отдельных опорах, перекрываемых мостовым пролетным строением, реже — в виде непрерывной конструкции. Отдельные опоры гравитационных пирсов устраивают из обыкновенных массивов, массивов-гигантов или ряжей.

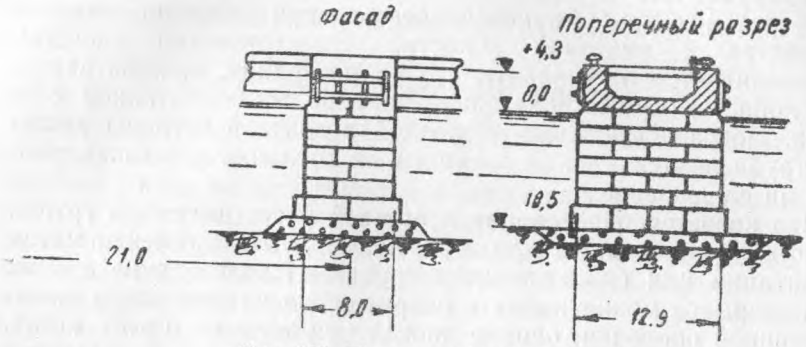


Рис. 107. Пирс на опорах из массивов

Расстояние между опорами устанавливают в зависимости от расчетных нагрузок, грунтовых условий и материала, из которого устраивается пролетное строение. Обычно расстояние в свету между опорами колеблется от 6 до 10 *м*, достигая в отдельных случаях 15 *м*.

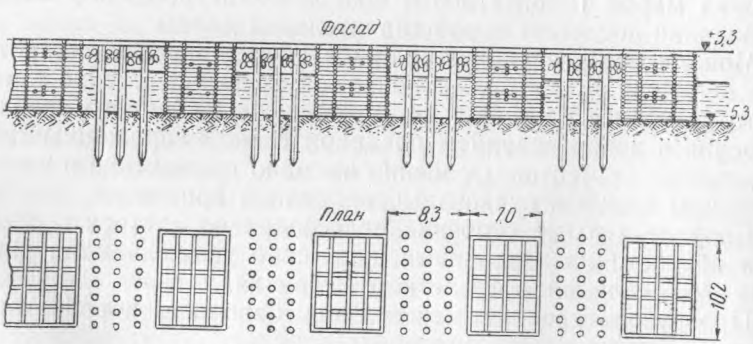


Рис. 108. Пирс на опорах из ряжей

На рис. 107 показан пирс на опорах из бетонных массивов с пролетным строением из железобетона, на рис. 108 — пирс на опорах из ряжей с деревянным пролетным строением, опертым в интервалах между опорами на деревянные сваи.

В случае применения железобетонного пролетного строения его целесообразно выполнять сборным с использованием напряженных мощных пучков высокопрочной проволоки, что позволяет

существенно увеличить расчетный пролет. При значительной величине реакций опорные поверхности свободно опираемых элементов пролетного строения должны конструироваться по правилам, принятым в мостостроении.

Что же касается пирса непрерывной конструкции, то он применяется весьма редко ввиду его неэкономичности и возможности замены конструкцией на отдельных опорах.

§ 63. СВАЙНЫЕ ПИРСЫ

Свайные пирсы могут быть разбиты на две группы: пирсы-эстакады и пирсы сплошной конструкции. Последний тип, применяемый весьма редко,— тонкостенные набережные (больверки), связанные между собой анкерными устройствами с ядром из камня, гравия или песка. В качестве материала для свай, окаймляющих сооружение шпунтовых (или сплошных) рядов, может

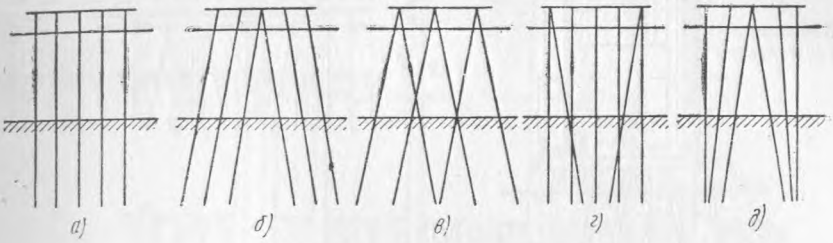


Рис. 109. Схемы свайных пирсов

применяться железобетон, дерево или сталь. Будучи менее экономичным, чем сквозная конструкция, сплошной пирс применяется при неблагоприятных ледовых условиях, когда другая конструкция (например, на цилиндрических опорах) по той или иной причине не может быть принята.

Пирсы-эстакады могут применяться на железобетонных, деревянных и металлических сваях. Конструктивные схемы предусматривают применение вертикальных или наклонных свай, а в ряде случаев — их сочетание. Вертикальное расположение свай применяется преимущественно в случае изготовления их из металла и дерева, т. е. материалов, хорошо сопротивляющихся изгибу. В последнее время в связи с внедрением в практику портового строительства предварительно напряженного железобетона появилась возможность применять пирсы на железобетонных вертикальных сваях, которые обладают способностью воспринимать значительные изгибающие моменты (до 10—12 *тм*).

Наибольшее распространение получили схемы свайных пирсов, показанные на рис. 109. Первая из них (рис. 109,*а*) представляет собой пирс на вертикальных сваях: все сваи поперечного профиля сооружения расположены в одной плоскости.

Вторая (рис. 109,*б*) изображает пирс на наклонных сваях, забитых по три в разные стороны; все сваи поперечного профиля расположены в одной плоскости. В целях уменьшения консоли верхнего строения крайние сваи целесообразно забивать с более крутым уклоном, чем средние.

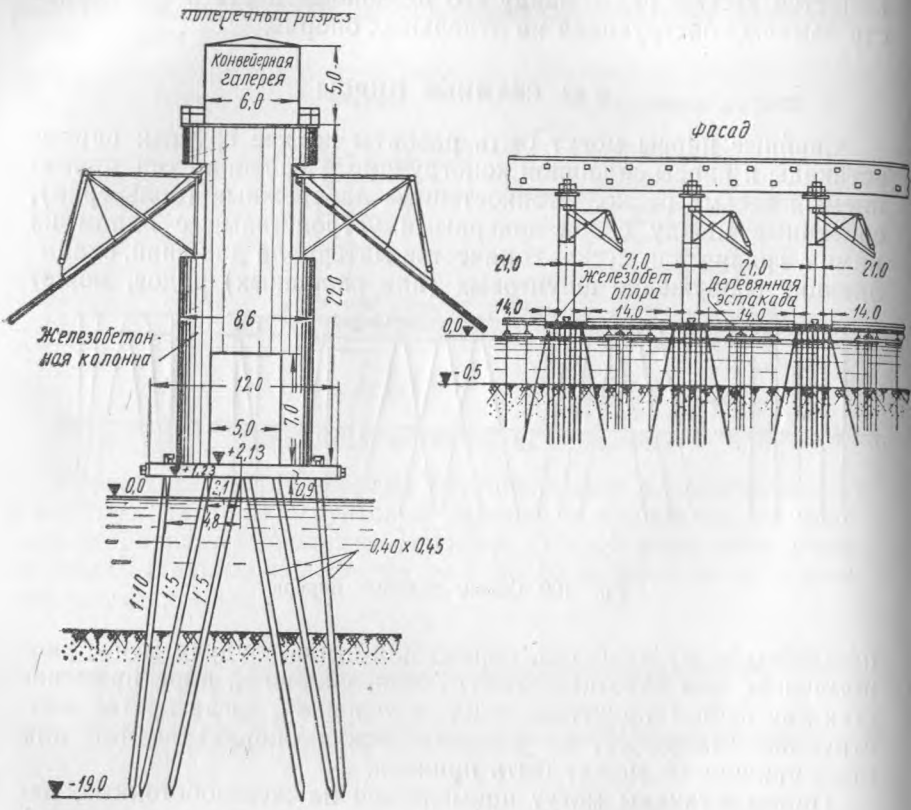


Рис. 110. Железобетонный свайный пирс на отдельных опорах

Третья схема (рис. 109,*в*) представляет собой пирс на козловых сваях; в одной плоскости расположены лишь три сваи одного направления.

Четвертая и пятая схемы изображают пирсы, у которых сочетаются наклонные и вертикальные сваи. В четвертой схеме (рис. 109,*г*) все вертикальные сваи располагаются в одной плоскости, а наклонные — в другой; в пятой (рис. 109,*д*) в зависимости от длины свай возможно расположение наклонных и вертикальных свай в одной или разных плоскостях.

Наиболее универсальной является первая схема, которая позволяет применять как железобетонные, так и деревянные и ме-

таллические сваи; в остальных схемах, как правило, рациональными являются лишь железобетонные сваи.

Наибольшей поперечной жесткостью обладают пирсы по схемам, содержащим наклонные сваи; особенно это относится к третьей схеме. Однако с точки зрения сборности верхнего строения следует отдать предпочтение схемам, у которых все сваи поперечного профиля находятся в одной плоскости; наличие вертикальных свай в профиле — например, по первой схеме,—пред-

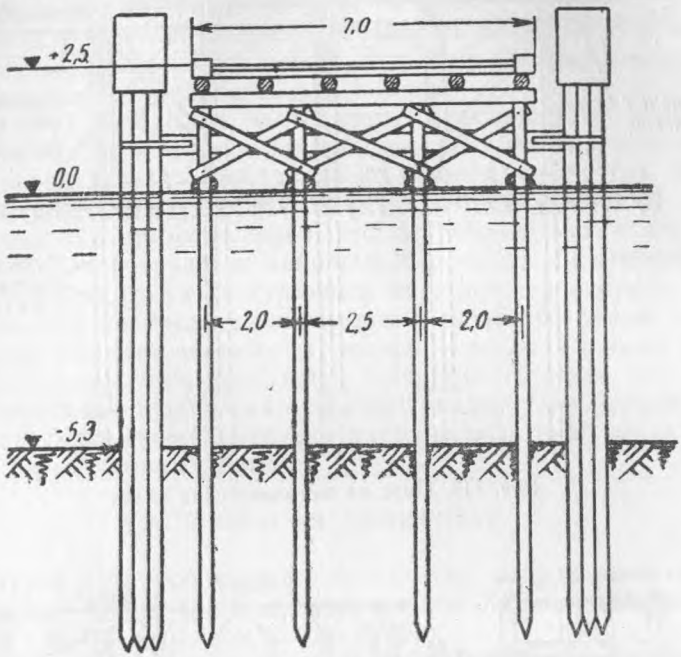


Рис. 111. Деревянный свайный пирс

ставляет наибольшие удобства для конструирования и строительства пирсов со сборным верхним строением. Для мелководных железобетонных свайных пирсов со сборным верхним строением (при глубине до 6,5 *м*) следует отдать предпочтение первой схеме, для глубоководных пирсов (свыше 6,5 *м*) — четвертой или пятой. Во всех случаях целесообразно применять предварительно напряженные железобетонные сваи.

Практика проектирования железобетонных свайных пирсов показывает, что при прочих равных условиях податливость под действием горизонтальных нагрузок железобетонного пирса на вертикальных предварительно напряженных сваях (первая схема) примерно в 2—3 раза больше, чем у пирса на наклонных сваях.

Число свай в поперечном профиле каждой из приведенных

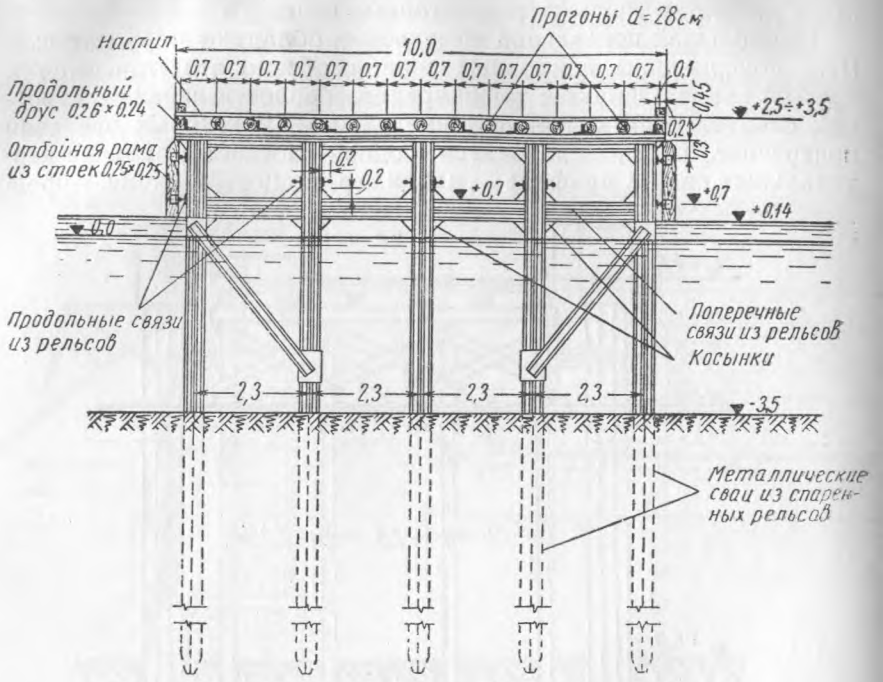


Рис. 112. Пирс на металлических сваях

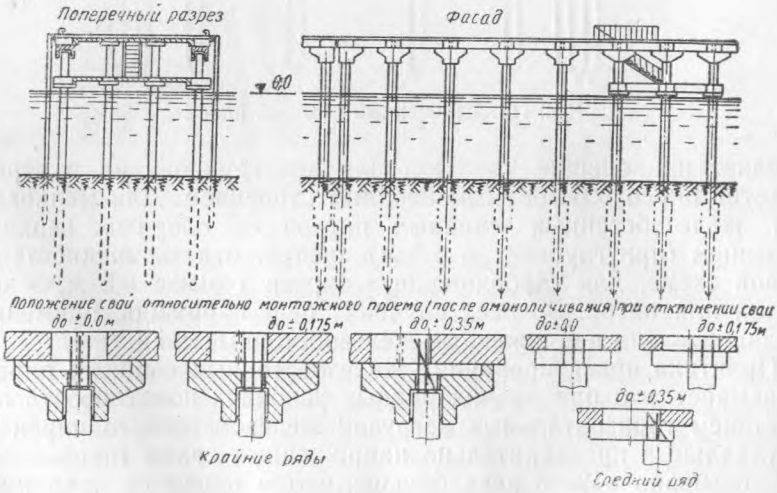


Рис. 113. Железобетонный свайный пирс со сборным ростверком

выше схем условно и находится в зависимости от ширины пирса и эксплуатационных нагрузок.

В зависимости от характера эксплуатационных нагрузок свайные пирсы могут устраиваться непрерывной конструкции либо в виде отдельных опор, образованных сваями, с пролетным строением (без свай или же на небольшом количестве свай) между опорами. Последняя конструкция весьма характерна для элеваторных пирсов, основной эксплуатационной нагрузкой которых являются опоры транспортерной галереи.

На рис. 110 показан железобетонный свайный пирс в виде отдельных опор, промежутки между которыми заполнены легким пролетным строением на деревянных сваях.

На рис. 111 изображен непрерывный деревянный свайный пирс; характерной особенностью этой конструкции является применение вертикальных свай и особых отбойных упругих свай, воспринимающих нагрузку от судов.

На рис. 112 представлена часто встречающаяся в портах южных морей конструкция непрерывного пирса на рельсовых (или трубчатых) сваях со стальным верхним строением.

На рис. 113 изображен непрерывный железобетонный свайный пирс со сборным верхним строением — типовой проект, разработанный проектным институтом «Черноморпроект» для грузо-пассажирских операций на открытых рейдах. Применение для этой конструкции предварительно напряженных свай позволило обойтись без наклонных свай.

§ 64. ПИРСЫ НА ЦИЛИНДРАХ

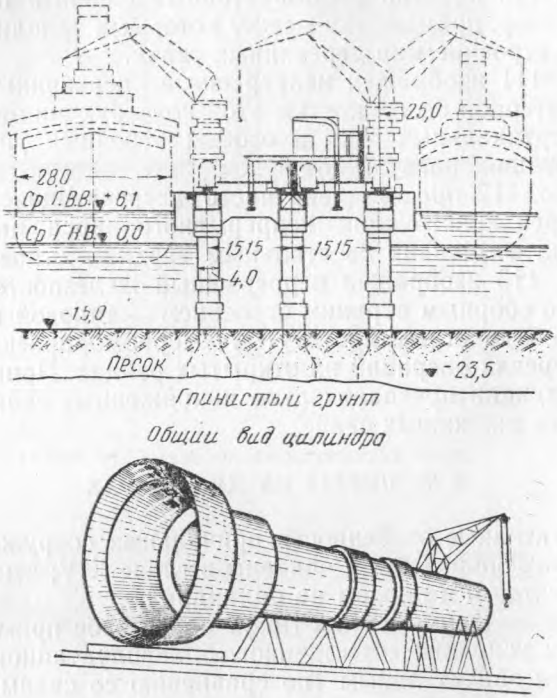
Конструктивные особенности причальных сооружений на цилиндрических опорах были описаны в главе XIV; эти же особенности относятся и к пирсам на цилиндрах.

Сооружения данного типа могут найти себе применение почти в любых условиях естественного и эксплуатационного режима. Обладая значительным (по сравнению со сваями) поперечным сечением, цилиндрические опоры оказывают хорошее сопротивление ледовым и волновым воздействиям. В связи с этим пирсы на цилиндрах с успехом применяются на открытых рейдах. Преимущественно они конструируются на вертикальных опорах, поскольку обладают значительной поперечной жесткостью.

В поперечном ряду пирс, в зависимости от его ширины и диаметра цилиндров, содержит две или три цилиндрические опоры.

На рис. 114 показан пирс на железобетонных цилиндрических опорах, построенный в Вердоне (Франция). Это—мощное сооружение, предназначенное для приема пассажирских лайнеров в условиях значительных приливов и отливов. При глубине воды 15 *м* ширина пирса около 40 *м*. Железобетонные цилиндрические оболочки имеют длину свыше 26 *м* и наименьший диаметр 4 *м*;

в месте их опирания на плотный грунт основания устроены раструбы. При толщине стенок 15 *см* вес каждой цилиндрической оболочки достигал 290 *т*. Погружение оболочек до проектных отметок производилось путем удаления грунта изнутри при помощи эжекторов. Внутренность оболочек заполнялась бетоном. Верхнее строение устроено ребристым из монолитного железобетона. Характерной особенностью описываемого пирса является также применение отбойных устройств с гидравлическими амортизаторами.



Общий вид цилиндра

Рис. 114. Пирс на цилиндрах в Вердоне

На рис. 115 приведен пирс на цилиндрических опорах (Одесский порт). Это элеваторный пирс на наклонных стальных винтовых цилиндрах с железобетонным заполнением. При длине 140 *м* пирс состоит из семи опор (по числу опор элеваторной галереи), расположенных на расстоянии 20 *м* ось от оси. Каждая опора пирса состоит из 6—8 цилиндров диаметром 1 *м*. Исходя из необходимости противодействия опоры поперечным и продольным горизонтальным усилиям от судов и ветра, крайние цилиндры каждой опоры имеют уклон в двух плоскостях. Грунт в районе строительства состоит из слоя слабого ила толщиной около 25 *м*, подстилаемого песком, что потребовало применения длинных цилиндров (до 38 *м*). При одновременном действии гори-

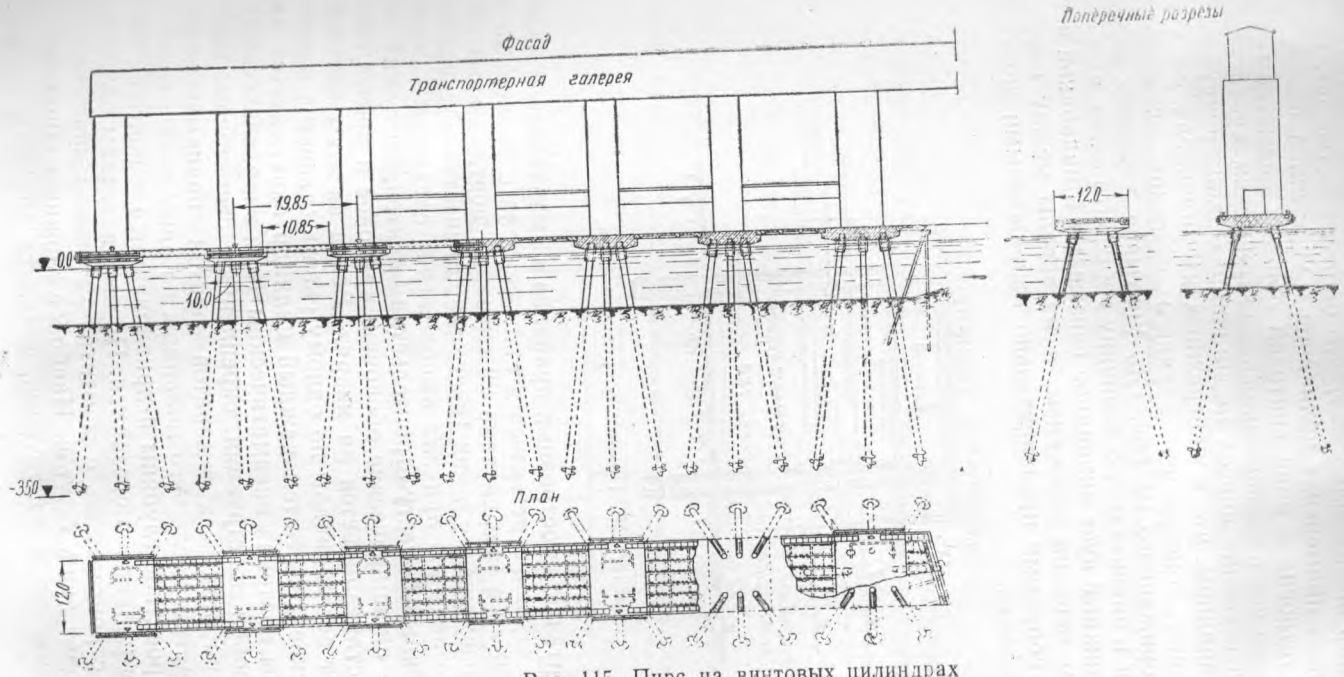


Рис. 115. Пирс на винтовых цилиндрах

зонтальных и вертикальных нагрузок расчетная нагрузка на один цилиндр превышала 400 *т*. Это обстоятельство сделало целесообразным применение цилиндров с уширенной пятой, которая была устроена в виде винтовой лопасти диаметром 2,2 *м*. Завинчивание свай производилось электрическим кабестаном.

Верхнее строение пирсов на цилиндрах конструируется по тем же принципам, что и набережных на цилиндрах. Заслуживает внимания конструкция верхнего строения элеваторного пирса, изображенного на рис. 115. Учитывая характер службы сооружения и значительную величину горизонтальных нагрузок на опору, каждый куст цилиндров связывают в надводной части монолитным верхним строением, а интервалы между опорами перекрыты сборными предварительно напряженными железобетонными балками.

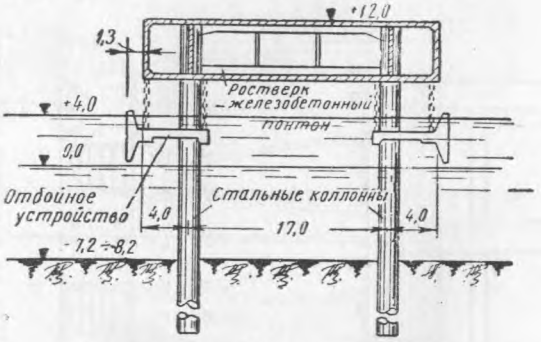


Рис. 116. Причал островного типа

При строительстве островных причалов в американской практике верхнее строение решалось в виде понтона с размерами в плане 100×30 *м;* в нем сделано 22 сквозных вертикальных отверстия для размещения в них такого же количества цилиндров. Работы по возведению причала выполняются следующим образом. Приведенный к месту строительства понтон, несущий на своей палубе цилиндрические оболочки, крановое и прочее оборудование, устанавливается на якорях. Вслед за этим катучий кран опускает все цилиндры по одному сквозь отверстия в понтоне на морское дно. Затем каждый цилиндр охватывается на уровне палубы понтона пневматическим (или гидравлическим) домкратом особой конструкции, скрепленным с понтоном. Единовременной работой всех домкратов понтон поднимается до проектной отметки, после чего цилиндры по одному забиваются молотом до проектной глубины и привариваются к понтону; излишние концы цилиндров срезаются. По американским данным, длительность строительства, с момента установки понтона на место, составляет лишь 7 суток. Наиболее сложным оборудованием, решающим успех конструкции, являются домкраты.

Причал подобной конструкции может быть применен лишь в условиях необходимости особого форсирования строительства (например, на открытом рейде в короткий штилевой период). Вместо стального понтона может быть применен железобетонный. При необходимости выполнения работ в сжатые сроки целесообразно применять стальные цилиндрические опоры. На рис. 116 показан поперечный разрез такого причала, спроектированного Союзморпроектом. Для смягчения ударов ошвартовавшихся судов причальное сооружение снабжено гравитационными отбойными устройствами.

Глава XVI

РЕЙДОВЫЕ ПРИЧАЛЫ

Рейдовыми называются причалы, предназначенные для производства перегрузочных операций на плаву в пределах порто-

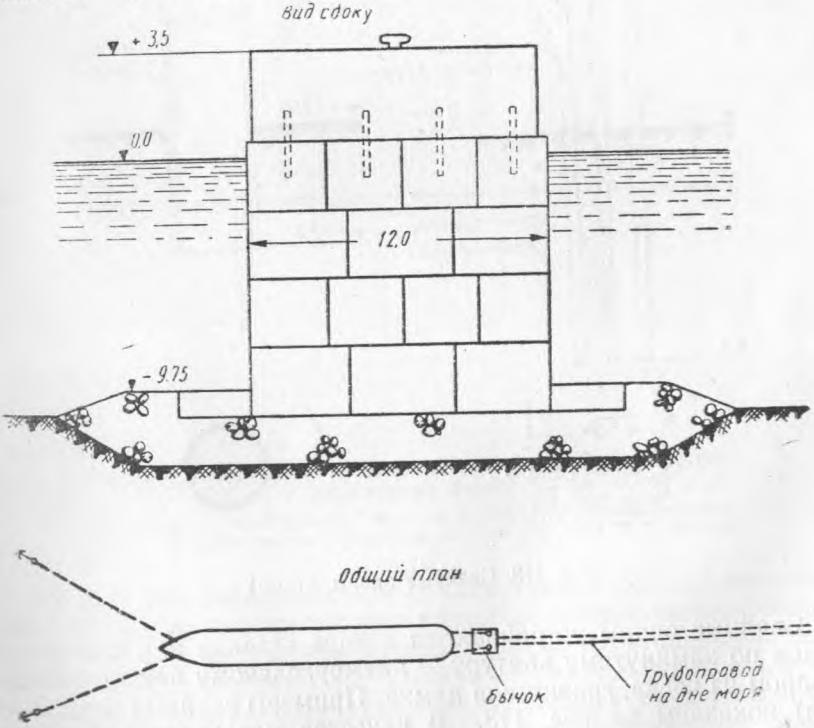


Рис. 117. Рейдовый причал в виде опоры из обыкновенных массивов

вых акваторий или открытых рейдов. По своим типам рейдовые причалы подразделяются на причалы:

а) в виде неподвижных опор,

б) оборудованные швартовными бочками.

Неподвижные опоры в зависимости от грунтовых условий устраиваются гравитационные или свайные.

Гравитационные опоры применяются из массивов-гигантов, обыкновенных массивов или ряжей. На рис. 117 показан рейдовый причал в виде опоры из обыкновенных массивов; этот причал предназначен для слива нефтепродуктов, привозимых танкерами.

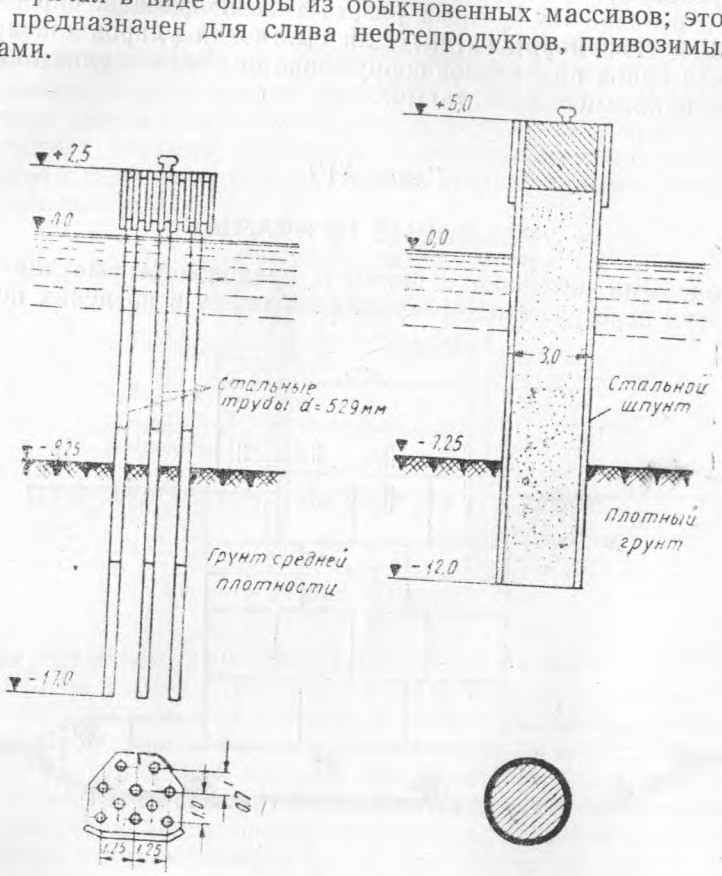


Рис. 118. Свайные опоры (палы)

Свайные опоры устраиваются в виде эстакад или сплошных рядов по замкнутому контуру — прямоугольному или круглому, с ядром из песка, гравия или камня. Примеры свайных опор (палов) показаны на рис. 118. В качестве материала для палов эстакадного типа служит железобетон, дерево или сталь. Сваи могут забиваться с уклоном (жесткие палы) или вертикально (упругие палы). Упругие палы устраивают преимущественно из стальных и деревянных свай в связи с хорошей их сопротивля-

емостью изгибу; в случае применения железобетонных свай их следует изготовлять предварительно напряженными.

Швартовные бочки устанавливаются на мертвых якорях, которые целесообразно изготовлять из железобетона.

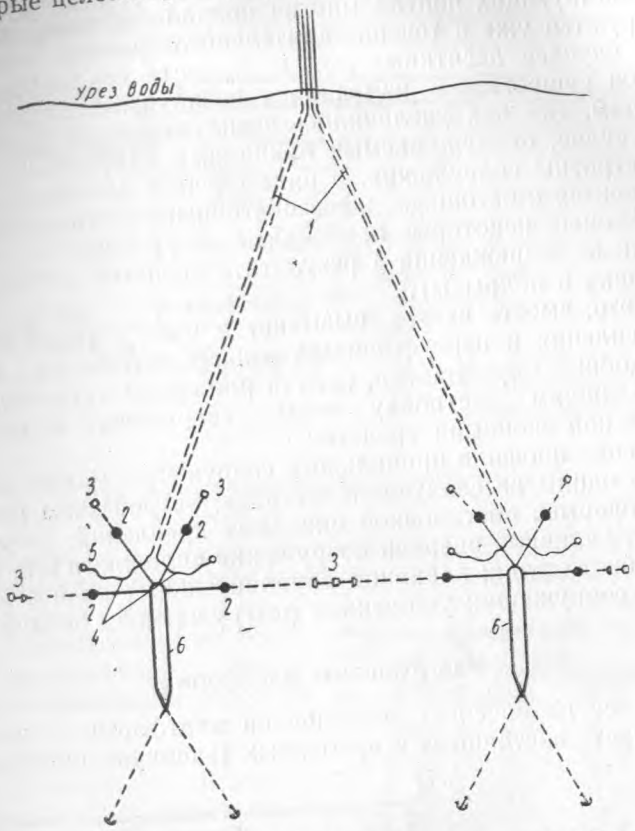


Рис. 119. План-схема рейдового причала в виде системы швартовных бочек:

1 — стальные трубопроводы (на дне моря), *2* — швартовные бочки, *3* — мертвые якоря, *4* — гибкие шланги, *5* — буек, *6* — танкеры

На рис. 119 показана система швартовных бочек, примененная для приема большегрузных танкеров, сливающих нефтепродукты. На этом же рисунке показаны линии трубопроводов, подводящих нефтепродукты на береговую базу и уложенных на дне моря. Присоединение этих труб к танкеру осуществляется гибким шлангом, также лежащим на дне. Свободный конец гибкого шланга, прикрепленный к буйку, поднимается из воды и подается на ошвартовавшийся танкер; после окончания процесса слива свободный конец шланга укладывается обратно на дно.

Глава XVII

УСИЛЕНИЕ И РЕКОНСТРУКЦИЯ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

В действующих портах многие причальные сооружения эксплуатируются уже в течение длительного времени, измеряемого в ряде случаев десятками лет. С момента строительства этих причалов существенно изменились эксплуатационные требования к ним, так как увеличились эксплуатационные нагрузки и осадки судов, обслуживаемых причалами. Материалы, из которых построены сооружения, в ряде случаев ослабели; особенно это относится к бетонным, железобетонным и стальным элементам. Наконец, некоторые причальные сооружения получили существенные повреждения в результате военных действий (бомбардировки и подрывы).

Все это, вместе взятое, вызывает в ряде случаев необходимость усиления и переустройства многих причальных сооружений; подобные мероприятия, будучи рационально проведены, делают излишним постройку новых сооружений и приводят к значительной экономии средств.

Усиление профиля причального сооружения может быть произведено одним из следующих методов: устройством разгрузочной платформы; постановкой анкерных креплений; устройством оторочек; забивкой впереди сооружения сплошного или шпунтового свайного ряда; забивкой дополнительных свай в пределах профиля сооружения; уширением разгружающих отсыпей.

Разгрузочные платформы

Основное назначение разгрузочной платформы — принимать на себя часть постоянных и временных (эксплуатационных) вер-

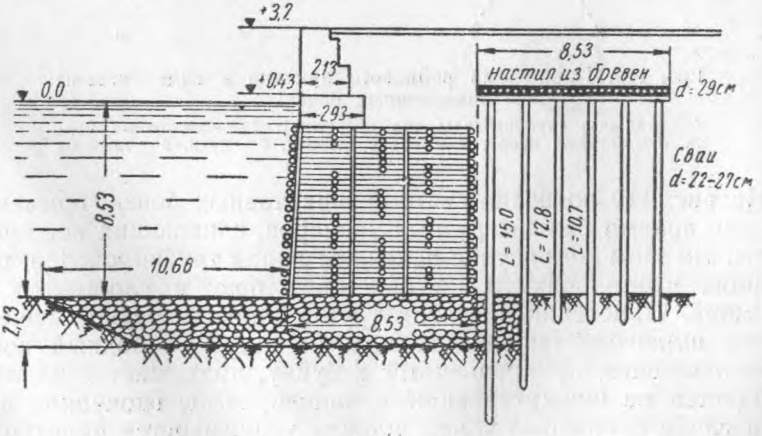


Рис. 120. Деревянная разгрузочная платформа

тикальных нагрузок, действующих в тылу сооружения. В некоторых случаях разгрузочные платформы конструируются таким образом, чтобы воспринимать известную долю распора грунта в надводной части сооружения.

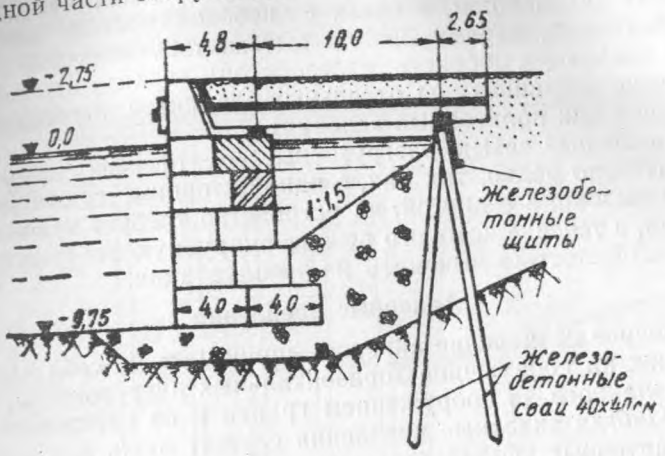


Рис. 121. Железобетонная разгрузочная платформа

Применяемые в практике портового строительства разгрузочные платформы могут быть разбиты на три основных типа: 1) полностью изолированные от укрепляемой ими основной конструкции (рис. 120); 2) опирающиеся передней своей частью на разгружаемую набережную (рис. 121) и 3) связанные анкерными тяжами с основной конструкцией (рис. 122). Разгрузочные платформы первого типа устраиваются исключительно на вертикальных сваях, остальных типов — с применением наклонных свай.

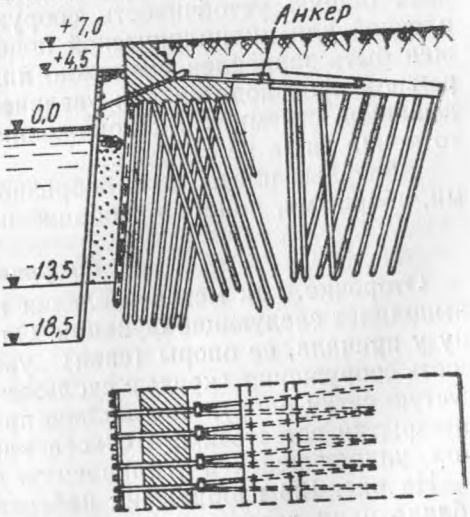


Рис. 122. Заанкеренная разгрузочная платформа

Наиболее рациональной из приведенных конструкций является разгрузочная платформа, изображенная на рис. 121. Она почти целиком освобождает набережную от распора грунта, а сваи, находящиеся в значительном отдалении от стенки, в про-

цессе их забивки не оказывают существенного влияния на ее устойчивость.

В первоначальный период строительства разгрузочных платформ они устраивались целиком из дерева (сваи и верхнее строение). В дальнейшем, в связи с необходимостью применения длинных свай, дерево начало вытесняться железобетоном. В целях внедрения сборного железобетона верхнее строение целесообразно устраивать из отдельных элементов, изготовляемых в заводских или полигонных условиях.

В последнее время разгрузочные платформы применяются сравнительно редко, так как, с одной стороны, их стоимость довольно высока, а с другой, их устройство требует значительного времени, в течение которого реконструируемую набережную приходится полностью выводить из эксплуатации.

Анкерные крепления

Основное назначение анкеров—принимать на себя часть действующих на сооружение горизонтальных нагрузок — от распора засыпанного за сооружением грунта и от натяжения швартовов. Иногда анкерные крепления служат лишь для восприятия швартовных усилий.

В подавляющем большинстве случаев анкерные тяжи устраиваются из круглой стали.

Точка закрепления переднего конца анкерного тяжа находится в зависимости от назначения анкера. Если он должен увеличить общую устойчивость сооружения против скольжения по плоской или цилиндрической поверхности, передний конец должен быть закреплен возможно ниже. Если же анкеровка набережной производится для увеличения ее сопротивления опрокидыванию, стремиться к понижению точки закрепления переднего конца тяжа не следует.

Анкерные плиты целесообразно изготовлять железобетонными, сборными, подобно изображенным на рис. 91,*а*.

Оторочки

Оторочка, как метод усиления и реконструкции набережной, выполняет следующие функции. Она позволяет увеличить глубину у причала, ее опоры (сваи) увеличивают общую устойчивость сооружения (кривые скольжения пересекают сравнительно густую сетку опор), межсвайное пространство используется для прикрытия естественного откоса каменной или гравийной призмой, упирающейся в усиливаемую набережную.

На рис. 123 изображена набережная на слабых грунтах, не обладающая достаточной общей устойчивостью, намеченная к реконструкции при помощи оторочки в связи с необходимостью увеличения глубины у причала и эксплуатационных нагрузок. Основная конструкция сооружения состоит из переднего сплошного свайного ряда, заанкеренного деревянными схватками че-

рез 2,13 *м* к четырем рядам одиночных свай. Надводная часть сооружения устроена с применением железобетонных ящиков. Пространство между сваями и полость ящиков заполнены рваным камнем. При расчете набережной на общую устойчивость по круглоцилиндрической поверхности скольжения она показала коэффициент, меньший единицы, даже при отсутствии эксплу-

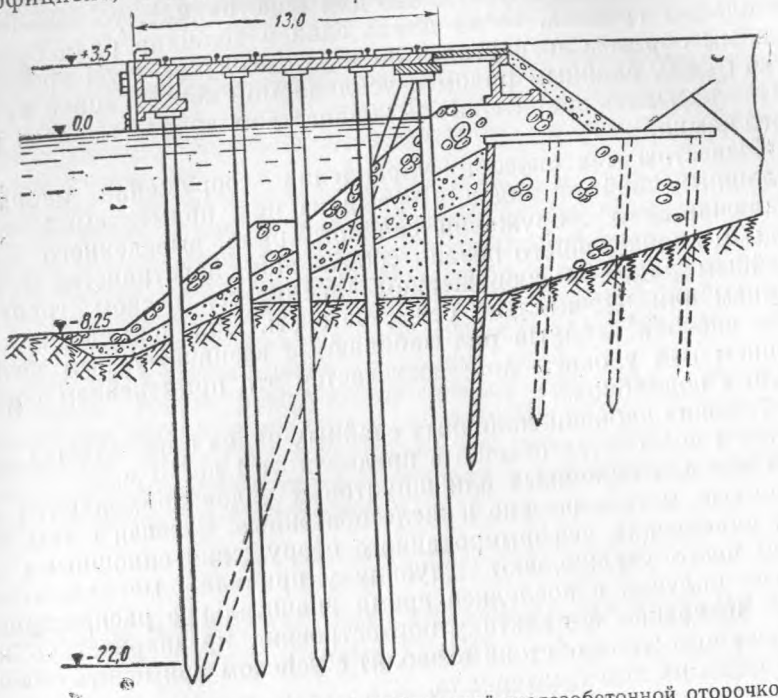


Рис. 123. Усиление аварийной набережной железобетонной оторочкой

атационной нагрузки. При реконструкции набережной железобетонной свайной оторочкой коэффициент устойчивости возрос до 1,05, несмотря на увеличение глубины на 2 *м* и принятие в расчете эксплуатационных нагрузок по 1 категории. Заслуживает внимания конструкция оторочки, отвечающая современным требованиям к сооружениям подобного рода. Сваи применены из предварительно напряженного железобетона, а верхнее строение — из сборных железобетонных элементов.

Забивка впереди сооружения сплошного (или шпунтового) ряда

Сплошные свайные ряды, забиваемые впереди набережной, подлежащей усилению, обычно имеют целью улучшить его общую устойчивость. Этим путем увеличивается призма отпора, противодействующая выпиранию грунта, так как поверхность

скольжения (плоская или цилиндрическая) должна проходить ниже острия свай — иначе сами сваи начинают сопротивляться своим сечением скольжению грунтового массива.

Следует отметить, что реконструкция поврежденных сооружений при помощи сплошных или шпунтовых рядов часто приводит к менее экономичным решениям, чем устройство оторочек. В особенности это справедливо для конструкций, устраиваемых на слабых грунтах, когда длина свай и толщина ряда существенным образом возрастают, либо в том случае, если пространство между свайным рядом и усиливаемой конструкцией приходится засыпать значительным количеством дорогостоящего рваного камня.

Известны два способа укрепления сооружения забивкой сплошных свайных рядов. Первый из них, применяемый чаще, заключается в сооружении свайного ряда, выведенного выше воды и заанкеренного позади сооружения; пространство между свайным рядом и сооружением заполняется песком, гравием, камнем или, значительно реже, бетоном. При применении второго способа свайный ряд забивают с незначительным возвышением над уровнем дна; достигается это применением специальных подбабков.

Глубина забивки сплошных свайных рядов определяется расчетом и колеблется обычно в пределах от 4 до 10 *м*.

Сваи для сплошных или шпунтовых рядов применяются деревянные, металлические и железобетонные. В связи с тем, что при укреплении деформированного сооружения сплошными рядами часто увеличивают глубину у причала, металлический шпунт получил в последнее время значительное распространение. Внедрение в практику портостроения предварительно напряженного железобетона позволит с успехом применять сплошные ряды из этого материала.

Забивка дополнительных свай в пределах профиля сооружения

Основное назначение дополнительных свай, забиваемых в пределах профиля сооружения, — увеличить поперечную его жесткость.

Такой способ укрепления применяется главным образом в набережных с вертикальными или слабо наклонными сваями. В этих случаях дополнительные сваи забиваются со значительным уклоном, что оказывается весьма эффективным.

Уширение разгружающих отсыпей

Это мероприятие может в ряде случаев существенным образом увеличить устойчивость набережных-стенок (главным образом гравитационного типа) при сравнительно небольшом расходе камня. Усиление призмы целесообразно произвести в верхней части сооружения, примерно в верхней его трети.

Наиболее радикальными мероприятиями при необходимости одновременно с усилением набережной произвести увеличение глубины у причала являются устройство оторочки и забивка сплошного (или шпунтового) заанкеренного ряда.

Разгрузочные платформы и анкерные крепления, являясь менее эффективными, но более дешевыми средствами, могут быть применены почти во всех случаях низких показателей устойчивости сооружения. По сравнению с анкерными устройствами разгрузочные платформы имеют то преимущество, что не требуют разборки надводных строений причалов, необходимой для укладки анкерных тяжей; кроме того, разгрузочные платформы, как правило, более долговечны. Их недостаток заключается в более высокой стоимости.

Забивка дополнительных наклонных свай в пределах профиля сооружения — вполне рациональный способ укрепления тех свайных конструкций, деформация которых выразилась в наклоне сооружения в сторону воды. Целесообразность осуществления этого мероприятия зависит от характера и масштаба работ, связанных с разборкой строения сооружения, что необходимо в целях забивки дополнительных наклонных свай.

Наконец, усилие разгрузочной призмы может быть рекомендовано при небольшом размере деформации сооружения, когда статические расчеты его показывают, что небольшим реконструктивным мероприятием можно добиться достаточных коэффициентов устойчивости набережной.

Глава XVIII

СИЛЫ И НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА ПОРТОВЫЕ СООРУЖЕНИЯ [1]

§ 65. ИСХОДНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

При проектировании весьма существенными являются как народнохозяйственное значение, так и степень капитальности проектируемого сооружения и всего комплекса, в состав которого оно входит. В зависимости от капитальности сооружений устанавливаются, согласно нормам проектирования, коэффициенты запаса и требования к материалам.

Согласно Строительным нормам и правилам (СНиП), морские гидротехнические сооружения в зависимости от категории комплексного объекта делятся на: а) основные, полное и частичное разрушение которых нарушает работу всего комплекса, и б) второстепенные, разрушение которых не отражается на работе комплекса.

Категория самого комплекса сооружений устанавливается в

[1] Материалы главы XVIII относятся как к причальным, так и, в ряде случаев, к оградительным сооружениям.

зависимости от годового объема его продукции; порты с годовым грузооборотом больше 1 млн. *т* относятся к 1-й категории, с грузооборотом менее 1 млн. *т* — ко 2-й категории.

По степени капитальности портовые сооружения разделяются на пять классов: I и II классы — постоянные сооружения, удовлетворяющие соответственно повышенным и средним требованиям; III и IV классы — удовлетворяющие требованиям ниже средних и минимальных; V класс — временные сооружения.

Перед началом проектирования необходимо предварительно установить класс данного сооружения в зависимости от категории комплексного объекта.

В соответствии с указаниями СНиП гидротехнические сооружения надлежит рассчитывать с учетом следующих нагрузок и воздействий:

а) давления воды — статического и динамического, включая волновое воздействие и фильтрационное давление;

б) статического и динамического воздействия льда;

в) нагрузки от судов — от натяжения швартовых и от навала;

г) нагрузки от подъемных и перегрузочных машин и транспортных средств — статические и динамические.

Кроме указанных нагрузок, присущих только гидротехническим сооружениям, следует учитывать также и другие воздействия, рассматриваемые при расчете общестроительных конструкций:

д) давление сыпучих тел;

е) собственный вес конструкции;

ж) воздействие от ближайших сооружений;

з) сейсмическое воздействие.

При наличии специальных требований может понадобиться также учет и других нагрузок (взрывная волна, давление плавающих тел и т. п.).

Существенное значение при проектировании имеют не только величины самих нагрузок, но и длительность их действия и вероятность повторения. СНиП различают следующие сочетания сил и нагрузок.

Основные сочетания, состоящие из нагрузок, регулярно действующих на сооружение при нормальных условиях его эксплуатации, как-то:

а) собственный вес сооружения и находящихся на нем постоянных устройств;

б) нагрузки от перегрузочных машин, транспортных средств и грузов;

в) гидростатическое и волновое давление при нормальных условиях работы сооружения;

г) давление грунта при наиболее не выгодных для устойчивости и прочности сооружения возможных уровнях воды;

д) давление фильтрационных вод, давление льда при его под-

вижках и ледоходах и другие регулярно действующие нагрузки.

Дополнительные сочетания, состоящие из нагрузок основного сочетания и нерегулярно действующих, а именно:

а) редко повторяющиеся ледовые нагрузки;

б) избыточное гидростатическое давление, которое возникает при нарушении нормальной работы дренажных устройств;

в) силы, возникающие при температурных и усадочных явлениях;

г) нагрузки, которые действуют в процессе строительства и ремонта сооружений;

д) другие нерегулярно действующие нагрузки.

Особые сочетания, включающие нагрузки как основного и дополнительного сочетания, так и действующие в исключительно редких и катастрофических случаях:

а) сейсмическое воздействие;

б) волновое давление при штормах катастрофической силы;

в) давление льда катастрофической силы при его подвижках;

г) другие катастрофические нагрузки.

При составлении расчетных сочетаний следует исходить из физической возможности одновременного действия отдельных сил; так, например, нельзя одновременно учитывать статическое давление льда и волновое воздействие.

В основных курсах по портовым сооружениям подробно излагаются методы определения силовых воздействий на морские гидротехнические сооружения. Поэтому ограничимся здесь рассмотрением вопросов, мало освещенных в основной литературе.

Согласно утвержденной Сетке типоразмеров причалов морских портов и судоремонтных заводов [1], эксплуатационные нагрузки, действующие на причальные сооружения, следующие:

а) от грузов, принимаемых в расчетах как равномерно-распределенная нагрузка;

б) от портальных кранов;

в) от железнодорожного и безрельсового транспорта.

По Сетке типоразмеров причальные сооружения в зависимости от их производственного назначения подразделяются на четыре категории. Нормативные нагрузки для причала данной категории от складируемого груза принимаются отдельно для прикордонной, переходной и тыловой полосы. Нагрузки от крана и транспортных средств назначаются также в зависимости от категории причала. В некоторых случаях проектирования может потребоваться учет и других нагрузок, не предусмотренных Сеткой; к их числу можно отнести, например, давление от стационарных устройств, опор специальных механизмов и т. д.

Сетка типоразмеров устанавливает также рекомендуемые глубины причалов и отметок кордона.

[1] Труды Союзморпроекта, сб. 1. М., 1956.

§ 66. НАГРУЗКИ ОТ СУДОВ

Согласно указаниям ГОСТ 3154-46, следует учитывать нагрузки от натяжения швартовых и нагрузки от навала судов во время стоянки или при подходе судна к причалу. Нагрузки от швартовых и навала судна при его стоянке определяются по ГОСТ 3154-46.

Навал судна с непогашенной скоростью (удар) обычно рассматривается как аварийное явление и в расчеты не вводится. Однако практика эксплуатации показывает, что при швартовке во время ветра, волнения или течения вследствие инерции судна не всегда удается избежать удара той или иной силы. Действие удара оказывает заметное влияние в узких пирсах, оторочках, рейдовых причалах. Оценка силы удара может потребоваться также при анализе аварий, встречающихся в стесненных акваториях. Учитывая кратковременность этого явления, нагрузку от удара можно отнести к дополнительным сочетаниям.

В ГОСТ 3439—46, предусматривающем учет нагрузки от удара при проектировании причальных сооружений, отсутствуют указания как в части нормативной скорости подхода судна, так и в части методики расчета действия удара. Впредь до установления соответствующих норм проектирования можно рекомендовать следующие величины подходных скоростей V и углов подхода судна к кордону α;

а) для рейдовых причалов на незащищенных акваториях $V=0{,}3$ *м/сек;* $\alpha=15$—$20°$;

б) для причалов на защищенных акваториях $V=0{,}2$ *м/сек;* $\alpha=15°$.

Ранее опубликованные методы расчета на удар исходили из центрального и вполне упругого удара, что приводило к грубым погрешностям. Более обоснованное решение было недавно предложено Н. Н. Заремба-Владычанским [11]*; рекомендуется пользоваться этим методом расчета.

§ 67. ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА

Общие положения

Получившие широкое применение в практических расчетах методы определения распора и отпора основаны на классической теории давления. Основателем этой теории Кулоном было предложено (1773 г.) определять давление земли из условия предельного равновесия выделенной из нее призмы, ограниченной свободной поверхностью засыпки, задней гранью стенки и плоской поверхностью обрушения, проходящей через ее нижнее ребро. Положение этой плоскости Кулон предлагал определять так, чтобы получить для случая распора наибольшее, а для отпора — наименьшее давление засыпки.

* Цифры в квадратных скобках указывают порядковый номер литературы к данному разделу (см. «Список литературы» в конце книги).

Теория Кулона, выдвинутая в первичном виде для частного случая (вертикальной гладкой стенки с горизонтальной поверхностью засыпки), была обобщена впоследствии другими авторами для более общего случая — шероховатой стенки с наклонной или ломаной задней гранью при произвольном очертании свободной поверхности засыпки.

В подтверждение правильности теории Кулона обычно ссылаются на опыт. Однако многочисленные экспериментальные исследования показали, что классическая теория подтверждается опытом лишь для некоторых случаев, в основном для гладких стенок.

Русский ученый В. И. Курдюмов [13] своими блестящими экспериментами впервые показал, что в действительности поверхность обрушения имеет криволинейную форму, чем и объясняются расхождения при определении разных величин опытным путем и расчетами по классической теории.

Более правильное решение этой задачи заключается в отыскании криволинейной поверхности обрушения.

Возникшая на этой основе новая теория предельного равновесия была разработана в основном советскими учеными В. В. Соколовским [20], С. С. Голушкевичем [5], В. И. Новоторцевым и др. Полученные этими авторами решения позволили оценить классическую теорию и установить размеры погрешностей, получаемых для различных случаев.

Так, по исследованиям С. С. Голушкевича и В. А. Христофорова [6], активное давление на вертикальную шероховатую стенку с горизонтальной поверхностью засыпки по классической теории на 2—3% меньше, чем это получается из более строгого решения. В том случае, когда шероховатая стенка имеет наклон, а свободная поверхность засыпки не горизонтальна, строгое решение дает для распора величину бо́льшую, чем это следует из классической теории,— до 30%. Лишь для гладкой вертикальной стенки с горизонтальной поверхностью засыпки точное и приближенное решения совпадают. В случае пассивного давления расхождения становятся еще более существенными, принимая иногда совершенно недопустимые размеры.

Полученные методами теории предельного равновесия результаты подтверждаются экспериментальными исследованиями. Однако необходимо отметить, что решение практических задач методами новой теории связано с трудоемкими вычислениями и довольно сложными математическими выкладками. Эти трудности усугубляются при наличии пластов грунта с различными характеристиками, что обычно и имеет место в портовых сооружениях.

Поэтому в проектной практике лишь в ответственных случаях прибегают к строгим решениям, довольствуясь обычно классической теорией, внося в нее лишь те или иные поправки.

Полагая основы классической теории давления грунтов, под-

робно излагаемые в литературе [16], [24], [17], известными, ограничимся здесь лишь рассмотрением некоторых вопросов.

«Корректировка» классической теории давления

Согласно классической теории, распор и отпор, как известно, определяются по формулам:

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 \lambda_a, \quad e_a = \lambda h \lambda_a, \tag{46}$$

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 \lambda_p, \quad e_p = \gamma h \lambda_p, \tag{46 а}$$

где E_a и E_p — горизонтальные составляющие активного и пассивного давлений;

e_a и e_p — интенсивности этих давлений;

H — высота стенки;

h — глубина расположения произвольной точки стенки от поверхности засыпки;

λ_a и λ_p — коэффициенты распора и отпора.

Решения по формулам [46] и [46а] по сравнению со строгим решением в ряде случаев приводят к довольно существенным расхождениям, пренебрегать которыми нельзя.

Так как причальные сооружения обычно устраиваются в виде вертикальных стенок с горизонтальной свободной поверхностью засыпки, ограничимся рассмотрением именно этого случая, являющегося к тому же простейшим [1].

В табл. 17 приведены значения коэффициента распора по классической и по строгой теориям для грунтов с различными углами внутреннего трения φ и угла трения грунта о стенку δ, Как можно видеть из данных этой таблицы, значения коэффициента распора грунта λ_a по классической теории (теории Кулона) и по строгой теории близки друг к другу.

Таблица 17

Значение коэффициента распора грунта λ_a

Угол $\varphi°$	$\delta = 0$		$\delta = \varphi$		По строгой теории			
	по теории Кулона	по строгой теории	по теории Кулона	по строгой теории	$\delta = \frac{3}{4}\varphi$	$\delta = \frac{2}{3}\varphi$	$\delta = \frac{1}{2}\varphi$	$\delta = \frac{1}{4}\varphi$
10	0,704	0,704	0,625	0,638	0,65	0,66	0,67	0,69
15	0,589	0,589	0,500	0,513	0,53	0,54	0,55	0,57
20	0,490	0,490	0,401	0,413	0,43	0,44	0,45	0,47
25	0,406	0,406	0,322	0,332	0,35	0,36	0,37	0,39
30	0,333	0,333	0,257	0,266	0,28	0,29	0,30	0,31
35	0,271	0,271	0,204	0,212	0,23	0,23	0,24	0,26
40	0,217	0,217	0,151	0,167	0,18	0,18	0,19	0,20
45	0,172	0,172	0,125	0,130	0,14	0,14	0,15	0,16

[1] О способах учета влияния сцепления в связных грунтах см. [16] и [24].

Более существенные расхождения наблюдаются в значениях коэффициента отпора, приведенных в табл. 18: из данных этой таблицы видно, что с увеличением углов φ и δ расхождения между строгой и классической теориями весьма существенны.

Таблица 18

Значения коэффициента отпора λ_p

$\varphi°$	$\delta = 0$*		$\delta = \varphi$		По строгой теории			
	по теории Кулона	по строгой теории	по теории Кулона	по строгой теории	$\delta = \frac{3}{4}\varphi$	$\delta = \frac{2}{3}\varphi$	$\delta = \frac{1}{2}\varphi$	$\delta = \frac{1}{4}\varphi$
10	1,42	1,42	1,70	1,63	1,61	1,59	1,58	1,50
15	1,70	1,70	2,32	2,13	2,09	2,05	2,00	1,99
20	2,04	2,04	3,31	2,86	2,78	2,68	2,51	2,29
25	2,46	2,46	5,08	3,94	3,71	3,58	3,30	2,87
30	3,00	3,00	8,74	5,64	5,05	4,82	4,39	3,70
35	3,69	3,69	18,80	8,44	6,97	6,60	5,88	4,77
40	4,60	4,60	70,90	13,30	9,80	9,21	8,10	6,35
45	5,83	5,83		23,00	14,10	13,20	11,35	8,60

* В этом случае $\lambda_p = \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$.

Исходя из изложенного можно сделать следующие рекомендации:

а) в практических расчетах при пользовании формулой (46) и особенно (46а) коэффициенты λ_a и λ_p лучше всего принимать по строгой теории, дающей более точное значение;

б) в соответствии с экспериментальными данными ряда авторов величину δ при определении λ_a можно принять для бетонных, железобетонных и металлических стенок с некоторым запасом в пределах $\left(\frac{2}{3} : \frac{3}{4}\right)\varphi$; только для стен из каменной кладки угол δ может быть доведен до его предельного значения.

Сейсмическое воздействие

Учет сейсмического воздействия имеет актуальное значение для районов, подверженных землетрясениям; известны крупные аварии портовых сооружений, вызванные этой причиной в зарубежных странах (Япония, некоторые районы Тихого океана и др.). Согласно «Положению по строительству в сейсмических районах» (ПСП 101-51), сейсмическая сила, являющаяся объемной, определяется по формуле

$$S = \mu k_c P, \qquad (47)$$

где μ — коэффициент, принимаемый в зависимости от формы и высоты сооружения; для высоких подпорных стен и плотин;

$\mu = 2$ у верха сооружения и $\mu = 1$ у обреза фундамента;

P — вес сооружения;

k_c — коэффициент сейсмичности, равный $\frac{1}{40}$ для 7 баллов, $\frac{1}{20}$ — для 8 и $\frac{1}{10}$ — для 9 баллов.

В причальных сооружениях сравнительно небольшой высоты можно принимать $\mu=1$. Направление S принимается горизонтальным, что обычно соответствует расчетному случаю.

Согласно указаниям ПСП 101-51, кроме силы, приложенной в центре тяжести подпорной стенки, учитывается увеличение давления грунта уменьшением угла внутреннего трения на 3° для 7—8 баллов и 6° — для 9 баллов. Ограничивается также длина секций до 10 *м* при высоте стенки 6 *м* и до 15 *м* — при большей высоте. При этом учитывается также влияние грунтов основания введением множителя: $\alpha=0{,}5$ и $0{,}75$ — для скальных и полускальных оснований; $\alpha=1$ — для плотной глины, крупнообломочных пород и галечника; $\alpha=2$ — для песков, суглинков и глин, насыщенных водой.

С учетом этих поправок формула (47) принимает вид:

$$S=k_c\mu_a P=k_c' P \tag{47a}$$

Ниже приводим практический способ определения сейсмического давления грунтов с уточнением положений ПСП 101-51.

Уравнения предельного состояния при сейсме

Сила P, вес выделенного из сыпучей среды объема, складываясь с сейсмической силой S (рис. 124,*а*), действующей под углом ψ, образует равнодействующую P_1. Угол отклонения от вертикали α определяется из зависимости.

$$\operatorname{tg}\alpha=\frac{S\sin\psi}{P+S\cos\psi}=\frac{k_c'\sin\psi}{1+k_c'\cos\psi}. \tag{48}$$

Условием достижения предельного состояния внутри сыпучей среды, если представить вес верхней ее части приложенным к наклонной под углом плоскости, является, очевидно (рис. 124,*б*),

$$\beta=\varphi,$$

где φ — угол внутреннего трения.

При сейсме сила P отклоняется от вертикали на угол α. На рис. 124,*в* равнодействующая направлена по-прежнему вертикально, что не противоречит условиям равновесия, если соответственно повернуть на тот же угол α плоскость сдвига *1—1′*. Полученная таким образом новая плоскость сдвига *1—2′* наклонена, очевидно, под углом $\varphi'=\varphi-\alpha$.

При отклонении P_1 от вертикали в обратную сторону $\varphi'=\varphi+\alpha$ или, в общем случае,

$$\varphi'=\varphi\mp\alpha. \tag{49}$$

Иными словами, при сейсме расчетный угол внутреннего трения изменяется на величину угла отклонения маятника.

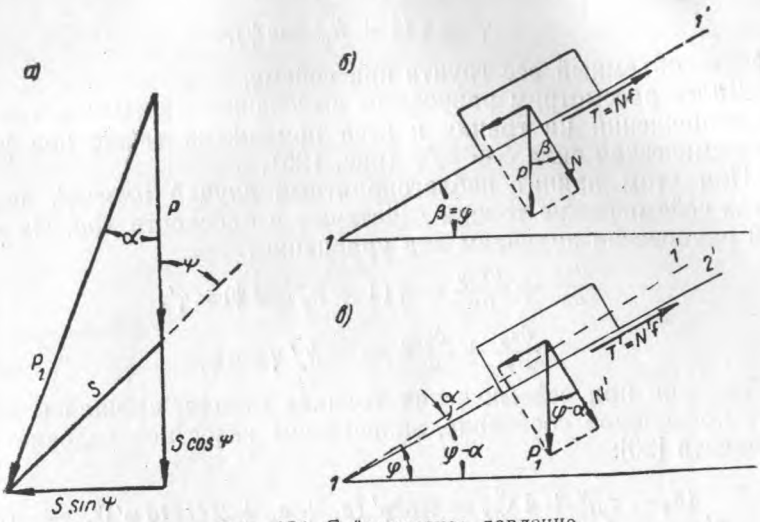


Рис. 124. Сейсмическое давление

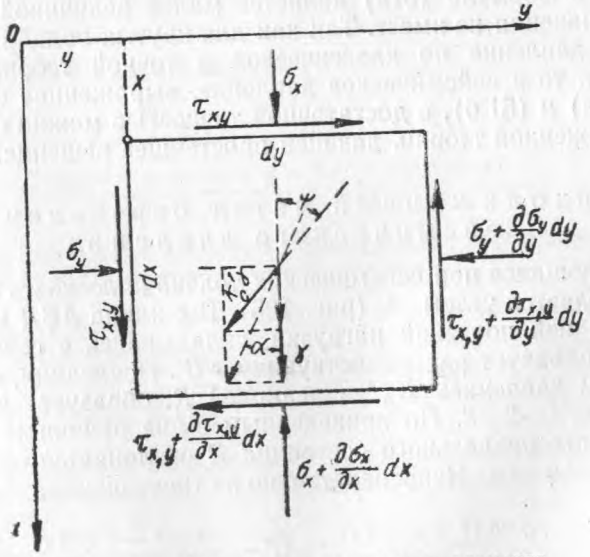


Рис. 125. Схема равновесия элемента

Взяв в качестве P вес единичного объема, из рис. 124,*а* для вертикальной составляющей P_1 получаем

$$\gamma' = \gamma (1 + k_c' \cos \psi), \tag{50}$$

где γ' — объемный вес грунта при сейсме.

Далее рассмотрим равновесие выделенного элемента, где кроме напряжений на гранях и веса приложена также под углом ψ сейсмическая сила $S = k_c' \gamma$ (рис. 125).

При этом принят неблагоприятный случай плоской задачи, когда сейсмические толчки действуют в плоскости *xoy*. Из условий равновесия получаем два уравнения:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = \gamma (1 + k_c' \cos \psi) = \gamma', \tag{51}$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = - k_c' \gamma \sin \varphi. \tag{51 а}$$

Так как при сейсмических толчках стенка, смещаясь, образует предельное состояние, записываем известное условие пластичности [20]:

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4 \tau_{xy}^2 = \sin^2 \varphi' (\sigma_x + \sigma_y + 2 C \operatorname{ctg} \varphi')^2, \tag{51 б}$$

где $\varphi' = \varphi - \alpha$;

C — удельное сцепление.

Полученные уравнения идентичны известным уравнениям теории предельного равновесия, использованным В. В. Соколовским. Различие заключается лишь в замене γ на γ' и φ на φ'. Свободный член в формуле (51а) является малой величиной и существенного значения не имеет. Так как для крутых подпорных стенок активное давление по классической и точной теориям близко совпадает, то и сейсмическое давление, выраженное формулами (51), (51 а) и (51 б), с достаточной точностью можно определить по приближенной теории, дающей простейшее решение.

Приближенный метод определения сейсмического давления

Образующаяся при сейсмических толчках плоскость сползания *ВД* определяется углом ϑ (рис. 126). Вес клина *АВД* и расположенной на ней полезной нагрузки, складываясь с сейсмической силой P_c, образует равнодействующую G'. Последняя, совместно с активным давлением E_a' и реакцией R, образует замкнутый треугольник *1—2—3*. По приведенным выше причинам в момент сейсмического предельного состояния R отклоняется от нормали на угол $\varphi' = \varphi - \alpha$. Непосредственно из треугольника *1—2—3* находим

$$E_a' = G' \frac{\sin (\vartheta - \varphi + 2\alpha)}{\sin \theta} = G' \frac{\sin (\vartheta - \varphi + 2\alpha)}{\cos (\vartheta - \varphi - \delta + \alpha + \varepsilon)}, \tag{52}$$

так как

$$\theta = 90° - \varphi + \alpha - \delta + \varepsilon.$$

В свою очередь

$$G' = G\,\frac{1+k_c'\cos\psi}{\cos\alpha} = \frac{\gamma h^2}{2\cos^2\varepsilon}\left[\cos(\varepsilon+\beta)+\frac{2h_0\cos\varepsilon}{h}\right]\frac{\cos(\vartheta+\varepsilon)}{\sin(\vartheta-\beta)}\times$$

$$\times\frac{1+k_c'\cos\psi}{\cos\alpha}, \qquad (52\,\text{а})$$

где $h_0 = \frac{q}{\gamma}$.

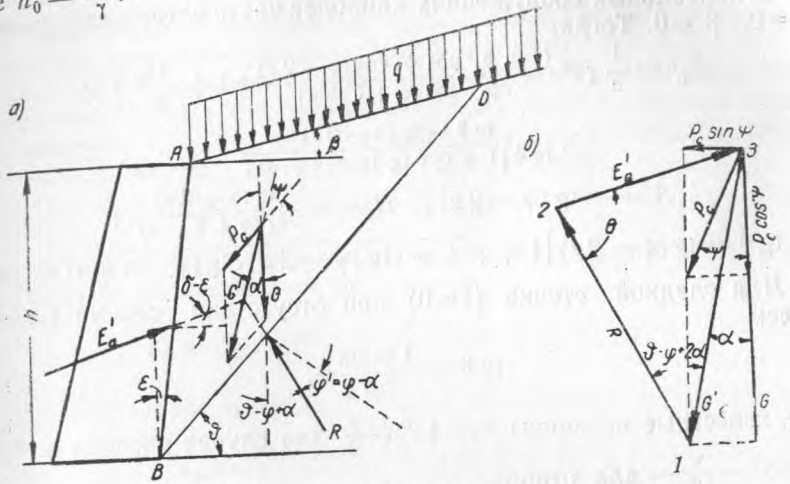


Рис. 126. К расчету сейсмического давления грунта

Используя (52а), переписываем (52):

$$E_a' = \frac{\gamma h^2}{2\cos\alpha\cos\varepsilon}\left[\frac{\cos(\varepsilon+\beta)}{\cos\varepsilon}+\frac{2h_0}{h}\right]\times$$

$$\times\frac{\cos(\vartheta+\varepsilon)\sin(\vartheta-\varphi+2\alpha)(1+k_c'\cos\psi)}{\sin(\vartheta-\beta)\cos(\vartheta-\varphi-\delta+\alpha+\varepsilon)}. \qquad (53)$$

Пользуясь обычными тригонометрическими преобразованиями, формулу (53) удобно переписать в таком виде:

$$E_a' = \frac{1}{2}\gamma h^2\,\frac{(1+k_c'\cos\psi)\cos(\varphi-2\alpha)}{\cos\alpha\cos\beta\cos(\varphi+\delta-\alpha-\varepsilon)}\left[\frac{\cos(\varepsilon+\beta)}{\cos\varepsilon}+\frac{2h_0}{h}\right]\times$$

$$\times\frac{(1-\operatorname{tg}\varepsilon\operatorname{tg}\vartheta)[\operatorname{tg}\vartheta-\operatorname{tg}(\varphi-2\alpha)]}{(\operatorname{tg}\vartheta-\operatorname{tg}\beta)[1+\operatorname{tg}\vartheta\operatorname{tg}(\varphi+\delta-\alpha-\varepsilon)]}. \qquad (53\,\text{а})$$

При фиксированном значении ψ давление E' является функцией угла ϑ. Экстремальное значение этого давления определяем из условия $\frac{dE_a'}{d\vartheta}=0$.

Тогда, опуская промежуточные выкладки, получаем

$$\operatorname{tg}\vartheta = -A \mp \sqrt{A^2-B}, \qquad (54)$$

где;

$$A = \frac{\operatorname{tg}(\varphi - 2\alpha) + \operatorname{tg}\varepsilon \operatorname{ctg}(\varphi + \delta - \alpha - \varepsilon)\operatorname{tg}\beta}{-1 + \operatorname{tg}\varepsilon\,[\operatorname{tg}\beta - \operatorname{tg}(\varphi - 2\alpha) - \operatorname{ctg}(\varphi + \delta - \alpha - \varepsilon)]}, \qquad (54\,а)$$

$$B = \frac{\operatorname{tg}(\varphi-2\alpha)\{\operatorname{ctg}(\varphi+\delta-\alpha-\varepsilon)-\operatorname{tg}\beta[1+\operatorname{tg}\varepsilon\operatorname{ctg}(\varphi+\delta-\alpha-\varepsilon)]\}-\operatorname{tg}\beta\operatorname{ctg}(\varphi+\delta-\alpha-\varepsilon)}{-1+\operatorname{tg}\varepsilon\,[\operatorname{tg}\beta-\operatorname{tg}(\varphi-2\alpha)-\operatorname{ctg}(\varphi+\delta-\alpha-\varepsilon)]} \qquad (54\,б)$$

Следовательно, E_a' определяется из (53а) подстановкой значения $\operatorname{tg}\vartheta$ из формулы (54).

В причальных сооружениях наиболее часто встречается случай $\varepsilon = 0$, $\beta = 0$. Тогда:

$$E_a' = \frac{1}{2}\gamma h^2 \frac{(1 + k_c' \cos\psi)\cos(\varphi - 2\alpha)}{\cos\alpha\cos(\varphi + \delta - \alpha)}\left(1 + \frac{2h_0}{h}\right) \times$$

$$\times \frac{\operatorname{tg}\vartheta - \operatorname{tg}(\varphi - 2\alpha)}{\operatorname{tg}\vartheta\,[1 + \operatorname{tg}\vartheta\operatorname{tg}(\varphi + \delta - \alpha)]}; \qquad (55)$$

$$A = -\operatorname{tg}(\varphi - 2\alpha); \quad B = -\frac{\operatorname{tg}(\varphi - 2\alpha)}{\operatorname{tg}(\varphi + \delta - \alpha)};$$

$$\operatorname{tg}\vartheta = \operatorname{tg}(\varphi - 2\alpha)\left[1 \mp \sqrt{1 + \operatorname{ctg}(\varphi - 2\alpha)\operatorname{ctg}(\varphi - \alpha + \varepsilon)}\right]. \qquad (56)$$

Для гладкой стенки ($\delta = 0$) при отсутствии сейсма ($\alpha = 0$) имеем

$$\operatorname{tg}\vartheta = \frac{1 \mp \sin\varphi}{\cos\varphi},$$

т. е. известные величины $\vartheta_2 = 45° + \frac{\varphi}{2}$ для случая распора и $\vartheta_2 = 45° - \frac{\varphi}{2}$ — для отпора.

Соответственно из выражения (55) получаем известную формулу:

$$E_a' = \frac{1}{2}\gamma h^2 \left(1 + \frac{2h_0}{h}\right)\operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right).$$

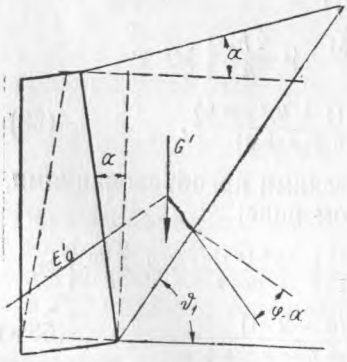


Рис. 127. Схема «эквивалентной» стенки

При сейсмических расчетах обычно наихудшим является случай, когда толчок направлен горизонтально. Поэтому в выражениях (53) и (55) можно принять $\psi = 90°$.

Расчетные формулы можно упростить, если вместо поворота объемных сил на угол α повернуть стенку вместе с засыпкой, как это показано на рис. 127 для вертикальной стенки; условия равновесия при этом не нарушаются. В этом случае, приняв $\varphi' = \varphi - \alpha$ и углы наклона поверхности засыпки и стенки равными α, из классической теории получаем [1]:

$$\lambda_a' = \frac{\cos^2(\varphi - 2\alpha)}{\cos^2\alpha\left[1 + \sqrt{\sin(\varphi - 2\alpha)\sin(\varphi - \alpha)}\right]^2}. \qquad (57)$$

Из выражения (55), полагая ε равным нулю, $\psi = 90°$, получаем формулу, равноценную (57):

$$\lambda_a' = \frac{\cos(\varphi - 2\alpha)}{\cos\alpha \cos(\varphi - \alpha)} \cdot \frac{\operatorname{tg}\vartheta - \operatorname{tg}(\varphi - 2\alpha)}{\operatorname{tg}\vartheta\,[1 + \operatorname{tg}\vartheta \operatorname{tg}(\varphi - \alpha)}, \qquad (57\text{ а})$$

где, согласно формуле (56)

$$\operatorname{tg}\vartheta = \operatorname{tg}(\varphi - 2\alpha)\left[1 + \sqrt{1 + \operatorname{ctg}(\varphi - 2\alpha)\operatorname{ctg}(\varphi - \alpha)}\right]. \qquad (57\text{ б})$$

В идентичности выражений (57) и (57а) можно убедиться, произведя тригонометрические преобразования.

ПСП 101-51, рекомендующие ограничиться уменьшением угла внутреннего трения без поворота стенки, дают несколько меньшее значение λ_a'. Так, при $\varphi = 30$ и 45° для 9 баллов имеем $k_c' = 0{,}10$ и $\alpha = 5°12'$; по формуле (57) находим:

$$\lambda_a' = 0{,}47 \text{ и } 0{,}28.$$

Соответствующие значения этого коэффициента, согласно ПСП 101-51, определяются по формуле

$$\lambda_a' = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi - 6°}{2}\right) = 0{,}42 \text{ и } 0{,}236.$$

При отсутствии сейсма

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = 0{,}33 \text{ и } 0{,}17.$$

§ 68. ВОЛНОВОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ

Волновое давление определяется в зависимости от наклона лицевой грани стенки и соотношения между высотой волны и глубиной перед сооружением. Если угол наклона лицевой грани к горизонту $\alpha \geqslant 45°$, то расчеты ведутся как для вертикальной стенки. При меньших значениях этого угла принимается расчетная схема наклонной стенки. В первом случае в зависимости от глубины давление определяется для отраженной или разбитой волны, а во втором принимается, что волна полностью разбивается на откосе.

В соответствии с этим различают три расчетных случая для вертикальных или крутых стенок ($\alpha \geqslant 45°$) и четвертый — для наклонных ($\alpha < 45°$):

1) если глубина h превышает критическую $h_{кр}$, то волна при подходе к стенке, не разбиваясь, отражается; в этом случае давление определяется, как для стоячей волны;

2) если глубина перед сооружением на значительном расстоянии (не менее половины длины волны) меньше критической, то волна разрушается, не доходя до стенки; в этом случае расчеты ведутся для прибойной волны;

3) в том случае, когда глубина на подходах к сооружению

больше, а вблизи стенки меньше критической, волна разрушается непосредственно у лицевой грани; при этом образуется давление разбитой волны;

4) независимо от глубины на подходе различается четвертый расчетный случай — наклонной стенки.

Величина критической глубины по ГОСТ 3255-46, согласно указаниям которого определяются волновые нагрузки, принимается в пределах

$$h_{кр} = (1{,}5 \div 2)\, H,$$

где H — высота волны в *м*.

Давление стоячей волны

Интенсивность давления от стоячей волны на глубине z_0, считая от уровня покоя, принято определять по Сенфлу:

$$P_{\substack{макс \\ мин}} = z_0 \pm 2H \frac{\operatorname{sh} \frac{2\pi}{L} z_0}{\operatorname{sh} \frac{4\pi}{L} h}, \qquad (58)$$

где H и L — соответственно высота и длина волны;

h — глубина воды у стенки.

В формуле (58) первое слагаемое представляет гидростатическое, второе — динамическое волновое давление. Знак плюс, соответствующий максимуму давления, берется при подходе к стенке гребня; знак минус соответствует минимуму давления при подходе впадины волны (рис. 128). Для получения эпюры волнового давления предварительно определяется положение гребня в точке A или впадины в точке A'. С этой целью находят среднюю волновую линию, отложив от уровня покоя высоту

$$h_0 = \frac{\pi H^2}{L} \operatorname{cth} \frac{2\pi}{L} h. \qquad (59)$$

Тогда отрезки $БА = H + h_0$ или $Б'А' = H - h_0$ определяют начальную, нулевую точку эпюры.

Придавая z_0 различные значения, получаем кривую $АД$ (или $А'Г'$). Для упрощения расчетов, согласно ГОСТ 3255—46, эти кривые заменяются прямыми. В этом случае достаточно определить из формулы (58) ординату давления у дна, приняв $z_0 = h$:

$$P_д = z_0 \pm 2H \frac{\operatorname{sh} \frac{2\pi}{L} h}{2 \operatorname{sh} \frac{2\pi}{L} h \operatorname{cth} \frac{2\pi}{L} h} = z_0 \pm \frac{H}{\operatorname{ch} \frac{2\pi}{L} h}. \qquad (60)$$

Так как гидростатическое давление, действующее с обеих сторон стенки, уравновешивается, то избыточная эпюра опреде-

ляется фигурой *АБГД* (или *А′Б′Д′Г′*) или равноценной ей *АБВЖЗ*. При этом избыточное давление у дна

$$p_0 = \pm \frac{H}{\operatorname{ch} \frac{2\pi}{L} h}. \qquad (60\,а)$$

Суммарные волновые давления E и их моменты M определяются непосредственно из эпюр.

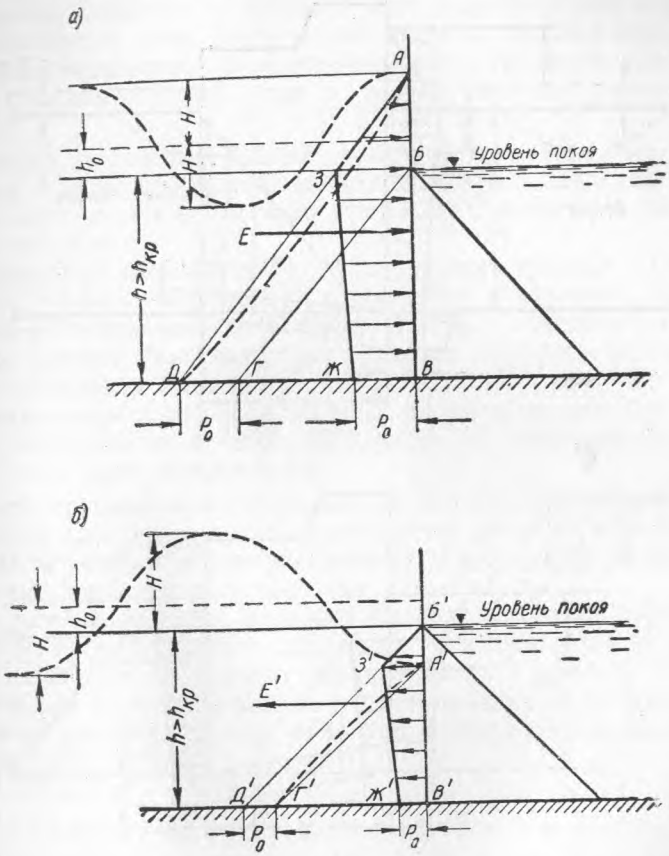


Рис. 128. Давление стоячей волны

Для гребня

$$\left.\begin{aligned} E &= \frac{\gamma}{2}\left[(h + h_0 + H)(h + p_0) - h^2\right], \\ M &= \frac{\gamma}{6}\left[(h + h_0 + H)^2 (h + p_0) - h^3\right]. \end{aligned}\right\} \qquad (61)$$

для впадины

$$E' = \frac{\gamma}{2}[h^2 - (h + h_0 - H)(h - p_0)],$$
$$M' = \frac{\gamma}{6}[h^3 - (h + h_0 - H)^2 (h - p_0)]. \qquad (61\,а)$$

В реальных условиях следует учитывать возможность одновременного действия волнения с обеих сторон стенки.

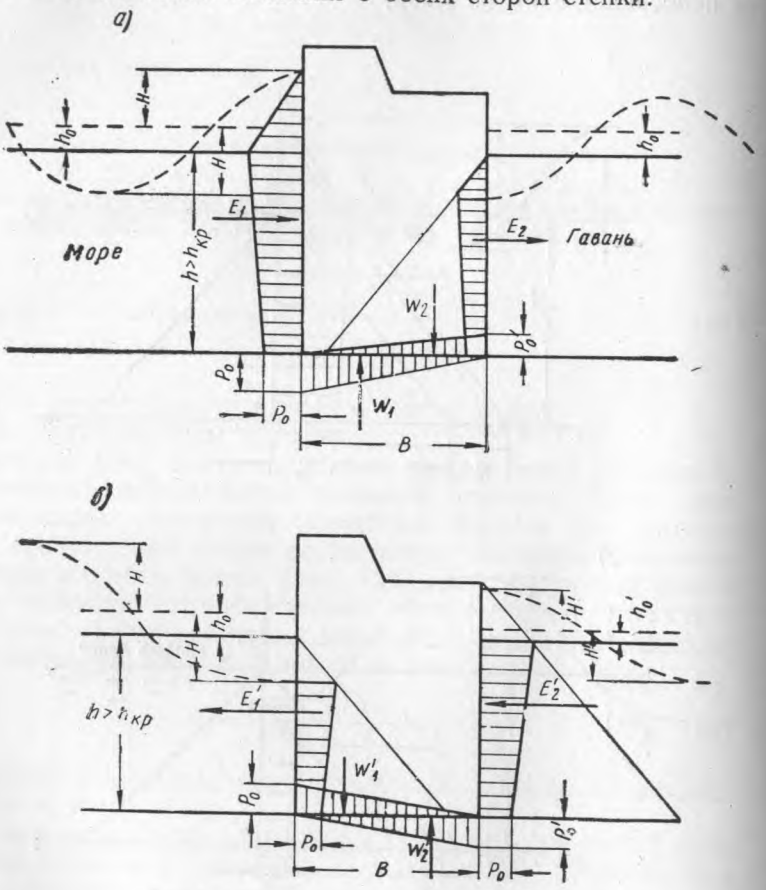


Рис. 129. Волновая нагрузка на стенку

На рис. 129 приведены две возможные комбинации волнового воздействия: а) при подходе гребня со стороны моря и впадины со стороны гавани и б) при обратной комбинации. В этих схемах, кроме эпюр волнового давления, приведены также взвешивающие силы, приложенные к подошве стенки. Так как точный закон изменения этих сил по ширине неизвестен, то по предложению Н. Н. Джунковского взвешивающая эпюра принимает-

ся по треугольнику. Расчетный случай определяется как наиневыгоднейшее сочетание взвешивающих сил (площади соответствующих треугольников) и образуемых ими моментов с боковой волновой нагрузкой.

Кроме упрощенного расчета, Н. Г. Мелещенко и А. Л. Можевитиновым были разработаны точные методы расчета с учетом криволинейной эпюры по Сенфлу. Однако исследования, проведенные за последние годы, обнаружили существенные недостатки теории Сенфлу. Еще в тридцатых годах ряд авторов (Бенези, Ларра, И. А. Боголепов и др.) указывали, что в действительности волновое давление по Сенфлу, как правило, в той или иной мере завышено и лишь в некоторых частных случаях приближается к действительному. Вследствие этого оказываются условными как приближенный, так и точный методы расчета по Сенфлу.

Основные положения Сенфлу заключаются в том, что частоты волны и ее давления совпадают и максимум давления всегда соответствует моменту подхода гребня, а минимум — моменту подхода впадины.

Французский математик М. Миш впервые показал (1944 г.) несостоятельность указанной гипотезы, чем и объяснил завышение волнового давления по Сенфлу. В 1951 г. советский математик Я. И. Секерж-Зенькович более точным решением подтвердил и дополнил выводы Миш.

Весьма интересные экспериментальные и теоретические исследования проводились в 1952—1953 гг. А. И. Кузнецовым, в результате чего было установлено:

а) при определенных соотношениях между глубиной и элементами волны давление в произвольной точке имеет не два, как это принимал Сенфлу, а четыре экстремума, причем один из минимумов соответствует моменту подхода гребня волны;

б) в момент перехода волновой поверхности через положение спокойного уровня имеется некоторое давление, тогда как по Сенфлу давление в этот момент равно нулю;

в) так как частоты давления и волны различны, то максимум суммарного давления далеко не во всех случаях соответствует моменту подхода гребня.

А. И. Кузнецовым было установлено, что завышение давления по Сенфлу зависит от относительной глубины $\lambda = \frac{L}{h}$ (L — длина волны, h — глубина перед стенкой); так, при $\lambda = 3 \div 4$ «точное» решение по Сенфлу приводит к завышению на 80%. Даже при наиболее часто встречающихся относительных глубинах ($\lambda = 5 \div 10$) завышение составляет 30—40%. Лишь с уменьшением глубины и для пологих волн решение по Сенфлу приближается к действительности. Расхождения становятся еще более существенными при сравнениях с приближенным решением, принятым в ГОСТ 3255—46: при $\lambda = 1$ (в условиях водохранилищ)

суммарное избыточное давление в 3,5 раза, а при $\lambda = 5 \div 10$ — на 40—80% больше действительного.

Обобщая новые экспериментальные данные, А. И. Кузнецов предложил свою теорию взаимодействия стоячих волн с вертикальными стенками. Решением основного уравнения гидродинамики он получил: для давления в любой точке на глубине z в момент времени t:

$$\frac{p}{\gamma} = z - h + \frac{\varphi}{a} - \frac{H \sin bt\,[\operatorname{ch}\varphi - \operatorname{ch} a(h-z)]}{e^{2\alpha^2 - \frac{0{,}125}{\beta}} \operatorname{ch}\beta \operatorname{ch} 2\alpha} +$$

$$+ \frac{2H(\operatorname{th} 2\alpha - \alpha)\cos^2 bt}{\operatorname{sh} 2\beta\, e^{4\alpha \sin\beta t}} [\operatorname{sh}^2\varphi - \operatorname{sh}^2 a(h-z)], \qquad (62)$$

где

$$\alpha = \frac{\pi H}{L}; \quad \beta = \frac{2\pi h}{L}; \quad a = \frac{2\pi}{L}; \quad b = \frac{2\pi}{T};$$

H, L и T — соответственно высота, длина и период волны;

$$\varphi = \beta + 2\alpha^2 \operatorname{cth}\beta \sin^2 bt + 2\alpha \sin bt. \qquad (63)$$

Полное давление на стенку, включая гидростатическое, в положении покоя определяется интегрированием выражения (62):

$$P = \frac{\varphi^2}{2a^2} - \frac{H \sin bt\,(\varphi \operatorname{cth}\varphi - \operatorname{sh}\varphi)}{ae^{2\alpha^2 - \frac{0{,}125}{\beta}} \operatorname{ch}\beta \operatorname{ch} 2\alpha} +$$

$$+ \frac{H(\operatorname{tg} 2\alpha - \alpha)\cos^2 bt\,(2\varphi \operatorname{cth} 2\varphi - \operatorname{sh} 2\varphi)}{a \operatorname{sh} 2\beta e^{4\alpha \sin bt}}. \qquad (63\,а)$$

Для момента равнодействующей избыточного волнового давления (за вычетом гидростатического) получена формула

$$M = Ph - \frac{\varphi^2(3\beta - \varphi) + \beta^2}{6a^3} +$$

$$+ \frac{H \sin bt\,\{\operatorname{ch}\varphi[\varphi(\beta - 0{,}5\varphi) - 1] + (\varphi - \beta)\operatorname{ch}\varphi + 1\}}{a^2 e^{\left(2\alpha^2 - \frac{0{,}125}{\beta}\right)} \operatorname{ch}\beta \operatorname{ch} 2\alpha} -$$

$$- \frac{H(\operatorname{th} 2\alpha - \alpha)\cos^2 bt}{2a^2 \operatorname{sh} 2\beta\, e^{4\alpha \sin bt}} \{(\varphi - \beta)\operatorname{sh} 2\varphi + [2\varphi(2\beta - \varphi) - 1] \times$$

$$\times \operatorname{sh}^2\varphi + \varphi(2\beta - \varphi)\}. \qquad (64)$$

Так как по новой теории максимальное волновое давление наступает в некоторый промежуток времени, то для практических расчетов проще всего определить момент наступления экстремума из выражения $\frac{dP}{dt} = 0$. В результате получается трансцендентное уравнение, которое можно решать, используя графики рис. 130. Величина волнового параметра β откладывается по оси ординат; затем находят точку пересечения с кривыми α и по абсциссе опре-

деляют время наступления максимума равнодействующей волнового давления.

Расчет по новому методу производится в следующей последовательности. После определения волновых параметров α и β (из рис. 130) определяют время наступления максимума и по формуле (63) — функцию φ. Затем из таблиц берут значения гиперболических и показательных функций и из выражений (63а) и (64) вычисляют P и M. Если потребуется получить эпюру распределе-

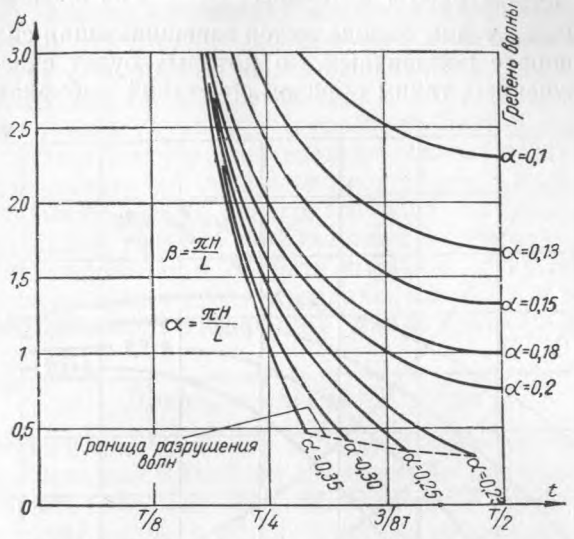


Рис. 130. Расчетные графики волнового давления

ния волнового давления по высоте стенки (например, при проверках по швам), задаются рядом значений z и используют формулу (62). Избыточные давления определяют вычитанием из P и p соответствующего гидростатического давления в положении покоя. Так как величина момента M зависит также и от положения центра эпюры, то для нахождения расчетного значения следует определить M для двух случаев: для фазы максимума равнодействующей и для фазы гребня волны.

Сопоставление расчетов по новому методу с лабораторными и натурными наблюдениями дает хорошее совпадение.

Исследования А. И. Кузнецова были дополнены экспериментами В. А. Полухина по взвешивающему давлению. При этом было обнаружено, что принятая в ГОСТ треугольная эпюра (рис. 129) приводит к завышению в пределах 10—15% для стоячих волн и 20—40% — для разбитых. Преувеличение объясняется завышением ординаты давления у дна p_0 по Сенфлу и вогнутой формой эпюры взвешивающего давления. Расхождения снижаются при определении p_0 по формуле (62). В связи с криволинейностью эпюры взвешивающего давления изменяется также плечо

опрокидывающего момента. Учитывая, что максимум суммарного и взвешивающего давления наступает в разное время, В. А. Полухин рекомендует расчеты по А. И. Кузнецову вести в две стадии. Сначала определяются максимум волнового давления и соответствующее этому взвешивание, затем — момент времени, соответствующий максимуму ординаты давления у дна путем исследования на экстремум величины $\frac{d\frac{p}{\gamma}}{dt}=0$ из выражения (62). Далее, по $p_{макс}$, у дна определяется взвешивающая сила по треугольной эпюре с поправками, о которых будет сказано ниже. Из двух полученных таким образом сочетаний выбирается расчетное.

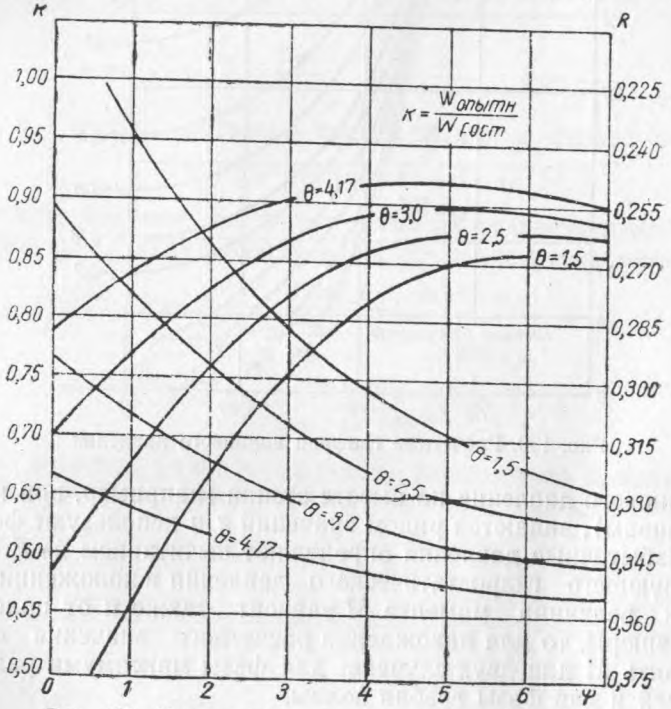


Рис. 131. Номограмма для определения k и R

Взвешивающее давление по В. А. Полухину определяется так:

$$w=\frac{1}{2}p_0Bk, \tag{65}$$

где k — коэффициент «полноты» эпюры;

B — ширина сооружения.

Момент относительно ребра опрокидывания:

$$M_w=\frac{k}{2}p_0B^2(1-R), \tag{66}$$

где R — коэффициент положения равнодействующей.

Величины R и k определяются по номограмме на рис. 131 в зависимости от параметров:

$$\psi = \frac{2h_c}{H} \quad \text{и} \quad \theta = \frac{L}{2B},$$

где h_c — глубина у сооружения.

Указанные выше рекомендации не учитывают влияния покрытия бермы защитными массивами. Согласно опытам В. А. Полухина, при плотно уложенных массивах взвешивающее давление снижается для стоячих волн на 40 и для разбитой волны на 60%. Следует указать, что взвешивающая сила образуется лишь в гравитационных стенках, покоящихся на каменной наброске или на нескольких грунтах. Кратковременное и периодическое волновое давление не успевает воздействовать на подошву сооружения, возводимого на скальном основании. Взвешивание не следует учитывать также для конструкций, выполненных в виде шпунтовых рядов, глубоко погруженных в грунт.

Новые исследования в области волнения, открывающие путь к более рациональному проектированию, намечается использовать для разрабатываемого в настоящее время нового ГОСТа на волновые нагрузки.

Давление прибойной волны

Прибойная волна возникает вследствие частичного или полного разбивания исходной волны на подходе. До настоящего времени не удалось дать более или менее обоснованную теорию взаимодействия прибойной волны с оградительными сооружениями. В практических расчетах ГОСТ 3255—46 рекомендует применять условный метод Н. Н. Джунковского, согласно которому параметры прибойной волны определяются по формулам:

$$\left.\begin{aligned} &H_2 = H_1\sqrt{\frac{h}{h_{кр}}}; \quad c = \sqrt{gH_2}; \quad L_2 = cT, \\ &T = \sqrt{\frac{2\pi L_1}{g}\operatorname{cth}\frac{2\pi h}{L_1}}; \quad v = H_2\sqrt{\frac{\pi g}{2L_2}\operatorname{cth}\frac{2\pi h}{L_2}}, \end{aligned}\right\} \tag{67}$$

где H_1, L_1, H_2 и L_2 — высоты и длины соответственно исходной и прибойной волн;

h и $h_{кр}$ — глубина у стенки и критическая глубина;

c и v — скорость распространения и орбитальная скорость.

Если, согласно формуле (67), окажется $H_2 > h$, то принимается $H_2 = h$. При определении T и v использованы формулы трохоидальной волны с заменой L и H на L_2 и H_2.

Давление на уровне покоя определяется по формуле удара:

$$P_{макс} = k\frac{u^2}{2g} = \frac{k}{2g}(0{,}75c + v)^2, \tag{68}$$

где $k = 1{,}75$;

u — поступательная скорость, условно принимаемая как сумма орбитальной скорости v и части скорости распространения волны c.

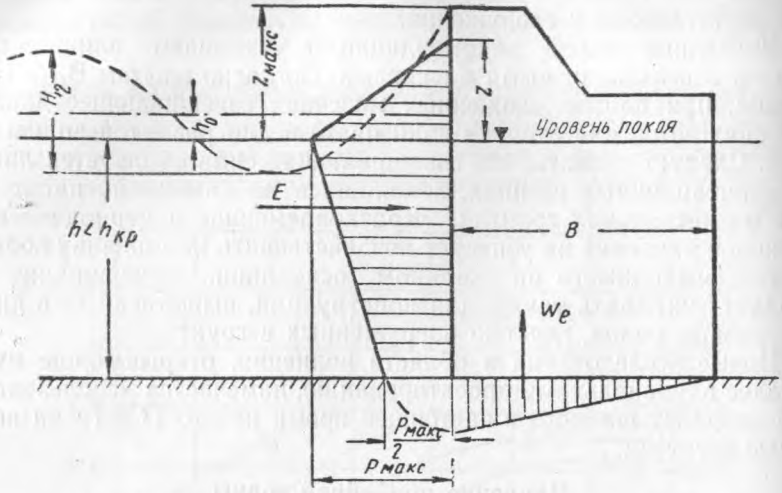


Рис. 132. Волновая нагрузка при действии прибойной волны

По Н. Н. Джунковскому, интенсивность давления ниже уровня покоя принимается постоянной (рис. 132).

Возвышение гребня волны над спокойным уровнем:

$$z_{макс} = \frac{H_2}{2} + h_0 + \frac{(0{,}75\,c + v)^2}{2\,g}, \qquad (69)$$

где

$$h_0 = 0{,}25\,H_2.$$

Вышеизложенный метод был уточнен экспериментами М. Э. Плакиды. Так, им было установлено, что максимум давления на стенку наступает раньше, чем образуется наибольший всплеск, и при возвышении гребня над уровнем покоя

$$z \approx H_2;$$

величина $z_{макс}$ может быть учтена для установления отметки парапета. Кроме того, было указано, что действительная интенсивность давления у дна составляет $(0{,}35 \div 0{,}50)\ P_{макс}$, вследствие чего в расчетах рекомендуется принимать

$$P_д = \frac{P_{макс}}{2}. \qquad (70)$$

Предложение М. Э. Плакиды приводит к заметному снижению бокового давления и взвешивающей нагрузки, что облегчает стенку.

Боковое давление и взвешивающая нагрузка с указанными выше поправками определяются так:

$$\left.\begin{aligned} R_e &= P_{макс}\left(\frac{3}{4}h + \frac{H_2}{2}\right); \\ W_e &= \frac{P_{макс}\,B}{4}. \end{aligned}\right\} \qquad (71)$$

Давление разбитой волны

Так же как и для прибойной волны, теоретическое решение определения давления для разбитой волны отсутствует. Применяемый в практических расчетах условный метод Хирои, исходящего из весьма произвольных допущений, здесь не приводится.

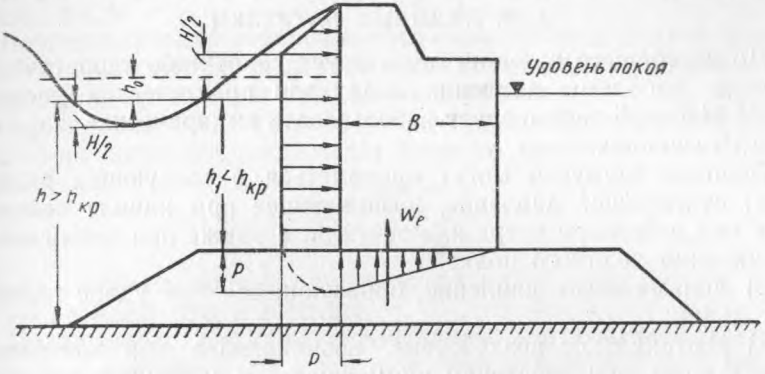


Рис. 133. Давление разбитой волны

Несколько лучше полуэмпирический метод, основанный на теоретических соображениях М. В. Тренюхина и опытных исследованиях Н. Н. Джунковского. Как и в случае прибойной волны, поступательная скорость удара волны принимается:

$$u = 0{,}75\,c + v, \qquad (72)$$

где переносная и орбитальная скорости определяются по формулам волн зыби:

$$c = \sqrt{\frac{gL}{2\pi}\,\mathrm{th}\,\frac{2\pi}{L}h};$$

$$v = \sqrt{\frac{\pi g}{2L}\,\mathrm{cth}\,\frac{2\pi h}{L}}.$$

Здесь L — длина исходной волны;
h — глубина перед бермой.

Интенсивность давления P, принимаемая постоянной от дна до отметки $\frac{H}{2}+h_0$ (рис. 133), определяется по формуле удара:

$$P = \frac{1{,}7\,(0{,}75\,c + v)^2}{2\,g}; \qquad (73)$$

$$h_0 = \frac{\pi H^2}{4L} \operatorname{cth} \frac{2\pi}{L} h,$$

где H — высота исходной волны.

Выше указанной отметки принимается треугольная эпюра с вершиной у верхней отметки парапета.

По проведенным за последнее время исследованиям, характер воздействия разбитой волны в действительности существенно отличается от принятого, согласно рис. 133. Наибольшее давление в виде пика наблюдается вблизи уровня покоя, а суммарное расходится с расчетным на 10—20% в ту или иную сторону.

Из литературы известен также принятый ГОСТом условный метод определения давления волны на пологие стенки ($\alpha < 45°$).

§ 69. ЛЕДОВЫЕ НАГРУЗКИ

До настоящего времени отсутствует какое-либо теоретическое решение проблемы давления льда; для практических расчетов ГОСТ 3440—46 рекомендует использовать эмпирические формулы П. А. Кузнецова.

Ледовые нагрузки могут проявляться в следующих видах:

а) статическое давление, возникающее при навале ледяного поля под действием ветра или течения, а также при термическом расширении ледяного поля;

б) динамическое давление, образующееся при ударе плавающих льдин;

в) вертикальное воздействие, возникающее при колебаниях уровня воды, под действием примерзшего к сооружению льда;

г) истирающее воздействие, образующееся при движении льдин вдоль сооружения под действием ветра, течения и т. д.

Последний вид воздействия можно учесть лишь путем наблюдений.

Статическое давление (в $т$) льда определяется по формулам:

$$P_н = \left(0{,}3 + \frac{L}{1200}\right) v^2 b, \qquad (74)$$

$$P_н = \left(3 - \frac{1800}{L}\right) v^2 b, \qquad (74а)$$

где v — средняя скорость течения подо льдом, условно принимаемая равной 1 *м/сек* при отсутствии течения;

b — ширина ледяного поля в *м*.

Формула (74) пригодна при длине ледяного покрова (по направлению движения) $L < 1200$ *м*; формула (74*а*) — при $L > 1200$ *м*.

Давление от термического расширения учитывается лишь для пресноводного льда и принимается в зависимости от его толщины (по таблицам, приведенным в ГОСТе).

Динамическое давление льда (в $т$) определяют по формулам:

$$P_{дин} = kvh\sqrt{lb}, \tag{75}$$

$$P_{дин} = cvh^2\sqrt{\frac{lb}{\mu lb + \lambda h^2}}, \tag{75а}$$

где h, l и b — соответственно толщина, длина и ширина льдины в *м*;

$\mu = \frac{\cos^2\varphi}{\operatorname{tg}^2\varphi}$;

v — скорость движения льдин в *м/сек*;

коэффициенты κ, c и λ определяются по таблицам, приведенным в ГОСТе.

Формула (75) применяется при движении льда нормально к фронту сооружения; формула (75а) — при движении льда под углом $\varphi < 80°$.

Во всех случаях горизонтального ледового воздействия, учитывая, что примерно 0,9 толщины льда находится под водой, точку приложения принимают на $0{,}4h$ ниже уровня.

Вертикальное воздействие льда учитывается лишь для сквозных сооружений или отдельных опор по формуле

$$P_в = \frac{300\,h^2}{\ln 50\frac{h}{d}}, \tag{76}$$

где d — диаметр опоры; для прямоугольных форм $> d = \sqrt{ab}$ (a и b — размеры опоры в плане).

Приведенные формулы справедливы для гладкого ледяного поля без загромождений и заторов. Учет действия льда в последнем случае возможен лишь в результате непосредственных наблюдений в натуре.

Глава XIX
ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ГРАВИТАЦИОННЫХ СООРУЖЕНИЙ[1]

§ 70. ИСХОДНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Принципы расчета всех видов портовых гравитационных сооружений являются общими. Отличие заключается лишь в определении сил и воздействий для данного вида конструкции в соответствии с указаниями предыдущей главы.

Расчетные схемы некоторых видов гравитационных причальных сооружений приведены на рис. 134. Показанные здесь нагрузки и их расчетное сочетание определяются в соответствии с указаниями главы XVIII и норм проектирования. Изображенные на рисунке эпюры активного давления засыпки должны быть дополнены воздействием от крана, подвижного состава, местных сосредоточенных нагрузок и т. д.

[1] Изложенное в главе XIX относится как к причальным, так и, в ряде случаев, к оградительным сооружениям.

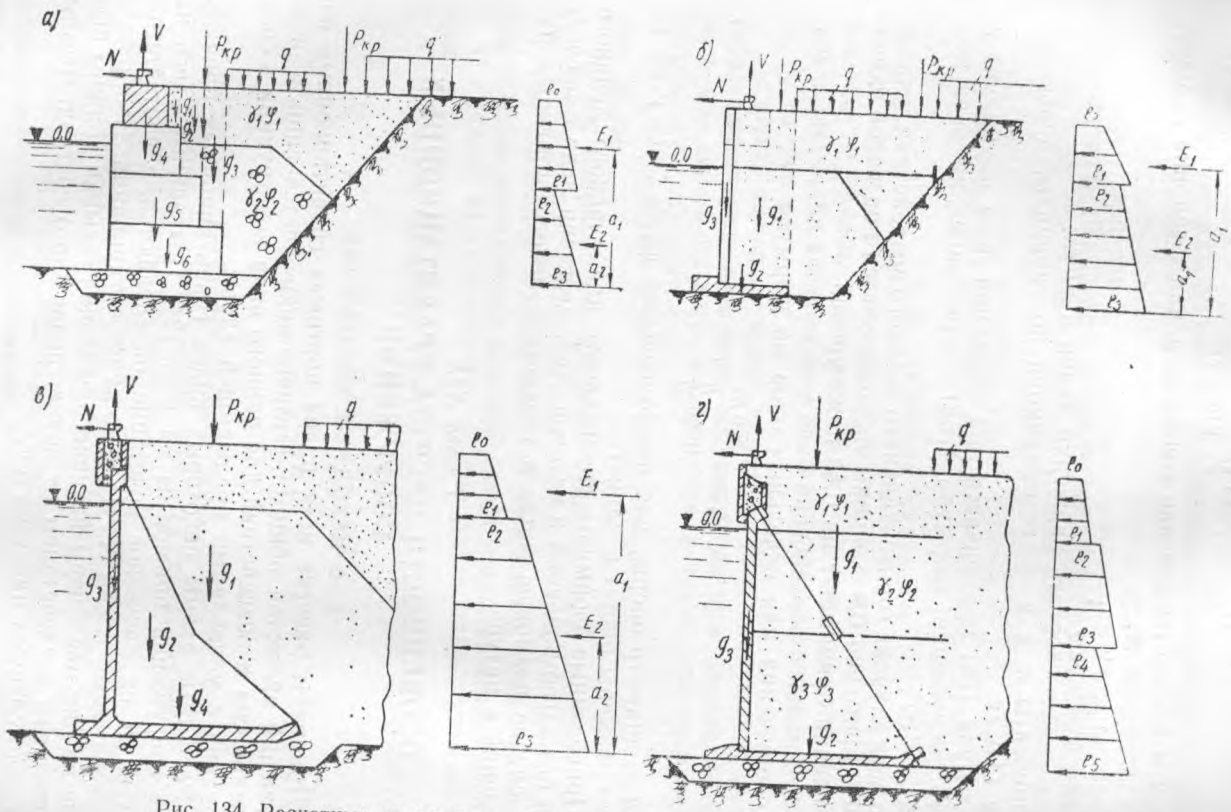


Рис. 134. Расчетные схемы некоторых типов гравитационных причалов

При учете этих воздействий часто используются принципы классической теории давления грунтов. Однако в литературе приводятся опытные и теоретические исследования, согласно которым применение методов теории упругости ближе соответствует действительности.

Статические расчеты конструкций, приближенные размеры которых определяются по аналогии с ранее возведенными сооружениями или предварительными расчетами, сводятся к проверке прочности и устойчивости сооружения в целом, его отдельных узлов и элементов, а также основания.

До последнего времени при подобных расчетах пользовались критерием «допускаемых» напряжений или разрушающих нагрузок. С развитием новых методов расчета по предельным состояниям выяснилось, что старые методы мало отражают действительные условия работы конструкции, приводя в ряде случаев к излишествам. Однако переход к новым методам расчета гидротехнических сооружений задерживается из-за отсутствия соответствующих данных, устанавливаемых нормами проектирования. Поэтому здесь мы ограничиваемся изложением основ нового метода применительно к расчету портовых сооружений по предельным состояниям, при которых конструкции или основания теряют способность сопротивляться внешним воздействиям или получают недопустимые деформации или местные повреждения.

Расчетными предельными состояниями называются такие, при которых величины усилия, напряжений, деформаций или местных повреждений превышают нормативные. Различают следующие три расчетных предельных состояния:

а) первое предельное состояние, определяемое несущей способностью (прочностью, устойчивостью или выносливостью);

б) второе предельное состояние, определяемое развитием чрезмерных деформаций от статических и динамических нагрузок;

в) третье предельное состояние, определяемое образованием и раскрытием трещин или появлением местных повреждений.

Нагрузки, образующиеся при нормальной эксплуатации, называются нормативными; они были рассмотрены в предыдущей главе. Однако при расчете по предельным состояниям существенное значение имеет возможность увеличения (а в отдельных случаях — уменьшения) нормативных нагрузок в условиях эксплуатации и строительства сооружения.

Согласно СНиП, изменчивость нормативных нагрузок учитывается введением коэффициентов перегрузок n. Значения этих коэффициентов определяются обработкой натурных наблюдений методами математической статистики. Коэффициент перегрузки зависит от характера воздействия. Так, для почти стабильного веса конструкции коэффициент n колеблется в пределах 0,9—1,1, тогда как для эксплуатационных нагрузок на причалах или для волновой нагрузки он может достигать 1,5 и выше.

Расчетные нагрузки и воздействия опре.

деляются произведением нормативных нагрузок и соответствующих коэффициентов перегрузок.

Различаются также установленные нормами нормативное сопротивление материала $R^н$ и коэффициенты однородности $k<1$, учитывающие опасность снижения сопротивления материалов из-за изменчивости механических свойств. Произведение $R=R^нk$ называется расчетным сопротивлением материала.

Помимо перечисленных факторов, имеют значение также концентрация напряжений, возможность хрупкого разрушения, агрессивная среда и т. п., учитываемые введением коэффициента условий работы конструкции или основания m.

Расчеты по первому предельному состоянию производятся по расчетным (на прочность и устойчивость) и по нормативным (на выносливость — усталость материалов) нагрузкам; по второму предельному состоянию — по нормативным, а по третьему — нормативным или расчетным нагрузкам (в зависимости от характера повреждений) в соответствии с нормами проектирования.

Расчет по первому предельному состоянию должен удовлетворять в общем виде неравенству

$$nN^н \leqslant \Phi(m, k_1R_1^н, k_2R_2^н \ldots S), \qquad (77)$$

где Φ — несущая способность конструкции или основания, зависящая от геометрических размеров S, расчетных сопротивлений материалов $k_1R^н_1$, $k_2R^н_2$ ... и коэффициента условий работы m;

$N^н$ — усилие (изгибающий момент) от нормативных нагрузок.

Согласно СНиП, при расчете подпорных стенок на сдвиг или опрокидывание, при удерживающих силах принимается коэффициент перегрузки $n=0{,}8$.

Расчет по второму предельному состоянию в общем виде производится по формуле

$$\Delta \leqslant f, \qquad (78)$$

где Δ — перемещение или деформация, зависящая от геометрической формы конструкции или элемента, упругости, пластичности, ползучести материалов и нормативных нагрузок;

f — предельная величина деформации или перемещения.

При расчете конструкций на дополнительные или особые сочетания расчетные нагрузки, кроме почти стабильного собственного веса, учитывая непродолжительность и малую вероятность образования таких сочетаний, умножают на коэффициенты: 0,9 — при дополнительном сочетании и 0,8 — при особом.

§ 71. УКАЗАНИЯ К РАСЧЕТУ ПОРТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

К расчету по первому предельному состоянию

Применительно к гравитационным сооружениям расчет по

первому предельному состоянию сводится к проверке прочности и устойчивости как стенки, так и основания.

При расчете оснований по прочности должно быть удовлетворено условие

$$P \leqslant R, \tag{79}$$

где P — среднее давление, передаваемое стенкой основанию;
R — расчетное сопротивление грунта основания, определяемое по СНиП.

Устойчивое основание должно удовлетворять условию

$$N \leqslant \Phi, \tag{80}$$

где $N = nN^{н}$ — расчетная нагрузка в наиболее невыгодной комбинации;
Φ — несущая способность основания для данного направления нагрузки.

Простейшим случаем потери устойчивости является сдвиг стенки по подошве или вместе с постелью из каменной наброски по грунту; возможны также сдвиги по плоскости сопряжения наклонных слоев грунта. Устойчивость стенки на сдвиг удовлетворяется, если

$$E \leqslant n \sum f_i V_i, \tag{81}$$

где E — расчетная сдвигающая нагрузка, действующая параллельно плоскости сдвига;
n — коэффициент перегрузки при удерживающих силах;
V_i — расчетное нормальное давление в плоскости сдвига;
f_i — коэффициенты трения соответствующих слоев грунта по плоскости сдвига.

Стенки, обладающие достаточным запасом при расчете на сдвиг, почти всегда устойчивы также в отношении опрокидывания.

Кроме сдвигов по заранее предполагаемым плоскостям, возможно также выпирание грунта по некоторой криволинейной поверхности. Существующие методы расчета устойчивости основания могут быть разделены на две группы:

а) приближенные методы, определяющие сопротивление грунта выпиранию, исходя из заранее принятых форм поверхностей сдвига (методы Н. М. Герсеванова, М. М. Гришина, Крея-Терцаги и др.);

б) более строгие методы, отыскивающие формы поверхностей сдвига с минимальным сопротивлением (С. С. Соколовский, В. В. Голушкевич, В. Г. Березанцев и др.).

Последнее направление, являющееся более обоснованным, связано, однако, с весьма громоздкими вычислениями, а для оснований, чаще всего встречающихся на практике, сложенных из напластований различных грунтов,— вообще мало разработано. Поэтому приходится ограничиваться приближенными решениями, прибегая к строгим лишь в особо ответственных случаях.

Наиболее часто применяются приближенные методы круглоцилиндрических поверхностей и Н. М. Герсеванова, подробно излагаемые в соответствующих курсах.

Наблюдения показывают, что в ряде случаев причальные стенки в процессе эксплуатации без видимых причин постепенно наклоняются вперед. И. В. Яропольский [25] показал, что причиной таких деформаций является образование пластических зон

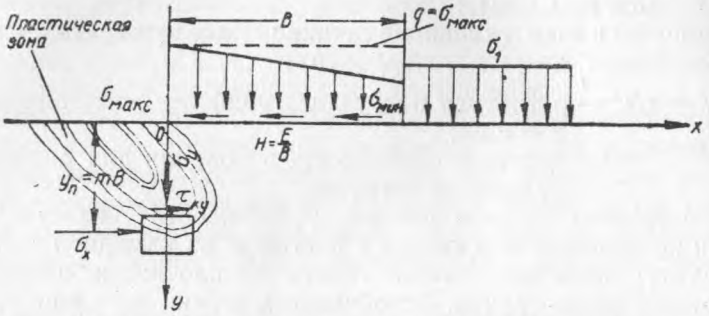


Рис. 135. К расчету глубины зоны пластических деформаций

в грунте в передней части под подошвой стенки. Для предотвращения чрезмерных деформаций следует ограничить глубину пластической зоны. Так как наибольшая глубина зоны пластических деформаций находится вблизи вертикали, проходящей через переднее ребро подошвы стенки (рис. 135), то выводы И. В. Яропольского можно упростить. Напряжения по указанной вертикали определяются по формуле:

$$\left.\begin{aligned} \tau_{xy} &= -\frac{q}{\pi} - HC, \\ \sigma_x + \sigma_y &= 2\gamma mB + q + HD, \end{aligned}\right\} \qquad (82)$$

где q — интенсивность равномерной нагрузки, передающейся от стенки; при трапециедальной эпюре можно принять с запасом $q = \sigma_{макс}$;

$H = \frac{E}{B}$;

E — горизонтальная сдвигающая нагрузка;

$m = \frac{y_n}{B}$ — отношение наибольшей глубины пластических деформаций к ширине стенки;

$$\left.\begin{aligned} C &= -\frac{1}{\pi}\left(\frac{m}{1+m^2} - \operatorname{arc\,tg}\frac{1}{m}\right), \\ D &= -\frac{1}{\pi}\ln\frac{m^2}{1+m^2}. \end{aligned}\right\} \qquad (83)$$

Свойством зоны пластических деформаций, как известно, является то, что здесь по поверхностям сдвига сжимающие напряжения отклоняются от нормали на величину угла внутреннего трения. Это условие приближенно удовлетворяется упрощенной формулой, полученной из выводов И. В. Яропольского:

$$\sin\varphi = \mp \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x + \sigma_y + 2C_1}, \qquad (84)$$

где φ — угол внутреннего трения грунта;

C_1 — структурное давление в грунте.

Уравнение (84) совместно с уравнениями (82) определяет величину m, а следовательно, и $y_n = mB$. Величины C и D можно взять из табл. 19.

Таблица 19

Величины C и D в формуле (82)

m	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4
C	0,472	0,438	0,407	0,376	0,347	0,32	0,293	0,269
D	1,907	1,467	1,202	1,037	0,90	0,75	0,704	0,632

m	0,45	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
C	0,246	0,225	0,187	0,156	0,13	0,11	0,091
D	0,567	0,512	0,423	0,354	0,30	0,256	0,22

Полученная таким образом относительная глубина зоны пластических деформаций m должна удовлетворять неравенству

$$m < m_н, \qquad (85)$$

где $m_н$ — предельная относительная глубина.

Величина $m_н$ до настоящего времени нормами не установлена. Впредь до ее уточнения, на основании проверки на расчетные нагрузки ранее возведенных сооружений, можно принять

$$m_н = 0{,}4 - 0{,}5.$$

К расчету по второму предельному состоянию

Одним из существенных вопросов расчета гидротехнических сооружений является установление совместимых с условиями эксплуатации предельных величин деформации основания. Предельные деформации должны быть установлены с учетом влияния осадок, прогибов, поворотов стенки не только на прочность, но и на условия эксплуатации конструкции и связанных с ней устройств (подкрановых путей, верхней надстройки, опор стационарных установок и т. п.). До настоящего времени величины предельных деформаций для портовых сооружений нормами не установлены. Поэтому впредь до их уточнения можно принять ориентировочные величины предельных деформаций по данным

табл. 20, полученным на основе некоторых наблюдений над эксплуатируемыми сооружениями.

Таблица 20

Величины предельных деформаций

Конструктивный тип сооружения	Средняя осадка, *см*	Угол крена, (в радианах)
Стенка из обыкновенных массивов		
а) оградительные сооружения	25—30	0,02
б) причальные сооружения	15—20	0,015
Стенка из массивов-гигантов и ряжей		
а) оградительные сооружения	30—35	0,025
б) причальные сооружения	20—25	0,015
Причальные сооружения из сборных элементов		
а) незаанкеренные	15—20	0,015
б) заанкеренные	12—15	0,01

При расчете деформации сооружений должна быть дополнительно проверена прочность элементов и узлов, получивших деформацию от осадки и поворота стенки.

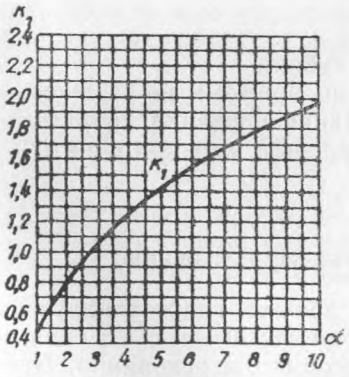


Рис. 136. К расчету крена стенки

Если глубина зоны с предельным состоянием ограничена в известных пределах, СНиП допускают определять деформации со следующими упрощениями:

а) распределение напряжений в толще основания принимается по теории изотропного линейно деформируемого тела;

б) деформации отдельных слоев неоднократного основания определяются по напряжениям, установленным для каждого слоя.

Основы теории деформации грунтов подробно изложены в литературе по механике грунтов. Равномерную осадку стенки определяют по формуле:

$$\Delta = \sum_{1}^{n} p_i h_i \frac{\beta_i}{E_i}, \qquad (86)$$

где n — число слоев в пределах сжимаемой толщи;
p_i — полусумма вертикальных нормальных давлений на верхней и нижней границах слоя в *кг/см²*;
h_i — мощность данного слоя;
E_i — модуль деформации (сжимаемости) слоя в *кг/см²*;
β_i — безразмерный коэффициент, принимаемый, согласно НиТУ 127 — 55; для песков — 0,76, супесей — 0,72, суглинков — 0,57 и глин — 0,43.

Сжимаемую толщу z', в пределах которой осадка отдельных слоев суммируется, принимают до той глубины, на которой удовлетворяется условие

$$p_z' = 0{,}2\, p_{бz'}, \tag{87}$$

где $p_{z'}$ — давление в нижней границе сжимаемой толщи;
$p_{бz'}$ — бытовое давление в грунте на глубине z', считая от подошвы фундамента.

Давление в произвольной горизонтальной площадке на глубине z определяется как избыточное по формуле

$$p_z = \alpha (p - p_б), \tag{88}$$

где α — коэффициент, зависящий от ширины фундамента a и длины b, определяется из таблиц[1] в зависимости от соотношений:

$$m = \frac{2z}{a}; \quad n = \frac{b}{a}.$$

Крен стенки при внецентренном загружении определить из выражения

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{1 - \nu_{ср}^2}{E_{ср}} k_1 \frac{Pe}{\left(\frac{a}{2}\right)^3}, \tag{89}$$

где P — вертикальное усилие, приложенное к фундаменту, в *кг*;
e — расстояние точки приложения усилия P от центра фундамента в *см*;
k_1 — безразмерный коэффициент, зависящий от отношения размеров $\frac{b}{a}$; определяется по графику рис. 136;
$\upsilon_{ср}$ и $E_{ср}$ — средние значения коэффициента Пуассона и модуля деформации пластов грунта в пределах сжимаемой толщи.

§ 72. ПРИМЕР РАСЧЕТА ПРИЧАЛЬНОЙ СТЕНКИ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Требуется произвести расчет набережной из бетонных массивов (рис. 137) для навалочных грузов.

Исходные данные

Нормативные эксплуатационные нагрузки определяются согласно Сетке типоразмеров (см. главу XVIII) для

[1] НиТУ 127—55.

причала 1-й категории (навалочные грузы). Нагрузки от складируемых грузов: 4 $т/м^2$ — в прикордонной полосе шириной 14 $м$, 6 $т/м^2$ — в переходной полосе шириной 5,5 $м$ и 10 $т/м^2$ — в тыловой полосе. Нагрузка от портального крана — 30 $т$ на каток при четырех катках на опору. Нагрузка от подвижного состава в данном случае меньше веса груза в пределах соответствующих габаритов. Швартовное усилие (ГОСТ 3439—46) для причала глубиной 9,5 $м$ на обычную тумбу — 35 $т$. Нормальная составляющая этой нагрузки (принимая углы между швартовным тросом и кордонной линией, тросом и горизонтом $\alpha = \beta = 30°$):

$$P_{шв} = 35 \cdot \cos 30° \sin 30° = 15{,}1 \ т.$$

Располагая две тумбы на секции длиной 20 $м$, определяем швартовную нагрузку на 1 $пог.\ м$:

$$N = \frac{15{,}1 \cdot 2}{20} \approx 1{,}5 \ т/пог.\ м.$$

Коэффициенты распора определяем из табл. 17 для крупнозернистого песка ($\varphi = 35°$) в верхней части и для каменной наброски — в нижней, принимая углы трения засыпки о стенку $\delta = \frac{2}{3}\varphi$:

$$\lambda_{a_1} = 0{,}23; \ \lambda_{a_2} = 0{,}23; \ \lambda_{a_3} = 0{,}14.$$

Грунты основания: между отметками —11,5 и —17,3 $м$ залегают плотные среднезернистые пески с такими характеристиками: $\gamma_4 = 1 \ т/м^3$, $\varphi_4 = 35°$, модуль деформации $E = 250 \ кг/см^2$, коэффициент Пуассона $\nu = 0{,}25$; ниже отметки —17,3 $м$ залегают мелкозернистые пески ($\gamma_5 = 1 \ т/м^3$; $\varphi_5 = 30°$; $E = 125 \ кг/см^2$; $\nu = 0{,}25$).

Для рассматриваемой стенки возможны два расчетных случая: 1) при расположении полезной нагрузки правее плоскости AA при отсутствии крана и 2) при распространении этой нагрузки до задней грани надстройки с учетом давления катков.

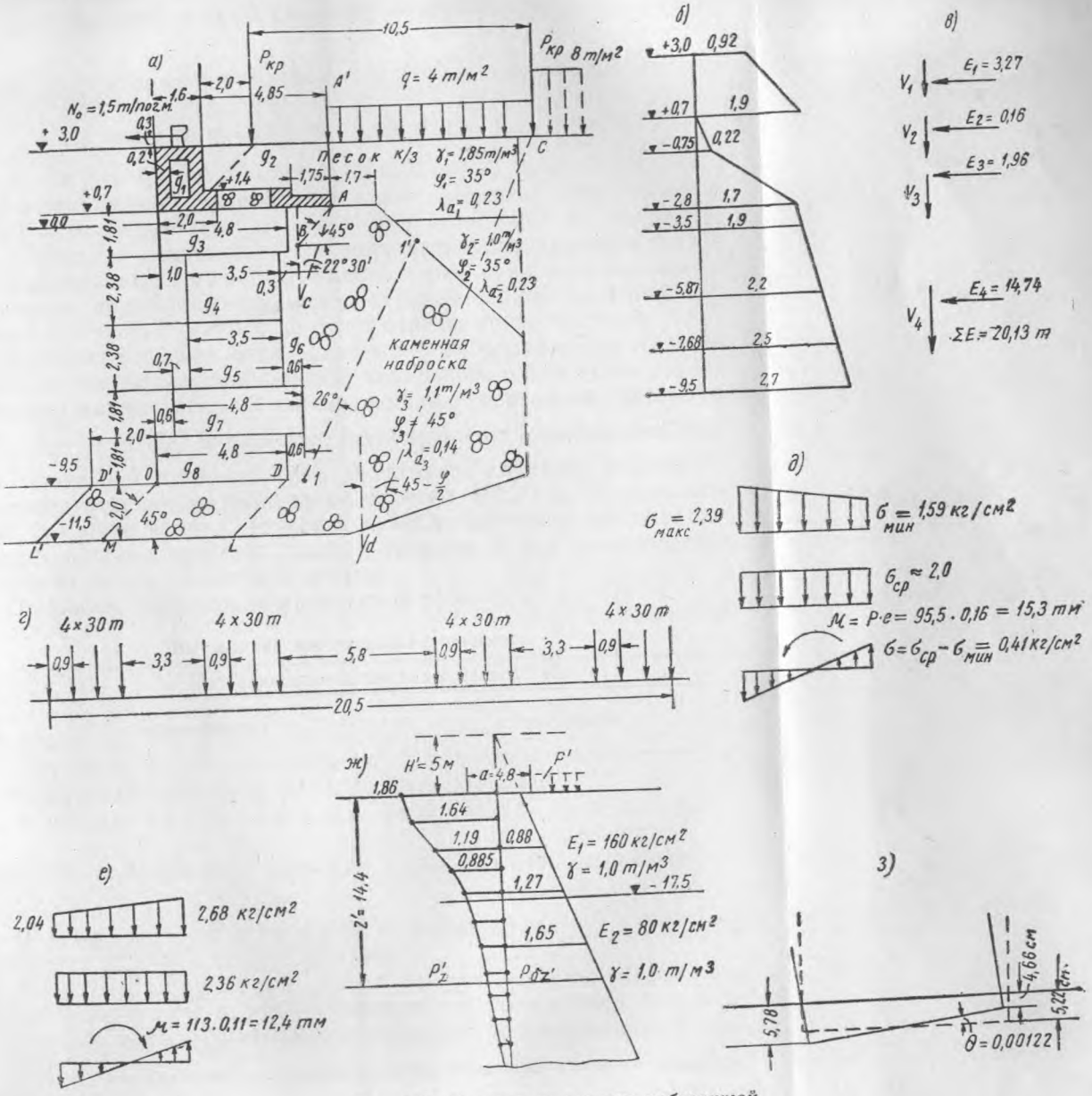
Для перехода от нормативных нагрузок к расчетным должны быть приняты значения коэффициентов перегрузки n, отсутствующие в нормах; впредь до их уточнения принимаем ориентировочные значения n, приведенные в табл. 21 (установлены на основании ограниченного числа наблюдений).

Таблица 21

Коэффициенты перегрузок n

Вид нормативной нагрузки	n	Примечание
Вес складируемого груза . .	$n_1 = 1{,}4$	1. Учитывая, что в Сетке типоразмеров давление на каток дано при самом неблагоприятном сочетании, n_2 взято минимальным.
Давление от крана	$n_2 = 1{,}1 \div 1{,}3$	
Швартовная нагрузка . . .	$n_3 = 1{,}5 \div 1{,}8$	
Вертикальные нагрузки (вес стенки и пригрузочного слоя грунта)[1]	$n_4 = 0{,}9 \div 1{,}1$	2. Коэффициентом n_5 учитывается возможность увеличения активного давления из-за изменчивости величин γ и φ.
Активное давление засыпки .	$n_5 = 1{,}2 \div 1{,}25$	

[1] Увеличение или уменьшение веса производится в зависимости от расчетного случая.


а)
б)
в)
г)
д)
е)
ж)
з)
песок к/з
каменная наброска
Рис. 137. К примеру расчета набережной

Интенсивность распора на отметках +3,0 *м* и +0,70 *м*:

нормативная:

$$e_0 = q^н \lambda_{a_1} = 4 \cdot 0{,}23 = 0{,}92 \ т/м^2;$$

$$e_1 = (q^н + \gamma_1 h_1)\lambda_{a_1} = (4 + 1{,}85 \cdot 2{,}3) \cdot 0{,}23 = 1{,}9 \ т/м^2;$$

расчетная:

$$e_0' = q^н \lambda_a' n_5 n_1 = 4 \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}23 \cdot 1{,}2 = 1{,}55 \ т/м^2;$$

$$e_1' = 1{,}55 \cdot 1{,}85 \cdot 2{,}3 \cdot 0{,}23 \cdot 1{,}2 = 2{,}72 \ т/м^2.$$

Для выяснения влияния песчаной засыпки ниже отметки +0,70 *м* проводим прямую *1—1′* под углом 26° к вертикали (рис. 137,*а*)[1]; убеждаемся, что зона активного давления песка расположена выше точки *1′*. Вместе с тем из-за экранирования козырьком давление песка между верхней бермой каменной наброски и точкой *1′* вообще не будет передаваться на стенку.

Интенсивность давления каменной наброски e_2 на отметке +0,70 *м*, учитывая экранирование козырьком, равна нулю. Далее проводим линии *AB* и *AC*, составляющие с горизонтом углы 45° и $45° + \frac{45°}{2} = 67°30'$. В расчетах, основанных на классической теории, принимается, что до точки *B* активное давление образуется без учета влияния засыпки выше отметки +0,70 *м*. Предполагается, что ниже точки *C* (отметка — 2,8 *м*) активное давление достигает полного значения; между точками *B* и *C* принимается линейный закон изменения эпюры.

Остальные вычисления приводим в табл. 22.

Таблица 22

Вычисления интенсивности давления

Отметки, *м*	Интенсивность давления засыпки, *т/м²*	
	нормативная	расчетная
— 0,75	1,1 · 0,14 · 1,45 = 0,22	0,22 · 1,2 = 0,26
— 2,80	0,14 (3,5 · 1,1 + 2,3 · 1,85 + 4) = = 1,7	0,14 · 1,2 (3,5 · 1,1 + 2.3 · 1,85 + + 4 · 1,4) = 2,3
— 9,5	1,7 + 1,1 · 0,14 (9,5 — 2,8) = 2,7	2,3 + 1,1 · 0,14 · 1,2 (9,5 —2,8) = = 3,5

Швартовная нагрузка: нормативная — 1,5 *т/пог. м*; расчетная $P_{шв} = 1{,}5 \cdot 1{,}5 = 2{,}25$ *т/пог. м*.

Дополнительный распор от крана. Проводим прямую под углом $\varphi_1 = 35°$ к горизонту и убеждаемся, что надстройка не должна испытывать дополнительного распора. Влия-

[1] При этом приближенно удовлетворяется максимум давления каменной наброски и песка.

ние задней ноги крана учитываем проведением линии *cd* под углом $45°-\frac{\varphi}{2}$ к вертикали; пересечение этой линии с задней гранью стенки получается ниже подошвы, что дает основание пренебречь влиянием задней ноги на распор.

Применяя другие приемы, в частности формулы теории упругости, можно получить небольшой дополнительный распор. Однако, учитывая условность таких уточнений (особенно для передней ноги крана, когда из-за небольшой высоты надстройки подобные формулы вообще неприменимы), дополнительный распор можно не учитывать.

В табл. 23 приводим значения горизонтальных нагрузок и образуемых ими опрокидывающих моментов.

Таблица 23

Нормативные и расчетные нагрузки и опрокидывающие моменты

Нормативные			Расчетные		
горизонтальные нагрузки, *т*	плечо, *м*	$M_{оп}$, *тм*	горизонтальные нагрузки, *т*	плечо, *м*	$M_{оп}$, *тм*
Распор засыпки					
$(0{,}92+1{,}9)\frac{2{,}3}{2}=3{,}27$	11,6	38,0	$(1{,}55+2{,}72)\frac{2{,}3}{2}=4{,}9$	11,6	56,8
$0{,}22\cdot\frac{1{,}45}{2}=0{,}16$	9,8	1,57	$\frac{1{,}45}{2}\cdot 0{,}26=0{,}19$	9,8	1,86
$(0{,}22+1{,}7)\frac{2{,}05}{2}=1{,}96$	8,2	16,1	$(0{,}26+2{,}3)\frac{2{,}05}{2}=2{,}62$	8,2	21,5
$(1{,}7+2{,}7)\frac{6{,}7}{2}=14{,}74$	3,5	51,7	$(2{,}3+3{,}5)\frac{6{,}7}{2}=19{,}4$	3,5	68,0
Швартовная нагрузка					
1,5	12,8	19,2	2,25	12,8	28,9
Итого 20,13		107,37	29,36		177,06

Вертикальные нагрузки

Вычисление вертикальных нагрузок производим по табл. 24.

В расчетах, производимых ниже, ограничиваемся оценкой прочности устойчивости и деформации стенки и основания, опуская проверки по швам, не представляющие никаких затруднений.

Для массивных конструкций достаточно ограничиться расчетами по первым двум предельным состояниям. Расчет по третьему предельному состоянию (образование трещин, местные повреждения, агрессивная среда) может иметь значение для стенок из тонких железобетонных плит (см. рис. 134, *б*, *в* и *г*).

Таблица 24

Вертикальные нагрузки и удерживающие моменты

Вертикальные нагрузки, т	Плечо относительно точки o, $м$	M_y, $т\,м$
1. *Вес стенки и балласта*		
$g_1 = (1{,}6 \cdot 2{,}3 - 1{,}5 \cdot 1{,}0 + 0{,}2 \cdot 0{,}7)2{,}4 = 4{,}1$	1,12	4,6
$g_2 = 4{,}85 \cdot 1{,}85 \cdot 1{,}6 + 2{,}4 \cdot 4{,}85 \cdot 0{,}5 = 20{,}2$	4,32	87,0
$g_3 = 4{,}8(1{,}11 \cdot 1{,}4 + 0{,}7 \cdot 2{,}4) = 8{,}8$	2,7	23,8
$g_4 + g_5 = 2 \cdot 3{,}5 \cdot 2{,}38 \cdot 1{,}4 = 23{,}4$	3,05	74,5
$g_6 = (0{,}6 \cdot 4{,}76 + 1{,}1 \cdot 0{,}3)1{,}1 + 0{,}7 \cdot 0{,}3 \cdot 1{,}85 = 3{,}5$	5,1	17,85
$g_7 = 4.8 \cdot 1{,}81 \cdot 1{,}4 = 12{,}2$	3,0	36,6
$g_8 = g_7 = 12{,}2$	2,4	29,3
2. *От крановой нагрузки* [1]		
$P_{кр} = \frac{4 \cdot 3 \cdot 30}{20{,}5} = 17{,}5$		
3. *Вертикальные составляющие распора грунта*		
$V_1 = E_1 \operatorname{tg} \delta = 3{,}27 \cdot 0{,}43 = 1{,}41$	1,9	2,67
$V_2 = 0{,}16 \cdot 0{,}576 = 0{,}09$	5,1	0,46
$V_3 = 1{,}96 \cdot 0{,}576 = 1{,}13$	4,8	5,42
$V_4 = 14{,}74 \cdot 0{,}576 = 8{,}5$	4,8	40,8
Всего нормативные нагрузки 113,0		391,2
То же, без крана 95,5		323,0
Расчетные нагрузки $0{,}9 \cdot 113{,}0 = 101{,}7$		352,0
То же, без крана $0{,}9 \cdot 95{,}5 = 86{,}0$		290,0

Расчет по первому предельному состоянию

Проверка прочности основания

Значения эксцентриситета суммарной вертикальной нагрузки

$$e = \frac{b}{2} - \frac{M_y - M_{on}}{\Sigma V}$$

приводятся в табл. 25.

[1] Вертикальная нагрузка, передающаяся на 1 *пог. м* стенки (см. рис. 134)

Таблица 25

Значение e в $м$

Вертикальные нагрузки, $т$	Горизонтальные нагрузки, $т$	M_y, $тм$	$M_{оп}$, $тм$	e
1. Нормативные	**1. Нормативные**			
а) с учетом крана 113,0	20,13	391,2	107,37	—0,11
б) без крана 95,5		323,0	107,37	0,16
2. Расчетные	**2. Расчетные**			
в) с учетом крана 101,7	29,36	352,0	177,06	0,68
г) без крана 86,0		290,0	177,06	1,09

Далее определяем напряжения в основании на отметках —9,5 и —11,5 $м$ (табл. 26), используя известные формулы:

$$\sigma_{\substack{макс\\мин}} = \frac{\Sigma V}{b}\left(1 \pm \frac{6e}{b}\right);$$

$$\sigma'_{\substack{макс\\мин}} = \sigma_{\substack{макс\\мин}} \frac{b}{b + 2h_n} + \gamma_к h_n.$$

Таблица 26

Напряжения в основании

Вид нагрузок	$\sigma_{макс}$	$\sigma_{мин}$	$\sigma'_{макс}$	$\sigma'_{мин}$
а) Нормативные нагрузки с краном	2,68	2,04	1,68	1,34
б) То же, без крана	2,39	1,59	1,52	1,08
в) Расчетные нагрузки с краном . .	3,92	0,32	2,35	0,40
г) То же, без крана	4,38	0	2,60	0,22

Примечание. Так как при расчете для случая «г» $e=1{,}09$ $м > \frac{b}{6} = 0{,}8$ $м$, то использована формула

$$\sigma_{макс} = \frac{2}{3} \frac{\Sigma V}{\left(\frac{b}{2} - e\right)}.$$

. Для оценки прочности соответствующие расчетные сопротивления следует сравнить, очевидно, со случаем «г» табл. 25.

Согласно НиТУ 127—55, расчетное сопротивление среднезернистых плотных песков независимо от влажности принимается $R=3{,}5$ $кг/см^2$, т. е.

$$\sigma'_{макс} = 2{,}6 < 3{,}5 \ кг/см^2.$$

Расчетное сопротивление каменной постели можно принять, как для крупнообломочных пород ($R=6$ $кг/см^2$):

$$\sigma'_{макс} = 4{,}38 < 6 \ кг\,см^2.$$

Таким образом, условия прочности удовлетворяются.

Устойчивость стенки сдвигу

Сдвигающая расчетная сила по плоскости $ОД$ равна $E^p = 29{,}36$ $т$; вертикальная $\Sigma V^p = 86$ $т$.

Условие устойчивости сдвигу

$$E^p \leqslant f \sum V^p = 29{,}36 < 0{,}55 \cdot 86 = 47{,}3 \ т,$$

где $f = 0{,}55$ — коэффициент трения бетона о камень.

Так как величина E^p содержит коэффициенты перегрузок n_1, n_2 и n_5 (см. табл. 21), то уменьшающий коэффициент пригрузки при удерживающих силах применять не следует.

Вертикальная расчетная нагрузка, приложенная по плоскости LL' (см. рис. 137), с учетом веса постели равна

$$\sum V^{p'} = 86 + (4{,}8 + 2) \cdot 2 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}9 = 99{,}6 \ т.^1$$

Учитывая, что при сдвиге каменная наброска срезает песок, коэффициент трения можно принять с запасом:

$$f = \operatorname{tg} \frac{2}{3} \varphi = \operatorname{tg} \frac{2}{3} 35° = 0{,}43.$$

Тогда устойчивость стенки сдвигу вместе с постелью

$$29{,}36 < 99{,}6 \cdot 0{,}43 = 42{,}8 \ т.$$

Устойчивость основания

Интенсивность распределенной по подошве нагрузки принимаем с запасом (рис. 138):

$$q = \sigma_{макс} = 43{,}8 \ т/м^2.$$

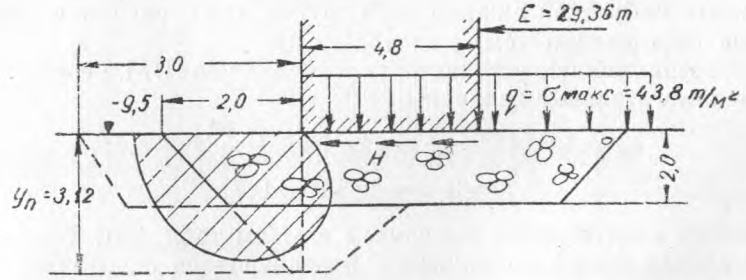


Рис. 138. Определение глубины зоны пластических деформаций

Определим глубины зоны пластических деформаций:

$$H = \frac{E}{B} = \frac{29{,}36}{4{,}8} = 6{,}1 \ т/м^2.$$

[1] Сопротивлением грунта левее плоскости LD' пренебрегаем.

Из формулы (82) имеем

$$-\tau_{xy} = \frac{q}{\pi} + HC = 14 + 6{,}1\,C,$$

$$\sigma_x + \sigma_y = 2 \cdot 1{,}0 \cdot m \cdot 4{,}8 + 43{,}8 + 6{,}1\,D = 9{,}6\,m + 43{,}8 + 6{,}1\,D.$$

Подставляя эти величины в формулу (84), находим

$$\sin\varphi = \frac{2(14 + 6{,}1\,C)}{9{,}6\,m + 43{,}8 + 6{,}1\,D}.$$

Задавшись m и пользуясь данными табл. 19, вычисляем значения $\sin\varphi$ по формуле (84); результаты этих расчетов приведены в табл. 27.

Таблица 27

Результаты определения $\sin\varphi$ для разных m

Значения m	0,5	0,6	0,7	0,8
$\sin\varphi$	0,596	0,58	0,565	0,564

Глубину зоны пластических деформаций находим из условия

$$\sin\varphi_к = \sin\varphi = \sin 35^\circ = 0{,}574,$$

предполагая, предварительно, отсутствие каменной постели.

Интерполированием определяем:

$$m = \frac{y_n}{B} = 0{,}65;$$

$$y_n = 0{,}65 \cdot 4{,}8 = 3{,}12\ м > (0{,}4 \div 0{,}5)\,B.$$

Так как глубина зоны пластических деформаций больше предельной, следует либо увеличить толщину каменной постели в передней части до $h_n \approx 3{,}2$ *м*, либо уширением наружной бермы прикрыть наброской нижний слой грунта, где образуются пластические деформации (см. рис. 138).

Проверим общую устойчивость основания по Н. М. Герсеванову.

Вспомогательные величины:

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2}\right) = 3{,}7;$$

$$f = \operatorname{tg}\varphi = \operatorname{tg} 35^\circ = 0{,}7.$$

Расчет следует вести на случай «г» (см табл. 26). Так как в этом случае эпюра напряжений, передающихся основанию, треугольная, то расчеты следует вести на условную ширину (рис. 139):

$$B' = 3\left(\frac{b}{2} - e\right) = 3\,(2{,}4 - 1{,}09) = 3{,}93\ м.$$

Расчетная ширина постели на отметке — 11,5 *м*:

$$B_p = B' + h_n\left[1 - \operatorname{ctg}\left(45^\circ + \frac{45^\circ}{2}\right)\right] = 5{,}1\ м,$$

$$q_1 = \gamma h_n = 1{,}1 \cdot 2 = 2{,}2\ т/м^2.$$

Расчетное давление на этой же отметке (см. табл. 26)

$$\sigma'_{макс} = 26 \ т/м^2.$$

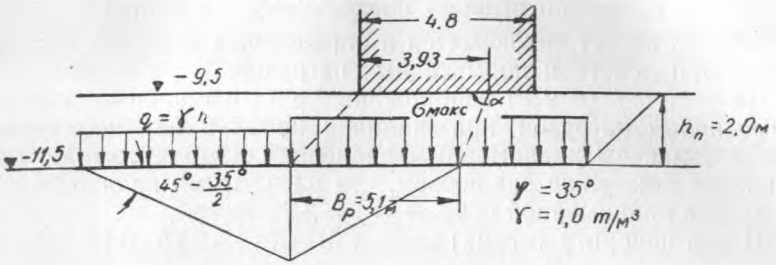


Рис. 139. К расчету устойчивости основания

Значения коэффициентов, входящих в основную формулу Н. М. Герсеванова:

$$A = \gamma \lambda_p f B_p = 1{,}1 \cdot 3{,}7 \cdot 0{,}7 \cdot 5{,}1 = 13{,}2;$$

$$B = \gamma(\lambda_p - 1) B_p + 2 q_1 f \lambda_p = 1{,}1 \cdot 2{,}7 \cdot 5{,}1 + 2 \cdot 2{,}2 \cdot 0{,}7 \cdot 3{,}7 = 26{,}5;$$

$$C = \gamma f B_p - 2 \sigma'_{макс} + 2 q_1 \lambda_p = 1{,}1 \cdot 0{,}7 \cdot 5{,}1 - 2 \cdot 26 + 2 \cdot 2{,}2 \cdot 3{,}7 = -31{,}79;$$

$$D = 2 f \sigma'_{макс} = 2 \cdot 0{,}7 \cdot 26 = 36{,}4;$$

$$u = \frac{3 \cdot 13{,}2 + 26{,}6 \cdot 0{,}7}{2 \cdot 13{,}2 \cdot 0{,}7} = 3{,}12;$$

$$v = \frac{B}{Af} = \frac{26{,}5}{13{,}2 \cdot 0{,}7} = 2{,}87;$$

$$w = \frac{-31{,}79 - 36{,}4 \cdot 0{,}7}{2 \cdot 13{,}2 \cdot 0{,}7} = -3{,}09.$$

Подставляя эти величины в кубическое уравнение

$$z^3 + uz^2 + vz + w = 0,$$

находим подбором $z = 0{,}61$.

Минимальная сила, вызывающая сдвиг основания, определяется из выражения:

$$E_{мин} = \frac{B_p}{2} \cdot \frac{Az^3 + Bz^2 + Cz + D}{1 + fz} = 55{,}1 \ т.$$

Условие устойчивости:

$$E_{мин} = 55{,}1 > E^p = 29{,}36.$$

Учитывая, что метод Н. М. Герсеванова всегда дает известный запас, то $E_{мин}$, которая, вообще говоря, может изменяться

из-за уменьшения φ и γ, в данном случае за счет применения коэффициента перегрузки, меньшего единицы, можно не уменьшать.

Расчет по второму предельному состоянию

Данный расчет заключается в определении осадки и поворота стенки при действии нормативных нагрузок.

На рис. 137 (*д* и *е*) изображены трапецеидальные эпюры от нормативных нагрузок при наличии крана и без него. Затем эпюры заменены равномерным давлением и моментом. Из сопоставления этих эпюр заключаем, что расчетными являются:

а) для равномерной осадки $\sigma_{ср} = 2{,}36$ *кг/см*^{2};

б) для поворота (крена) стенки $M = P \cdot e = 95{,}5 \cdot 0{,}16 = 15{,}3$ *тм*.

Равномерная осадка стенки

Напряжения, вызывающие равномерную осадку стенки, определяются как разность между $\sigma_{ср}$ и удельным давлением от столба грунта, удаленного черпанием. Это объясняется тем, что при удалении разгружаются нижележащие слои, ранее получившие деформацию от веса вычерпанного грунта. Принимаем, что средняя толщина вычерпанного слоя грунта равна 5 *м*; тогда добавочное давление

$$p = \sigma_{ср} - \gamma H' 2 = 3{,}6 - 1{,}0 \cdot 5{,}0 = 18{,}6 \ т/м^2 = 1{,}86 \ кг/см^2.$$

Стенку можно рассматривать как ленточный фундамент с отношением сторон $n = \frac{b}{a} > 10$.

Порядок вычисления величин давлений виден из табл. 28, в которой значения коэффициента α взяты из НиТУ 127—55 (приложение II).

Таблица 28

Вычисление величин давления p_z

z, *см*	$m = \frac{2z}{4{,}8}$	α	$p_z = 1{,}86\,\alpha$	$p_б(z+H')\gamma$	E *кг/см*^{2} и β[1]
0,0	0,00	1,000	1,86	0,5	$E_1 = 250$
192	0,80	0,881	1,64	0,69	
384	1,60	0,642	1,19	0,88	
576	2,40	0,477	0,885	1,08	$\beta_1 = 0{,}76$
768	3,20	0,374	0,695	1,27	
960	4,00	0,304	0,565	1,46	
1152	4,80	0,258	0,48	1,65	$E_2 = 125$
1344	5,60	0,228	0,423	1,85	
1536	6,40	0,190	0,353	2,03	
1728	7,20	0,175	0,325	2,23	$\beta_2 = 0{,}76$
1920	8,00	0,158	0,294	2,42	
2112	8,80	0,144	0,268	2,61	

[1] β — безразмерный коэффициент, принимаемый согласно НиТУ 127—55 (см. § 71).

Нижняя граница сжимаемой толщи принимается на глубине, где удовлетворяется условие п. 48 НиТУ 127—55.

$p_{z'} = 0{,}2\, p_{бz'}$ (с точностью до 0,5 *кг/см*²) при $z' = 14{,}4$ *м*.

На рис. 137,*ж* изображены соответствующие эпюры, полученные из табл. 28.

Модуль общей деформации постели из каменной наброски, учитывая предварительное уплотнение нагрузкой, условно принимаем таким же, что и подстилающих плотных среднезернистых песков, т. е.

$$E_п = E_1 = 250 \text{ кг/см}^2.$$

Используя формулу (86), вычисляем осадки:

верхнего слоя основания

$$\Delta_1 = \left(\frac{1{,}86}{2} + 1{,}64 + 1{,}19 + \frac{0{,}885}{2}\right) \frac{192 \cdot 0{,}76}{250} = 2{,}45 \text{ см};$$

нижнего слоя основания

$$\Delta_2 = \left(\frac{0{,}885}{2} + 0{,}695 + 0{,}565 + 0{,}48 + \frac{0{,}423}{2}\right) \frac{192 \cdot 0{,}76}{125} +$$

$$+ \left(\frac{0{,}423}{2} + \frac{0{,}38}{2}\right) \cdot \frac{96 \cdot 0{,}76}{125} = 2{,}77 \text{ см}.$$

Полная осадка:

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = 2{,}45 + 2{,}77 = 5{,}22 \text{ см} < 15 \text{ см}$$ (см. табл. 20).

Крен стенки

Коэффициент Пуассона $\nu_{ср} = 0{,}25$.

Средневзвешенное значение модуля упругости в пределах сжимаемой толщи

$$E_{ср} = \frac{E_1 h_1 + E_2 (z' - h_1)}{z'} = \frac{250 \cdot 8 + 80\,(14{,}4 - 8)}{14{,}4} = 175 \text{ кг/см}^2.$$

Согласно формуле (89),

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{1 - \nu_{ср}^2}{E_{ср}} \cdot k_1' \frac{Pe}{\left(\frac{a}{2}\right)^3} = \frac{1 - 0{,}25^2}{175} \cdot \frac{1{,}9 \cdot 95{,}5 \cdot 0{,}16 \cdot 10^5}{\left(\frac{480}{2}\right)^3} =$$

$$= 0{,}00122 < 0{,}015.$$

Приведенные расчеты можно было бы уточнить учетом дополнительной осадки от веса засыпки, образующей давление P'; для этой цели можно использовать известный метод угловых точек (НиТУ 127—55). Однако в данном случае давление P' вызовет весьма небольшой обратный крен стенки в сторону засыпки, т. е. окажет благоприятное влияние, выравнивая осадки. По этой причине дополнительные деформации от указанного воздействия можно не учитывать.

На рис. 137,*з* изображены положения стенки после деформации основания.

Глава XX

ОСНОВЫ РАСЧЕТА ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ С ВЫСОКИМ СВАЙНЫМ РОСТВЕРКОМ

§ 73. СВАЙНЫЕ РОСТВЕРКИ С ЖЕСТКИМ РИГЕЛЕМ

Конструктивные типы свайных ростверков изображены на рис. 92—104. Если верхнее строение обладает небольшой жесткостью (деревянные или облегченные металлические конструкции), то подобные ростверки рассчитывают как разрезные балочные системы, что представляет достаточно простую задачу. В железобетонных свайных ростверках верхний ригель обычно нельзя рассматривать абсолютно жестким. По данным Н. А. Смородинского, лишь при отношениях толщины ригеля к полной ширине конструкции более чем 1 : 4,3 верхнее строение можно принять абсолютно жестким. С уменьшением этого отношения образуется погрешность тем большая, чем гибче ригель. В последнем случае расчеты следует вести с учетом деформации ригеля.

Расчет ростверков с жестким ригелем впервые был разработан Н. М. Герсевановым (1914 г.), представлявшим деформацию ригеля в виде горизонтального смещения a, вертикального b_0 и угла поворота c. Затем, выразив через эти величины осевые деформации и углы поворота свай в месте заделки, из условий равновесия системы им были получены уравнения:

$$\left.\begin{aligned} ax_{aa} + b_o x_{ab} + cx_{ac} &= H;\\ ax_{ab} + b_o x_{bb} + cx_{bc} &= V;\\ ax_{ac} + b_o x_{bc} + cx_{cc} &= M_0, \end{aligned}\right\} \qquad (90)$$

где H и V — горизонтальная и вертикальная составляющие внешних сил;

M_0 — момент этих же сил относительно точки пересечения оси крайней тыловой сваи с ростверком.

Коэффициенты канонических уравнений определяются из формул:

$$x_{aa} = \sum_0^n v_n \sin^2 \alpha_n + \sum_0^n i_n \cos^2 \alpha_n; \qquad (91)$$

$$x_{ab} = \sum_0^n v_n \sin \alpha_n \cos \alpha_n - \sum_0^n i_n \sin \alpha_n \cos \alpha_n; \qquad (92)$$

$$x_{ac} = \sum_0^n v_n x_n \sin \alpha_n \cos \alpha_n - \sum_0^n i_n \sin \alpha_n \cos \alpha_n - \sum_0^n \frac{i_n l_n}{2} \cos \alpha_n; \qquad (93)$$

$$x_{bb} = \sum_0^n v_n \cos^2 \alpha_n + \sum_0^n i_n \sin^2 \alpha_n; \tag{94}$$

$$x_{bc} = \sum_0^n v_n x_n \cos^2 \alpha_n + \sum_0^n i_n x_n \sin^2 \alpha_n + \sum_0^n \frac{1}{2} i_n l_n \sin \alpha_n; \tag{95}$$

$$x_{cc} = \sum_0^n v_n x_n^2 \cos \alpha_n + \sum_0^n i_n l_n x_n \sin \alpha_n + \sum_0^n i_n x_n^2 \sin^2 \alpha_n + \\ + \frac{1}{3} \sum_0^n i_n l_n^2. \tag{96}$$

В обычных конструкциях слагаемые, содержащие $i_n \sin \alpha_n$ и $i_n \sin^2 \alpha_n$, по сравнению с остальными весьма малы, и пренебрежение ими заметно упрощает расчеты.

Расчет по Н. М. Герсеванову сводится к определению из канонических уравнений (90) перемещений a, b_0 и c, а затем осевых усилий N_n, поперечных сил Q_n и изгибающих моментов в голове свай m_n, по формулам:

$$\left.\begin{aligned} N_n &= v_n b_n'; \\ Q_n &= i_n \left(a_n' - \frac{c l_n}{2}\right); \\ m_n &= \frac{i_n l_n}{2}\left(-a_n' + \frac{2}{3} c l_n\right), \end{aligned}\right\} \tag{97}$$

где $b_n' = a \sin \alpha_n + (b_0 + c x_n) \cos \alpha_n$ — деформация сваи в осевом направлении;

$a_n' = a \cos \alpha_n + (b_0 + c x_n) \sin \alpha_n$ — то же, в перпендикулярном оси направлении.

Вычисления упрощаются, если $v_n = \frac{E F_n}{l_n}$ и $i_n = \frac{12 E I_n}{l_n^3}$ выразить через упругие характеристики какой-нибудь сваи 0. Тогда приведенные $v_n' = \frac{E F_n l_0}{E_0 F_0 l_n}$ и $i_n' = \frac{12 E I_n}{l_n^3}$ заменят в формулах (91)—(97) величины v_n и i_n, что, очевидно, не изменит величин N_n, Q_n и m_n.

Обозначения, принятые в приведенных выше формулах, следующие:

l_0 и l_n — расчетные длины соответствующих свай, считая от места заделки в ригеле до сечения, условно принимаемого ниже дна в пределах $\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}$ глубины забивки;

E_0, E, F и F_0 — модули упругости и площади поперечного сечения;

I_n — момент инерции n-ой сваи в плоскости чертежа.

В случае, если все сваи ростверка имеют одинаковые размеры, то, имея в виду, что $I_0 = \frac{b^3 d}{12}$ и $F_0 = bd$, находим

$$v_n' = 1; \quad i_n' = \frac{12 I_0}{F_0 l_0^2} = \frac{b^2}{l_0^2},$$

где b и d — размеры сваи.

Учитывая, что обычно величина b значительно меньше l_0, во многих случаях i_n' по сравнению с v_n' является величиной настолько малой, что ею можно пренебречь. Пренебрежение i_n', как это вытекает из выражения (97), равносильно замене жесткой заделки свай в ригеле шарнирной ($Q_n = 0$, $m_n = 0$), что в ряде случаев вполне допустимо; при этом весьма упрощается вычисление по выражениям (91)—(96).

Недостатком метода Н. М. Герсеванова является необходимость решения трех уравнений для каждого случая загружения. Этот недостаток устраняется выбором особой точки моментов упругого центра, что позволяет разделить неизвестные и определить их простыми вычислениями. Однако большинство существующих методов все же приводит к довольно громоздким вычислениям. В этом отношении для практических расчетов наиболее удачным является метод Н. Н. Заремба-Владычанского. Используя решение Н. М. Герсеванова, он получил простые формулы, приводящие к элементарным расчетам.

Метод упругого центра (по Н. Н. Заремба-Владычанскому)

Определим усилия, вызываемые единичными деформациями (рис. 140):

$$a = 1; \quad b_0 = 1; \quad c = 1.$$

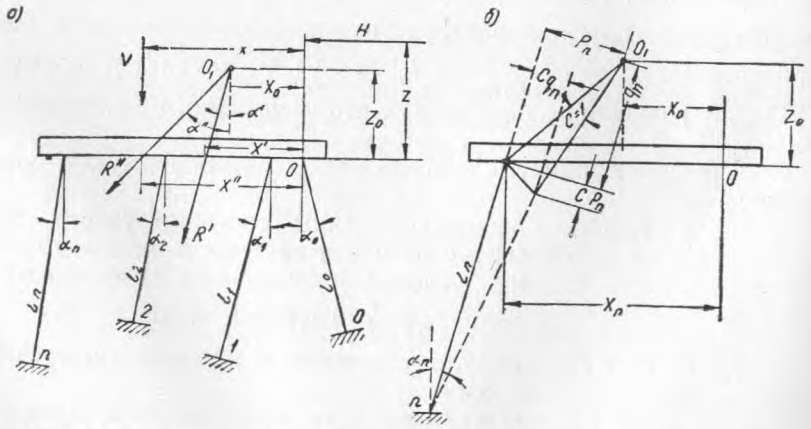


Рис. 140. К расчету свайного ростверка методом упругого центра

Придадим сначала ригелю только вертикальное смещение $b_0=1$. Вертикальная и горизонтальная составляющие силы, вызывающие такую деформацию, определяются из первых двух уравнений (90):

$$\left.\begin{aligned} R'\cos\alpha' &= x_{bb},\\ R'\sin\alpha' &= x_{ab}. \end{aligned}\right\} \tag{98}$$

Угол наклона силы R' к вертикали

$$\operatorname{tg}\alpha' = \frac{x_{ab}}{x_{bb}}. \tag{98а}$$

Момент силы R' относительно точки 0

$$M_0 = R'\cos\alpha'\cdot x'.$$

С другой стороны, из третьего уравнения (90) имеем

$$M_0 = x_{cb}.$$

Следовательно, расстояние $x' = \frac{x_{cb}}{x_{bb}}$.

Аналогично находим силу R'', вызывающую только горизонтальное смещение ригеля $a=1$:

$$\left.\begin{aligned} R''\cos\alpha'' &= x_{ab},\\ R''\sin\alpha'' &= x_{ac}. \end{aligned}\right\} \tag{99}$$

Расстояние x'' находим из третьего уравнения (90):

$$M_0 = x_{ac} = x''R''\cos\alpha'';$$

$$x'' = \frac{x_{ca}}{x_{ab}}. \tag{100}$$

Координаты точки пересечения сил R' и R'' определяются из очевидных геометрических соображений:

$$\left.\begin{aligned} z_0 &= \frac{x''-x'}{\operatorname{tg}\alpha''-\operatorname{tg}\alpha'},\\ x_0 &= x'-z\operatorname{tg}\alpha'. \end{aligned}\right\} \tag{101}$$

Точка O_1, называемая упругим центром, обладает следующими свойствами. Сила, приложенная в этой точке по направлению R', вызывает только вертикальное перемещение ригеля, а по направлению R''— горизонтальное. Следовательно, сила любого направления, пересекающая точку O_1, вызовет только поступательное перемещение без поворота ригеля. Если внешние силы образуют относительно упругого центра момент, то из теоремы о взаимности перемещения следует, что при этом ригель повернется вокруг точки O_1 без поступательного перемещения.

Величину момента, необходимого для поворота ригеля на угол $c=1$ (рис. 140,*б*), проще всего определить из следующих соображений. При повороте ригеля на угол $c=1$ перемещение головы n-й сваи в осевом направлении равно $cp_n = p_n$. Соответствующее этому осевое усилие в свае

$$N_n^0 = v_n p_n. \tag{102}$$

При повороте ростверка появятся также перерезывающая сила и момент, которые можно определить, используя формулу (97). В данном случае, учитывая направление смещения [1] $a_n' = -q_n$; $c=1$:

$$\left.\begin{aligned} Q_n^0 &= i_n\left(q_n + \frac{l_n}{2}\right), \\ m_n^0 &= \frac{1}{2} i_n l_n \left(q_n + \frac{2}{3} l_n\right). \end{aligned}\right\} \tag{103}$$

Составив сумму моментов сил N_n^0, Q_n^0 и m_n^0 относительно упругого центра O_1, находим

$$I = \sum_0^n v_n p_n^2 + \sum_0^n i_n \left(q_n + \frac{l_n}{2}\right)^2 + \frac{1}{12} \sum_0^n i_n l_n^2. \tag{104}$$

Далее из простых геометрических соображений определяем:

$$\left.\begin{aligned} p_n &= (x_n - x_0)\cos\alpha_n - z_0 \sin\alpha_n, \\ q_n &= (x_n - x_0)\sin\alpha_n + z_0 \cos\alpha_n. \end{aligned}\right\} \tag{105}$$

Составляющие внешних сил в направлениях R' и R'' можно определить разложением V и H на эти направления:

$$R_0' \cos\alpha' + R_0'' \cos\alpha'' = V;$$

$$R_0' \sin\alpha' + R_0'' \sin\alpha'' = H$$

или

$$\left.\begin{aligned} R_0' &= \frac{1}{\cos\alpha'} \cdot \frac{V \operatorname{tg}\alpha'' - H}{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha'}, \\ R_0'' &= \frac{1}{\cos\alpha''} \cdot \frac{H - V \operatorname{tg}\alpha'}{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha'}. \end{aligned}\right\} \tag{106}$$

Момент сил V и H относительно упругого центра

$$M_{0_1} = V(x - x_0) + H(z - z_0). \tag{107}$$

Осевое усилие от единичного вертикального смещения ригеля получим из формулы (97), приняв $b_0=1$, $a=0$, $c=0$:

$$N_n = v_n \cos\alpha_n.$$

---

[1] Знак угла поворота c принимается положительным при повороте против часовой стрелки, знак величины a_n' положителен при смещении сваи влево.

Соответствующая этому смещению вертикальная составляющая силы, согласно выражению (98), равна $R' \cos \alpha' = x_{bb}$, а вертикальная составляющая внешней силы, действующей в направлении $R'—R'_0 \cos \alpha'$. Следовательно, действительное усилие в свае

$$N_n' = v_n \cos \alpha_n \frac{R_0' \cos \alpha'}{x_{bb}}.$$

Аналогично находим осевое усилие в свае от силы $R''_0 \cos \alpha''$, приняв в выражении (97) $a=1$, $b_0=0$, $c=0$:

$$N_n'' = v_n \sin \alpha_n \frac{R_0'' \cos \alpha''}{x_{ab}}.$$

Осевое усилие от момента M_{0_1}, учитывая формулу (102),

$$N_n''' = \frac{M_{0_1}}{I} \cdot v_n p_n.$$

Полное осевое усилие

$$N_n = v_n \cos \alpha_n \frac{R_0' \cos \alpha'}{x_{bb}} + v_n \sin \alpha_n \frac{R_0'' \cos \alpha''}{x_{ab}} + \\ + v_n p_n \frac{M_{0_1}}{I}. \qquad (108)$$

Приняв в формуле (97) $b_0=1$; $a=0$; $c=0$, находим перерезывающую силу $Q_n = -i_n \sin \alpha_n$, возникающую от силы, вертикальная составляющая которой равна $R' \cos \alpha' = x_{bb}$. Действительная перерезывающая сила от $R'_0 \cos \alpha'$

$$Q_n' = -i_n \sin \alpha_n \frac{R_0' \cos \alpha'}{x_{bb}}.$$

Аналогично, полагая $a=1$, $b_0=0$, $c=0$ и имея в виду, что $R'' \cos \alpha'' = x_{ab}$, находим

$$Q_n'' = i_n \cos \alpha_n \frac{R_0'' \cos \alpha''}{x_{ab}}.$$

Перерезывающую силу от поворота ригеля получаем из выражения (103)

$$Q_n''' = -i_n \left(q_n + \frac{l_n}{2}\right) \frac{M_{0_1}}{I}.$$

Суммарная перерезывающая сила в голове n-й сваи

$$Q_n = -i_n \sin \alpha_n \frac{R_0' \cos \alpha'}{x_{bb}} + i_n \cos \alpha_n \frac{R_0'' \cos \alpha''}{x_{ab}} - \\ - i_n \left(q_n + \frac{1}{2} l_n\right) \frac{M_{0_1}}{I}. \qquad (109)$$

Аналогичным путем из выражений (97) и (103) находим момент в голове сваи:

$$m_n = \frac{i_n l_n}{2} \sin \alpha_n \frac{R_0' \cos \alpha'}{x_{bb}} - \frac{i_n l_n}{2} \cos \alpha_n \frac{R_0'' \cos \alpha''}{x_{ab}} +$$

$$+ \frac{i_n l_n}{2} \left(q_n + \frac{2}{3} l_n \right) \frac{M_{0_1}}{I} \qquad (110)$$

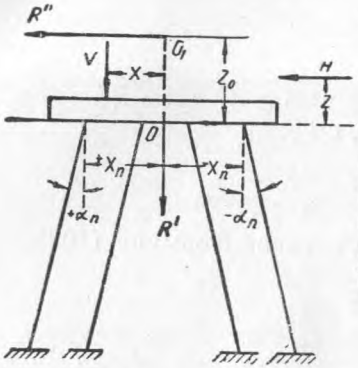


Рис. 141. Симметричный ростверк

и в нижней заделке (в грунте):

$$m_n = m_{n,0} + Q_n l_n.$$

Полученные формулы заметно упрощаются для симметричного ростверка (рис. 141). В этом случае, при выводе основных формул Герсеванова, точку моментов O целесообразно выбрать на оси симметрии. Тогда из формул (92) и (95) следует:

$$x_{ab} = 0; \quad x_{bc} = 0.$$

Кроме того, согласно выражению (98),

$$\operatorname{tg} \alpha' = 0 \text{ или } \alpha' = 0 \text{ и } x' = 0.$$

Иначе говоря, сила R' вертикальна и расположена на оси симметрии.

Далее из выражений (99) и (100) находим:

$$\operatorname{tg} \alpha'' = \infty \text{ или } \alpha'' = 90^\circ \text{ и } x'' = \infty,$$

т. е. R'' направлена горизонтально.

Координаты упругого центра определяются из выражений (99), (100) и (101).

Имеем:

$$x_0 = 0; \quad z_0 = \frac{x''}{\operatorname{tg} \alpha''} = \frac{x_{ca}}{x_{aa}}.$$

Величины p_n и q_n — из выражения (105) — для симметричного ростверка:

$$p_n = x_n \cos \alpha_n - z_0 \sin \alpha_n;$$
$$q_n = x_n \sin \alpha_n + z_0 \cos \alpha_n.$$

Для рассматриваемого случая из формулы (106) получаем

$$R_0' = V \text{ и } R_0'' = H.$$

В выражении (108) $\frac{R_0'' \cos \alpha''}{x_{ab}}$ превращается в неопределенность, которая легко раскрывается:

$$\operatorname{tg} \alpha'' = \frac{\sin \alpha''}{\cos \alpha''} = \frac{x_{aa}}{x_{ab}}$$

или

$$\frac{R_0'' \cos \alpha''}{x_{ab}} = \frac{R_0'' \sin \alpha''}{x_{aa}} = \frac{H}{x_{aa}};$$

тогда из выражения (108) получим

$$N_n = v_n \cos\alpha_n \frac{V}{x_{bb}} + v_n \sin\alpha_n \frac{H}{x_{aa}} + v_n p_n \frac{M_{0_1}}{I}. \qquad (111)$$

Введением аналогичных поправок из выражений (109) и (110) получаем остальные расчетные формулы:

$$Q_n = -i_n \sin\alpha_n \frac{V}{x_{bb}} + i_n \cos\alpha_n \frac{H}{x_{aa}} - i_n \left(q_n + \frac{l_n}{2}\right) \frac{M_{0_1}}{I}. \qquad (112)$$

$$m_n = \frac{i_n l_n}{2} \sin\alpha_n \frac{V}{x_{bb}} - \frac{i_n l_n}{2} \cos\alpha_n \frac{H}{x_{aa}} + \frac{i_n l_n}{2} \left(q_n + \frac{2}{3} l_n\right) \frac{M_{0_1}}{I}. \qquad (113)$$

§ 74. ПРИМЕР РАСЧЕТА ПО МЕТОДУ УПРУГОГО ЦЕНТРА

Задачей расчета является определение усилий в сваях набережной с передним шпунтом и с верхним жестким ригелем (рис. 142).

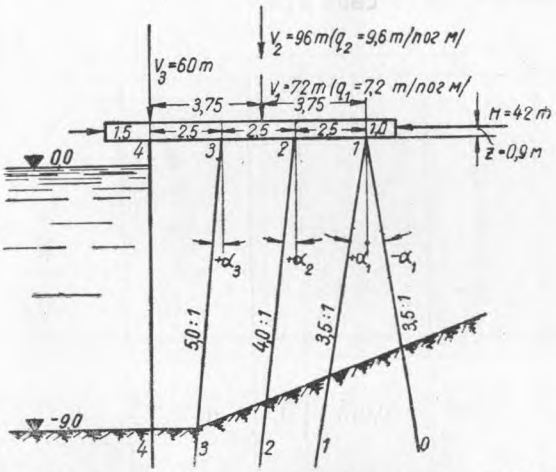


Рис. 142. К примеру расчета жесткого свайного ростверка

1. Основные нагрузки, действующие на набережную, состоят из трех комбинаций сил:

а) постоянно действующих нагрузок: собственного веса верхнего строения $V_1 = 72$ *т* и горизонтальной нагрузки (швартовной и распора грунта) $H = 42$ *т*;

б) равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $q = 3$ *т/м*^{2} или $V_2 = qab = 3 \cdot 3{,}2 \cdot 10 = 96$ *т*, где $a = 3{,}2$ *м* — расстояние между рядами свай (в плане), $b = 10$ *м* — ширина ростверка;

в) давления от катков крана $V_3 = 60$ *т*.

2. Вспомогательные величины, зависящие от геометрической схемы ростверка, вычислены в табл. 29.

Таблица 29

Вспомогательные величины, необходимые для расчета

№ сваи	Наклоны	α_n	$\sin \alpha_n$	$\cos \alpha_n$	$\sin^2 \alpha_n$	$\cos^2 \alpha_n$	$\sin \alpha_n \cos \alpha_n$	h	t	$l_n = h + \frac{2t}{3}$
0	3,5 : 1	16°54	—0,291	0,957	0,084	0,915	—0,278	8,0	12	16,0
1	3,5 : 1	16 54	0,291	0,957	0,084	0,915	0,278	9,0	10,5	16,0
2	4,0 : 1	14 0	0,242	0,97	0,058	0,94	0,235	10,0	9,0	16,0
3	5,0 ; 1	12 18	0,213	0,98	0,045	0,96	0,209	11,0	9,0	16,0
4		0	0	1	0	1	0	11,0	7,5	16,0

В таблице:
h — свободная длина сваи (пренебрегая засыпкой) в *м*;
t — ориентировочная глубина забивки в *м*;
l_n — расчетная длина сваи в *м*.

Упругие характе

№ сваи	$v_n \sin^2 \alpha_n$	$v_n \sin \alpha_n \cos \alpha_n$	$v_n \cos^2 \alpha_n$	x_n	$v_n x_n \sin \alpha_n \cos \alpha_n$	$v_n x_n \cos^2 \alpha_n$	$l_n \cos^2 \alpha_n$
0	0,084	—0,278	0,915	0	0	0	$5{,}71 \cdot 10^{-4}$
1	0,084	0,278	0,915	0	0	0	$5{,}71 \cdot 10^{-4}$
2	0,058	0,235	0,94	2,5	0,588	2,35	$5{,}87 \cdot 10^{-4}$
3	0,045	0,209	0,96	5,0	1,045	4,80	$6{,}0 \cdot 10^{-4}$
4	0	0	8,0	7,5	0	60,0	$5 \cdot 10^{-3}$
	0,271	0,444	11,73	—	1,633	67,15	$73{,}29 \cdot 10^{-4}$

3. Упругие характеристики свай, принимая сечение всех свай, включая и передний шпунтовый ряд, равным 40×40 *см*, вычисляют следующим образом.

Так как размеры одиночных свай идентичны, то, очевидно, $v_0=v_1=v_2=v_3=1$. Принимая шпунтовый ряд несущим, находим:

$$v_4=v_0\frac{a}{d}=\frac{1{,}0\cdot3{,}2}{0{,}4}=8,$$

$$i_0=i_1=i_2=i_3=\frac{d^2}{l_0^2}=\frac{0{,}4^2}{16^2}=6{,}25\cdot10^{-4},$$

$$i_4=i_0=\frac{a}{d}=6{,}25\cdot10^{-4}\cdot\frac{3{,}2}{0{,}4}=5\cdot10^{-3}.$$

Из формул (91)—(96) при помощи табл. 29 определяем (см. табл. 30);

Таблица 30

ристики свай

$i_n \sin\alpha_n \cos\alpha_n$	$i_n x_n \sin\alpha_n \cos\alpha_n$	$i_n x_n \sin^2\alpha_n$	$\frac{i_n l_n}{2}\cos\alpha_n$	$\frac{i_n l_n}{2}\sin\alpha_n$	$i_n \sin^2\alpha_n$
$-1{,}74\cdot10^{-4}$	0	0	$4{,}78\cdot10^{-3}$	$1{,}45\cdot10^{-3}$	$0{,}525\cdot10^{-4}$
$1{,}74\cdot10^{-4}$	0	0	$4{,}78\cdot10^{-3}$	$1{,}45\cdot10^{-3}$	$0{,}525\cdot10^{-4}$
$1{,}47\cdot10^{-4}$	$3{,}67\cdot10^{-4}$	$0{,}71\cdot10^{-4}$	$4{,}85\cdot10^{-3}$	$1{,}21\cdot10^{-3}$	$0{,}362\cdot10^{-4}$
$1{,}31\cdot10^{-4}$	$6{,}55\cdot10^{-4}$	$0{,}7\cdot10^{-4}$	$4{,}9\cdot10^{-3}$	$1{,}07\cdot10^{-3}$	$0{,}282\cdot10^{-4}$
0	0	0	$4{,}0\cdot10^{-2}$	0	0
$2{,}78\cdot10^{-4}$	$10{,}22\cdot10^{-4}$	$1{,}41\cdot10^{-4}$	$59{,}3\cdot10^{-3}$	$2{,}28\cdot10$	$1{,}69\cdot10^{-4}$

$$x_{aa} = \sum_0^n v_n \sin^2 \alpha_n + \sum_0^n i_n \cos^2 \alpha_n = 0{,}271 + 0{,}007 = 0{,}278,$$

$$x_{ab} = \sum_0^n v_n \sin \alpha_n \cos \alpha_n - \sum_0^n i_n \sin \alpha_n \cos \alpha_n = 0{,}444 - 0{,}0003 = 0{,}444,$$

$$x_{bb} = \sum_0^n v_n \cos^2 \alpha_n + \sum_0^n i_n \sin^2 \alpha_n = 11{,}73 - 0{,}00017 = 11{,}73,$$

$$x_{ac} = \sum_0^n v_n x_n \sin \alpha_n \cos \alpha_n - \sum_0^n i_n x_n \sin \alpha_n \cos \alpha_n -$$

$$- \sum_0^n \frac{1}{2} i_n l_n \cos \alpha_n = 1{,}633 - 0{,}0001 - 0{,}0593 = 1{,}574.$$

$$x_{bc} = \sum_0^n v_n x_n \cos^2 \alpha_n + \frac{1}{2} \sum_0^n i_n l_n \sin \alpha_n = 67{,}15 + 0{,}00017 = 67{,}15.$$

Слагаемые, содержащие

$$i_n \sin \alpha_n \cos \alpha_n;\ i_n \sin^2 \alpha_n;\ i_n x_n \sin \alpha_n \cos \alpha_n;\ \frac{1}{2} i_n l_n \sin \alpha_n,$$

ничтожно малы и на расчеты почти не влияют.

Далее из выражений (99), (98) и (100) определяем:

$$\operatorname{tg} \alpha' = \frac{x_{ab}}{x_{bb}} = \frac{0{,}444}{11{,}73} = 0{,}0378, \qquad \operatorname{tg} \alpha'' = \frac{x_{aa}}{x_{ab}} = \frac{0{,}278}{0{,}444} = 0{,}625,$$

$$x' = \frac{x_{bc}}{x_{bb}} = \frac{67{,}15}{11{,}73} = 5{,}72 \text{ м}, \quad x'' = \frac{x_{ac}}{x_{ab}} = 3{,}64 \text{ м}.$$

Координаты упругого центра, согласно (101):

$$z_0 = \frac{x'' - x'}{\operatorname{tg} \alpha'' - \operatorname{tg} \alpha'} = \frac{3{,}64 - 5{,}72}{0{,}625 - 0{,}0378} = -3{,}64 \text{ м},$$

$$x_0 = x' - z_0 \operatorname{tg} \alpha' = 5{,}72 + 3{,}64 \cdot 0{,}0378 = 5{,}85 \text{ м}.$$

Значения плеч p_n и q_n определяем из формулы (105) по табл. 31.

Таблица 31

Значения плеч p_n и q_n

№ сваи	$p_n = (x_n - x_0) \cos \alpha_n - z_0 \sin \alpha_n$	$q_n = (x_n - x_0) \sin \alpha_n + z_0 \cos \alpha_n$
0	(0—5,85) 0,957—3,64 · 0,291 = —6,66	(0—5,85)(0,291)—3,64 · 0.957 = —1,77
1	(0—5,85) 0,957+3,64 · 0,291 = - 4,54	(0—5,85) 0.291—3,64 · 0,957 = —5,17
2	(2,5—5,85) 0,97 +3,64 · 0.242 = —2,37	(2,5—5,85 0,242—3,64 · 0,97 = —4,35
3	(5,0—5,85) 0,98 +3,64 · 0,213 = —0,057	(5,0—5,85) 0,213—3,64 · 0,98 = —3,75
4	(7,5—5,85) · 1,0 = 1,65	(7,5—5,85) · 0—3,64 · 1,0 = —3,64

Для определения I предварительно вычислим вспомогательные величины (табл. 32).

Таблица 32

Вспомогательные величины для определения I

№ сваи	$v_n\ p_n^2$	$i_n\left(q_n+\frac{l_n}{2}\right)^2$	$i_n l_n^2$
0	$1{,}0 \cdot 6{,}66^2 = 44{,}5$	$6{,}25 \cdot 10^{-4}(-1{,}77+8)^2 = 0{,}024$	$6{,}25 \cdot 10^{-4} \cdot 16^2 = 0{,}16$
1	$1{,}0 \cdot 4{,}54^2 = 20{,}7$	$6{,}25 \cdot 10^{-4}(-5{,}17+8)^2 = 0{,}005$	$6{,}25 \cdot 10^{-4} \cdot 16^2 = 0{,}16$
2	$1{,}0 \cdot 2{,}37^2 = 5{,}62$	$6{,}25 \cdot 10^{-4}(-4{,}35+8)^2 = 0{,}008$	$6{,}25 \cdot 10^{-4} \cdot 16^2 = 0{,}16$
3	$1{,}0 \cdot 0{,}057^2 = 0{,}003$	$6{,}25 \cdot 10^{-4}(-3{,}75+8)^2 = 0{,}0116$	$6{,}25 \cdot 10^{-4} \cdot 16^2 = 0{,}16$
4	$8 \cdot 1{,}65^2 = 21{,}8$	$5 \cdot 10^{-3}(-3{,}64+8)^2 = 0{,}099$	$5 \cdot 10^{-3} \cdot 16^2 = 1{,}28$
	$\Sigma = 92{,}62$	$\Sigma = 0{,}147$	$\Sigma = 1{,}92$

Пользуясь данными табл. 32, согласно формуле (104) находим

$$I = \sum_0^n v_n p_n^2 + \sum_0^n i_n\left(q_n+\frac{l_n}{2}\right)^2 + \frac{1}{12}\sum_0^n i_n l_n^2 =$$

$$= 92{,}62 + 0{,}147 + \frac{1{,}92}{12} = 92{,}93.$$

Величины $R_0' \cos\alpha'$, $R_0'' \cos\alpha''$ и M_{0_1} вычисляем из выражений (106) и (107) отдельно для каждого случая загружения и сводим их в табл. 33.

Таблица 33

Значения $R_0' \cos\alpha'$, $R_0'' \cos\alpha''$ и M_{0_1}

Действующие нагрузки т	$R_0' \cos\alpha'$	$R_0'' \cos\alpha''$	$M_{0_1} = V(x-x_0) + H(z-z_0)$
$V_1 = 72$ $H = 42$	$\frac{0{,}625 \cdot 72 - 42}{0{,}625 - 0{,}0378} = 5{,}1$	$\frac{42 - 72 \cdot 0{,}0378}{0{,}625 - 0{,}0378} = 67$	$72\,(3{,}75 - 5{,}85) +$ $+ 42\,(0{,}9 + 3{,}64) = 38{,}8$
$V_2 = 96$	$\frac{0.625 \cdot 96}{0{,}625 - 0{,}0378} = 102{,}1$	$\frac{-96 \cdot 0{,}0378}{0{,}625 - 0{,}0378} = -62$	$96(3{,}75 - 5{,}85) =$ $= -201{,}6$
$V_3 = 60$	$\frac{0{,}625 \cdot 60{,}0}{0{,}625 - 0{,}0378} = 63{,}8$	$\frac{-60 \cdot 0{,}0378}{0{,}625 - 0{,}0378} = -3{,}9$	$60(7{,}5 - 5{,}85) = 99$

Усилия в сваях определяем из формул (108), (109) и (110). Результаты вычислений приведены в табл. 34.

Таблица 34

Усилия в сваях

№ сваи	$V_1 = 72$ т, $H = 42$ т			$V_2 = 96$ т			$V_2 = 60$ т		
	$N_{n,1}$	$Q_{n,1}$	$m_{n,1}$	$N_{n,2}$	$Q_{n,2}$	$m_{n,2}$	$N_{n,3}$	$Q_{n,3}$	$m_{n,3}$
0	−46,4	0,07	−0,7	26,9	−0,03	−0,15	0,6	−0,02	0,1
1	42,5	0,08	−0,7	14,1	−0,02	−0,05	− 2,1	−0,01	0,1
2	36,0	0,09	−0,75	10,1	−0,03	−0,06	0,7	−0,01	0,15
3	32,5	0,09	−0,78	5,5	−0,03	−0,07	3,4	−0,01	0,18
4	9,0	0,90	−5,52	40,7	−0,25	−0,70	57,6	−0,13	0,9

Правильность вычислений проверяется из уравнений равновесия:

$$\sum_0^n N_n \sin \alpha_n + \sum_0^n Q_n \cos \alpha_n = H,$$

$$\sum_0^n N_n \cos \alpha_n - \sum_0^n Q_n \sin \alpha_n = V,$$

$$\sum_0^n m_n + \sum_0^n N_n x_n \sin \alpha_n - \sum_0^n Q_n x_n \sin \alpha_n = Vx + Hz = M_0.$$

Из трех комбинаций нагрузок определяем расчетные усилия. Они составляют (в т):

для сваи 0 . . . . . — 46,4

» » 1 . . . . . + 56,6

» » 2 . . . . . + 46,8

» » 3 . . . . . + 41,4

Для шпунтового ряда 4 усилие на 1 *пог. м*:

$$\frac{107{,}3}{3{,}2} = 33{,}5 \text{ т/пог.м} \text{ и момент} - \frac{6{,}35}{3{,}5} \approx -2 \text{ тм}.$$

Результаты расчета показывают, что при учете жесткого защемления голов свай перерезывающие силы и изгибающие моменты получаются малыми. Лишь в конструкциях, опирающихся на сваи или колонны значительной жесткости, могут образоваться заметные моменты и перерезывающие силы.

По расчетным осевым усилиям в сваях определяется глубина их забивки [16].

Изгибающие моменты и перерезывающие силы в ригеле, при известных опорных реакциях, определяются элементарно. Расчеты и конструирование верхнего строения производят обычными методами, известными из курса инженерных конструкций.

§ 75. РАСЧЕТ СВАЙНОГО РОСТВЕРКА С УПРУГИМ РИГЕЛЕМ

Выше указывалось, что пренебрежение деформациями ригеля в ряде случаев не соответствует действительным условиям работы конструкции. Учет упругости довольно существенно отражается на изгибающих моментах в ригеле и в меньшей степени — на усилиях в сваях.

В 1934 г. В. С. Скуратов и Н. И. Шапошников предложили способ расчета свайного ростверка с упругим ригелем. Но из-за сложности решения этот метод в практических расчетах не получил большого распространения.

В 1940 г. Б. Ф. Горюновым [7] был предложен способ расчета свайных ростверков с упругим ригелем методом последовательных приближений. Расчет начинается с определения деформации свайного козла, на который передается вся горизонтальная нагрузка; поправки на изменение этой деформации от горизонтальной проекции усилий в остальных наклонных сваях в дальнейшем не учитываются. Образующиеся таким образом погрешности вводятся и в последующие расчеты, вследствие чего решение получается приближенным. Сам автор указывает, что расчет непригоден при большой жесткости ригеля из-за расходящегося характера поправок, получающихся в последующих приближениях.

Метод расчета, предложенный Н. А. Смородинским в 1949 г. [19] для случая шарнирного соединения свай с ригелями, является более точным. При расчете по этому методу, помимо упругой деформации свай, учитывается и податливость грунта. Надо, однако, заметить, что подобные уточнения могут быть внесены и в другие методы расчета введением, например, эквивалентной длины или сечения свай. Основным недостатком этого метода расчета являются его сложность и громоздкость вычислений.

В 1955 г. Н. Н. Зарембо-Владычанским [11] предложен новый метод, заметно отличающийся от предыдущих простотой решения и удобством применения в практических расчетах.

Метод расчета Н. Н. Зарембо-Владычанского. Для упрощения расчета принимается шарнирное соединение свай с ригелем и основанием. По исследованиям автора, приемлемость этого допущения зависит в основном от схемы сооружения и в меньшей степени от длины свай. Если в конструкции имеется козловая схема (рис. 143,*а*), то горизонтальные смещения ригеля ограничены и в таком случае моменты в местах сопряжения свай с ригелем незначительны. Напротив, в схемах, где сваи расположены без пересечения в ригеле (рис. 143,*б*), горизонтальные смещения более значительны и моменты в сваях увеличиваются.

При веерообразном расположении свай (рис. 143,*в*) из-за относительно малой жесткости конструкции образуются довольно-

но значительные моменты в сваях; по этой причине подобные схемы должны быть признаны нецелесообразными.

Длина сваи сравнительно мало влияет на ее изгиб. По оценке автора, для железобетонных свай обычных сечений лишь

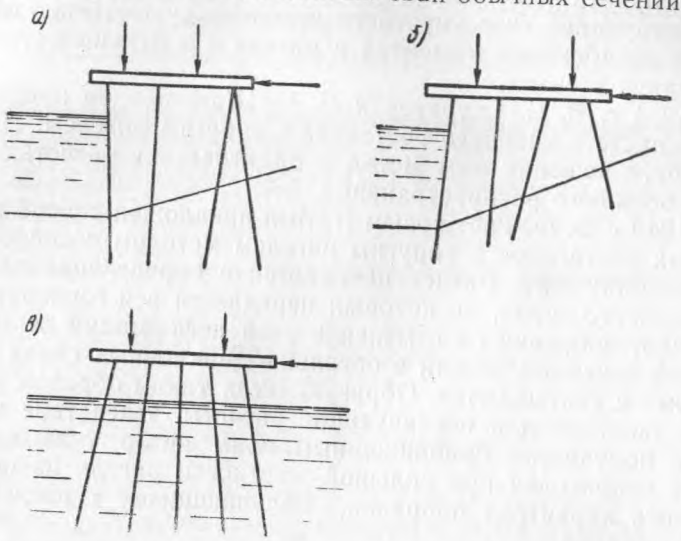


Рис. 143. Схемы расположения свай в ростверках

при их расчетной длине менее 5—6 *м* возникает необходимость в уточнении расчетов путем учета заделки. Учитывая, что в

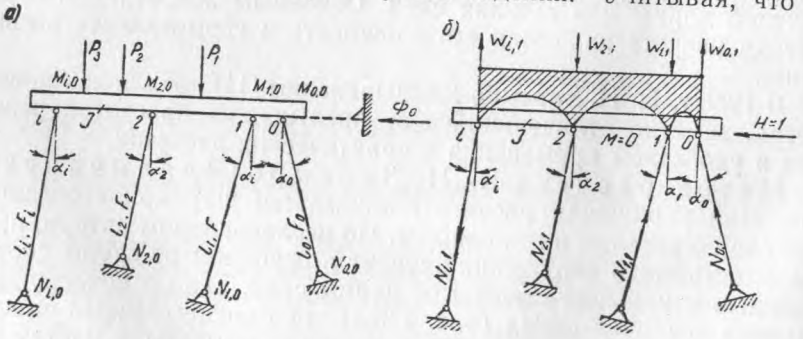


Рис. 144. К расчету ростверка с упругим ригелем

обычных конструкциях причальных сооружений сваи намного длиннее, Н. Н. Зарембо-Владычанский рекомендует принимать шарнирную расчетную схему, пригодную для большинства случаев.

Схема, изображенная на рис. 144, может быть рассчитана как многопролетная балка на упругих опорах. Однако при этом из-за наклонных свай и действия горизонтальной нагрузки придется одновременно учитывать горизонтальные и вертикальные деформации, что приведет к весьма сложному решению. В целях упрощения задачи целесообразно рассмотреть в отдельности действие вертикальных и горизонтальных нагрузок. Для этого следует закрепить ростверк на уровне шарниров фиктивной жесткой связью, лишающей систему свободы горизонтального смещения. Тогда ригель представит собой балку на опорах, упругие деформации которых возможны лишь в вертикальном направлении. Расчет такой балки представляет сравнительно простую задачу и может быть произведен, например, посредством известного из строительной механики уравнения пяти моментов. Для приведения искусственно созданной расчетной схемы к действительной следует к системе приложить горизонтальную силу Φ_0 обратного по сравнению с горизонтальной опорной реакцией направления и определить возникающие при этом в сваях дополнительные усилия.

Так как, кроме фиктивной силы, имеются и действительные горизонтальные нагрузки, расчеты удобнее вести для силы $H=1$, приложенной на месте фиктивной опоры (рис. 144,*б*).

Если принять ригель упругим, каким он и является в действительности, придется учитывать его деформации, что намного осложняет расчеты. Н. Н. Зарембо-Владычанский для упрощения расчетов предложил наложить на систему жесткий «кондуктор» K, препятствующий изгибу ригеля, но не стесняющий деформацию свай. Приведенная таким способом к жесткому ригелю система может быть рассчитана на горизонтальную нагрузку $H=1$ методом упругого центра.

В результате в сваях получим усилия

$$N_{0,1},\quad N_{1,1},\quad N_{2,1}\ .\ .\ .\ N_{i,1}$$

Горизонтальная составляющая этих усилий

$$\Phi = \Sigma N_i \sin \alpha_i.$$

Усилия в связях кондуктора с ригелем определяются проектированием на вертикальную ось:

$$\left.\begin{aligned} W_{0,1} &= N_{0,1}\cos\alpha_0,\\ W_{1,1} &= N_{1,1}\cos\alpha_1,\\ &\ldots\ldots\ldots\\ W_{i,1} &= N_{i,1}\cos\alpha_i. \end{aligned}\right\} \qquad (114)$$

Силы $W_{i,1}$ направленные вниз, примем положительными.

Для устранения влияния кондуктора следует систему рассчитать на действие обратно направленных сил $W_{i,1}$ (рис. 145). Вновь накладывая горизонтальную связь, расчет ведем по схеме балки на упругих опорах и определяем их вертикальные реакции

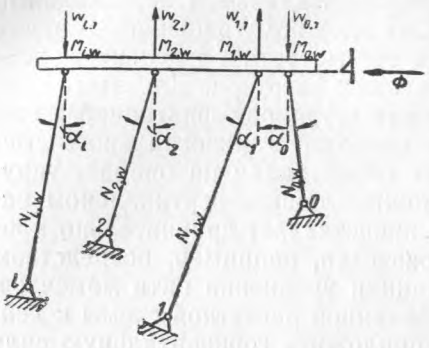


Рис. 145. К расчету ростверка с упругим ригелем (система рассчитывается на действие обратных сил)

$$R_{0,W},\quad R_{1,W}\ldots R_{i,W}.$$

и усилия в сваях

$$\left.\begin{aligned} N_{0,W} &= \frac{R_{0,W}}{\cos\alpha_0},\\ N_{1,W} &= \frac{R_{1,W}}{\cos\alpha_1},\\ &\ldots\ldots\\ N_{i,W} &= \frac{R_{i,W}}{\cos\alpha_i}. \end{aligned}\right\} \qquad (115)$$

Тогда фиктивная горизонтальная реакция

$$\Phi = \sum N_{i,W}\sin\alpha_i = \sum R_{i,W}\operatorname{tg}\alpha_i \qquad (116)$$

с положительным направлением влево.

Далее, опять устраняем действие опорной связи, добавляя к системе силу Φ, направленную в обратную сторону, наложив вновь кондуктор. Но на этот раз, используя полученные результаты предыдущего расчета (для силы $H=1$), определяем реакции в связях вторичного кондуктора:

$$\left.\begin{aligned} W'_{0,W} &= -\Phi W_{0,W},\\ W'_{1,W} &= -\Phi W_{1,W},\\ &\ldots\ldots\\ W'_{i,W} &= -\Phi W_{i,W}. \end{aligned}\right\} \qquad (117)$$

Прикладывая эти усилия (см. схему на рис. 146), находим в соответствующих сваях:

$$\left.\begin{aligned} N'_{0,W} &= -\Phi N_{0,W},\\ N'_{1,W} &= -\Phi N_{1,W},\\ &\ldots\ldots\\ N'_{i,W} &= -\Phi N_{i,W}, \end{aligned}\right\} \qquad (118)$$

где $N_{i,W}$ — ранее найденное усилие от $H=1$.

Вторичная фиктивная реакция

$$\Phi' = -\sum N'_{i,W} \sin \alpha_i = \Phi \sum N_{i,W} \sin \alpha_i = \Phi^2.$$

Аналогично получаем:

$$\Phi'' = \Phi^3; \quad \Phi''' = \Phi^4 \text{ и т. д.}$$

Для любой расчетной величины

$$x_i = (x_{il} + x_{iW})(1 + \Phi + \Phi^2 + \ldots + \Phi^n). \qquad (119)$$

Сумма второго сомножителя правой части уравнения (119) представляет собой геометрическую прогрессию, условием сходимости которой является, как известно, $\Phi<1$.

Для шарнирных абсолютно гибких ростверков вследствие геометрической изменяемости условием равновесия является, очевидно, равенство $\Phi=H=1$.

Схему абсолютно жесткого ригеля при расчете на силу $H=1$ можно получить из рис. 144,*б*, удалив связи кондуктора. В этом случае, очевидно,

$$W_{i,1}=0 \quad \text{и} \quad N_{i,W}=0;$$

тогда из уравнения (116) $\Phi=0$.

Очевидно, что для упругого ригеля всегда соблюдается условие

$$0<\Phi<1.$$

Учитывая убывающий характер геометрической прогрессии в формуле (119), переписываем ее в виде

$$x_i = (x_{i,l} + x_{i,W}) \frac{1}{1-\Phi}. \qquad (119\,а)$$

Полученные выводы позволяют наметить порядок расчета, выполняемого в три стадии:

1) после закрепления фиктивной опорой ригель рассчитывается на вертикальные силы $P_1, P_2, \ldots, P_i$ (рис. 144,*а*), в результате чего определяются усилия в сваях $N_{i,0}$, моменты в опорных сечениях ригеля $M_{i,0}$ и фиктивная реакция

$$\Phi_0 = \sum_0^n N_{i,0} \sin \alpha_i;$$

2) на ригель накладывается «кондуктор», производится расчет на горизонтальную силу $H=1$ и определяются усилия в сваях $N_{i,1}$ и реакция в связях кондуктора $W_{i,1} = N_{i,1} \cos \alpha_{i,1}$ (рис. 146);

3) наконец, ригель, закрепленный от горизонтального смещения фиктивной опорой, вновь рассчитывается как балка на упругих опорах, на действие обратно направленных сил $W_{i,1}$, полученных из предыдущего расчета (см. рис. 145).

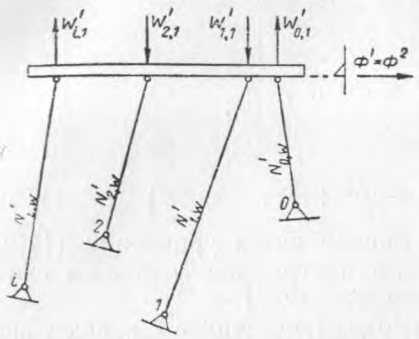


Рис. 146. К расчету балки на упругих опорах

При этом определяются реакции опор $R_{i,W}$, усилия в сваях $N_{i,W}=\frac{R_{i,W}}{\cos\alpha_i}$ и изгибающие моменты в опорных сечениях ригеля.

Вычисляется также фиктивная реакция:

$$\Phi=\sum R_{i,W}\operatorname{tg}\alpha_i.$$

Указанные выше три стадии расчета позволяют получить расчетные усилия в сваях:

а) от вертикальных нагрузок $P_1, P_2, \ldots, P_m$

$$N_i'=N_{i,0}-\Phi_0(N_{i,1}+N_{i,W})\frac{1}{1-\Phi}; \qquad (120)$$

б) от горизонтальной нагрузки H

$$N_i''=H(N_{i,1}+N_{i,W})\frac{1}{1-\Phi}. \qquad (120\,а)$$

Моменты в опорных сечениях:

а) от вертикальных нагрузок

$$M_i'=M_{i,0}-\Phi_0 M_{i,W}\frac{1}{1-\Phi}; \qquad (121)$$

б) от горизонтальной нагрузки H

$$M_i''=HM_{i,H}\frac{1}{1-\Phi}. \qquad (121\,а)$$

Если горизонтальная сила смещена от линии шарниров, расчет балки на упругих опорах ведется с учетом моментов, приложенных в нужных местах; в остальном расчеты остаются прежними.

Прежде чем привести пример расчета по изложенному выше методу, напомним некоторые сведения из теории расчета балки на упругих опорах.

Из теории расчета балки на упругих опорах. Если горизонтальные деформации опор балки отсутству-

ют, можно применить известное из строительной механики уравнение пяти моментов.

При постоянной жесткости балки моменты для пяти последовательно взятых опор (рис. 147) записываются в следующем виде:

$$\delta_{n-2,\,n} M_{n-2} + \delta_{n-1,\,n} M_{n-1} + \delta_{n,n} M_n + \delta_{n+1,\,n} M_{n+1} + \\ + \delta_{n+2,\,n} M_{n+2} = k_n. \qquad (122)$$

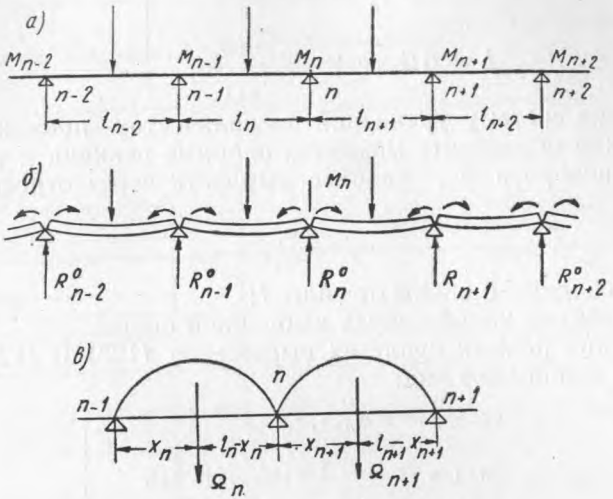


Рис. 147. Значения L и R

Коэффициенты $\delta_{i,n}$ представляют увеличение в $6EI$ раз углов поворота опорного сечения n для схемы разрезных балок от единичных моментов, приложенных на опорах i.

Углы поворота в общем случае определяются так:

$$\left.\begin{aligned}
&\delta_{n-2,\,n} = \frac{6EI\omega_{n-1}}{l_{n-1} \cdot l_n}, \\
&\delta_{n-1,\,n} = l_n - \frac{6EI}{l_n^2}\left(\omega_{n-1}\frac{l_{n+1}+l_n}{l_{n-1}} + \omega_n \frac{l_n + l_{n+1}}{l_{n+1}}\right), \\
&\delta_{n,n} = 2(l_n + l_{n+1}) + 6EI\left[\frac{\omega_{n-1}}{l_n^2} + \omega_n \frac{(l_n + l_{n+1})^2}{l_n^2 l_{n+1}^2} + \frac{\omega_{n+1}}{l_{n+1}^2}\right].
\end{aligned}\right\} \qquad (123)$$

Здесь ω_i — упругая осадка соответствующей опоры от единичной силы.

Свободный член

$$k_n = -L_n l_{n+1} - R_n l_n - 6EI\left[\frac{\omega_{n-1} \cdot R^0_{n-1}}{l_n} - \frac{\omega_n R^0_n (l_n + l_{n+1})}{l_n \cdot l_{n+1}} + \right. \\ \left. + \frac{\omega_{n+1} R^0_{n+1}}{l_{n+1}}\right], \qquad (124)$$

где R_i^0 — реакция i-й опоры для разрезных балок с учетом нагрузки обоих пролетов (рис. 147,*б*);

R_n и L_n — увеличенные в $\frac{6}{l_n}$ раз правые и левые фиктивные реакции n-й опоры от эпюры моментов, принятых за нагрузку (рис. 147,*в*), т. е.

$$\left.\begin{aligned} R_n &= \frac{6\,\Omega_n x_n}{l_n^2}, \\ L &= 6\,\Omega_{n+1} + \frac{l_{n+1} - x_{n+1}}{l_{n+1}^2}. \end{aligned}\right\} \qquad (125)$$

Составив систему уравнений по количеству промежуточных опор, можно определить моменты, опорные реакции и т. д.

Углы поворота $\delta_{i,n}$ удобнее выразить через относительные осадки:

$$\omega_i' = \frac{\omega_i}{\omega_0},$$

где ω_i — осадка i-й опоры от силы *1*;

ω_0 — осадка какой-нибудь выбранной опоры.

Тогда при равных пролетах выражения (123) и (124) упрощаются и принимают вид:

$$\left.\begin{aligned} \delta_{n-2,\,n} &= k\,\omega_{n-1}', \\ \delta_{n-1,\,n} &= 1 - 2k\,(\omega_{n-1}' + \omega_n'), \\ \delta_{n,n} &= 4 + k\,(\omega_{n-1}' + 4\,\omega_n' + \omega_{n+1}'), \end{aligned}\right\} \qquad (123\,а)$$

где

$$k = \frac{6\,EI}{l^3}\,\omega_0. \qquad (123\,б)$$

$$k_n = -L_n - R_n - kl\,(\omega_{n-1}'\,R_{n-1}^0 - 2\,\omega_n' R_n^0 + \omega_{n+1}'\,R_{n+1}^0). \qquad (124\,а)$$

При отсутствии горизонтальных смещений осадка i-й опоры для одиночной сваи

$$\left.\begin{aligned} \omega_i &= \frac{S}{EF_i \cos^2\alpha_i}, \\ \text{а относительная осадка} \\ \omega_i' &= \frac{S_i F_2 \cos^2\alpha_2}{S_2 F_i \cos^2\alpha_i}. \end{aligned}\right\} \qquad (126)$$

Осадка свайного козла от единичной нагрузки определяется из выражения

$$\left.\begin{aligned} \omega_i &= \frac{1}{\frac{EF_0 \cos^2\alpha_0}{S_0} + \frac{EF_1 \cos^2\alpha_1}{S}}, \\ \text{а относительная осадка} \\ \omega_i' &= \frac{\cos^2\alpha_2\,EF_2}{S_2\left(\frac{EF_2 \cos^2\alpha_0}{S_0} + \frac{EF_1 \cos^2\alpha_1}{S_1}\right)}, \end{aligned}\right\} \qquad (126\,а)$$

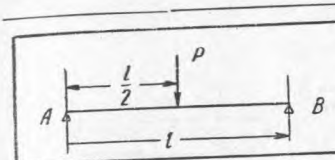
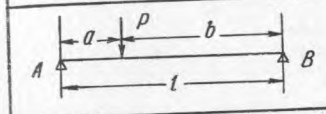
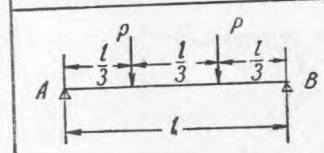
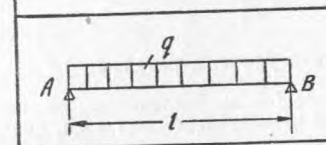
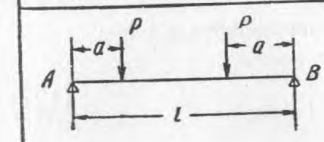
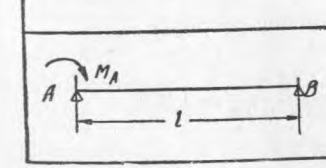
где S_2 и α_2 — длина и угол наклона выбранной сваи;
S_0, S_1, α_0, α_1 — то же, для козловых свай.

Значения L_n и R_n можно найти в справочнике ПСП, т. II, стр. 354, 1934.

В табл. 35 даны значения L и R для часто встречающихся случаев.

Таблица 35

Значения L и R

Схема нагрузки	Площадь эпюры моментов Ω	Грузовые члены $L=\frac{6}{l}A$, $R=\frac{6}{l}B$
	$\frac{Pl^2}{8}$	$L=\frac{3}{8}Pl$ $R=\frac{3}{8}Pl$
	$\frac{Pab}{2}$	$L=\frac{Pab}{l^2}(b+l)$ $R=\frac{Pab}{l^2}\left(a+l\right)$
	$\frac{2}{9}Pl^2$	$L=\frac{2}{3}Pl$ $R=\frac{2}{3}Pl$
	$\frac{ql^3}{12}$	$L=\frac{ql^2}{4}$ $R=\frac{ql^2}{4}$
	$Pa(l-a)$	$L=3Pa(l-a)$ $R=3Pa(l-a)$
	$\frac{1}{2}M_Al$	$L=2M_A$ $R=M_A$

Пример расчета свайного причала по методу Н. Н. Зарембо-Владычанского.

Для сопоставления ростверков с жестким и упругим ригелями произведем расчет свайного причала (изображенного на рис. 142), основные геометрические характеристики которого приведены ниже.

В отличие от предыдущего примера, на этот раз учтем влияние деформации ригеля толщиной 0,5 *м* при ширине 3,2 *м*. Момент инерции $I_p=0{,}033$ *м*

Основные геометрические характеристики ростверка

№ сваи	Площадь F, $м^2$	Расчетная длина S, $м$	sin α	cos α
0	$0{,}4 \times 0{,}4 = 0{,}16$	16,0	—0,291	0,957
1	0,16	16,0	0,291	0,957
2	0,16	16,0	0,242	0,97
3	0,16	16,0	0,213	0,98
4	$0{,}16 \cdot \frac{3{,}2}{0{,}4} = 1{,}28$	16,0	0	1,0

Наложим на ригель горизонтальную связь и произведем расчет его как балки на упругих опорах (рис. 148,*а*).

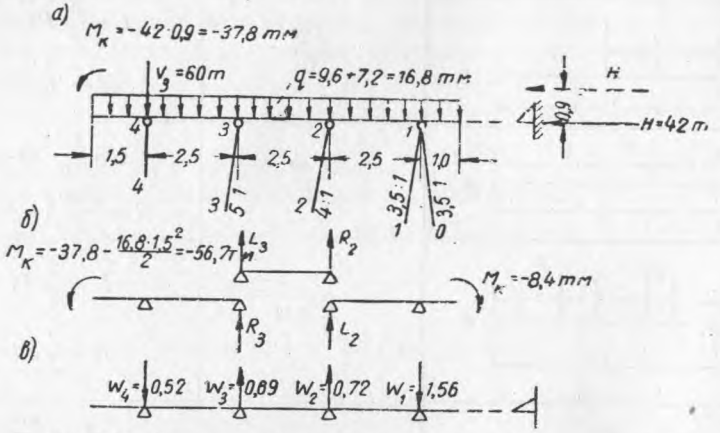


Рис. 148. К примеру расчета ростверка с упругим ригелем

Горизонтальная сила H приложена на высоте 0,9 *м*. Переносим ее на линию шарниров и добавляем при этом момент $M = -42 \cdot 0{,}9 = -37{,}8$ *тм*, считая его приложенным к передней бортовой балке.

Уравнения пяти моментов для опор *2* и *3* записываются в виде:

$$\left.\begin{aligned} \delta_{2,2} M_2 + \delta_{3,2} M_3 &= K_2, \\ \delta_{2,3} M_2 + \delta_{3,3} M_3 &= K_3. \end{aligned}\right\} \qquad (127)$$

Условимся осадки всех опор привести к деформации опоры *2*. Пользуясь выражениями (123,б) и (126), находим

$$K = \frac{6EI}{l^3} \cdot \frac{S_2}{EF_2 \cos^2 \alpha_2} = \frac{6 \cdot 0{,}033}{2{,}5^3} \cdot \frac{16}{0{,}16 \cdot 0{,}97^2} = 1{,}362.$$

Относительные осадки:

$$\omega_2' = \frac{\omega_2}{\omega_2} = 1;$$

$$\omega_3' = \frac{16 \cdot 0{,}16 \cdot 0{,}97^2}{16 \cdot 0{,}16 \cdot 0{,}98^2} = 0{,}98,$$

$$\omega_4' = \frac{16 \cdot 0{,}16 \cdot 0{,}97^2}{16 \cdot 1{,}28 \cdot 1{,}0^2} = 0{,}117.$$

Из формулы (126) находим относительную осадку свайного козла; так как

$$F_0 = F_1 = F_2, \quad S_0 = S_1 = S_2,$$

то

$$\omega_1' = \frac{\cos^2\alpha_2}{\cos^2\alpha_0 + \cos^2\alpha_1} = \frac{0{,}97^2}{2 \cdot 0{,}957} = 0{,}513.$$

Далее по выражению (123) определяем:

$$\delta_{2,2} = 4 + K(\omega_1' + 4\omega_2' + \omega_3') = 4 + 1{,}362\,(0{,}513 + 4 \cdot 1{,}0 + 0{,}98) = 11{,}48,$$

$$\delta_{2,3} = \delta_{3,2} = 1 - 2K(\omega_2' + \omega_3') = 1{,}0 - 2 \cdot 1{,}362\,(1{,}0 + 0{,}98) = -4{,}4,$$

$$\delta_{3,3} = 4 + K(\omega_2' + 4\omega_3' + \omega_4') = 4 + 1{,}362\,(1{,}0 + 4 \cdot 0{,}98 + 0{,}117) = 10{,}91.$$

Тогда из формулы (127) получим:

$$M_3 = 0{,}0413\,K_3 + 0{,}1082\,K_2,$$

$$M_2 = 0{,}1028\,K_2 + 0{,}0413\,K_3.$$

Грузовые члены L_n и R_n (рис. 148,*б*) вычислены в табл. 36.

Таблица 36

Значения L_n и R_n (в *тм*)

Нагрузки	L_2	L_3	R_2	R_3
$V_3 = 60$ *т* $q_1 + q_2 = 16{,}8$ *т/пог.м*	0 $-8{,}4 + \frac{16{,}8 \cdot 2{,}5^2}{4} =$ $= 17{,}85$	0 $\frac{16{,}8 \cdot 2{,}5^2}{4} =$ $= 26{,}25$	0 $\frac{16{,}8 \cdot 2{,}5^2}{4} =$ $= 26{,}25$	0 $-56{,}7 +$ $+ \frac{16{,}8 \cdot 2{,}5^2}{4} =$ $= -30{,}45$

Опорные реакции для разрезной системы балок (рис. 148,*б*) вычислены в табл. 37.

Таблица 37

Значения опорных реакций R^0 (в *т*)

Нагрузки	R_1^0	R_2^0	R_3^0	R_4^0
$V_3 = 60$ *т* $q = 16{,}8$ *т пог.м*	0 $16{,}8\left(\frac{2{,}5}{2} + 1{,}0\right) +$ $+ \frac{8{,}4}{2{,}5} = 41{,}16$	0 $16{,}8 \cdot 2{,}5 -$ $- \frac{8{,}4}{2{,}5} = 38{,}64$	0 $16{,}8 \cdot 2{,}5 -$ $- \frac{56{,}7}{2{,}5} = 19{,}32$	0 $16{,}8\left(\frac{2{,}5}{2} + 1{,}5\right) +$ $+ \frac{56{,}7}{2{,}5} = 68{,}88$

Далее, пользуясь выражением (124,а) определяем по табл. 38 значения K_2 и K_3.

Таблица 38

Определение значений K_2 и K_3

Нагрузки	K_2	K_3
$V_3 = 60$ *т*	0	$-Kl\,\omega_4' R^{\circ}_4 = -1{,}362 \cdot 2{,}5 \times \times 0{,}117 \cdot 60 = -2{,}39$
$q = 16{,}8$ *т /пог. м*	$-17{,}85 - 26{,}25 - 1{,}362 \cdot 2{,}5 \times \times (0{,}513 \cdot 41{,}16 - 2 \cdot 1{,}0 \times \times 38{,}64 + 0{,}98 \cdot 19{,}32) = 82{,}38$	$30{,}45 - 26{,}25 - 2{,}362(1{,}0 \cdot 38{,}64 - - 2 \cdot 0{,}98 \cdot 19{,}32 + 0{,}117 \times \times 68{,}88) = -25{,}8$

Используя выражение (127), вычисляем по табл. 39 изгибающие моменты в сечениях *2* и *3*.

Таблица 39

Значения изгибающих моментов (в *тм*)

Нагрузки	M_1	M_2	M_3	M_4
$V_3 = 60$ *т*	0	$-0{,}0413 \cdot 23{,}9 = -1{,}0$	$-0{,}1082 \cdot 23{,}9 = -2{,}6$	0
$d = 16{,}8$ *т /пог. м*	$-8{,}4$	$0{,}1082 \cdot 82{,}38 - 0{,}0413 \times \times 25{,}8 = 7{,}8$	$0{,}0413 \cdot 82{,}38 - 0{,}1082 \times \times 25{,}8 = 0{,}60$	$-56{,}7$

Затем определяем опорные реакции R и усилия в сваях N с учетом упругой податливости опор (табл. 40).

Таблица 40

Опорные реакции R и усилия в сваях N в *т*

№ опоры	$V_1 = 60$ *т*	$q = 16{,}8$ *т /пог. м*
1	$R_1 = R_1^0 + \frac{M_1}{l} = -\frac{1{,}00}{2{,}5} = -0{,}4$	$R_1 = 41{,}16 + \frac{7{,}8}{2{,}5} = 44{,}28$
	Усилия в сваях козла	
	$N_0 = \frac{R_1}{2\cos\alpha_0} = -\frac{0{,}40}{2 \cdot 0{,}957} = -0{,}21$	$N_0 = \frac{44{,}28}{2 \cdot 0{,}957} = 23{,}1$
	$N_1 = -0{,}21$	$N_1 = 23{,}1$
2	$R_2 = R_2^0 - \frac{2M_2}{l} + \frac{M_3}{l} = 0 + \frac{2 \cdot 1{,}0}{2{,}5} - - \frac{2{,}60}{2{,}5} = -0{,}24$	$R_2 = 38{,}64 - \frac{2 \cdot 7{,}80}{2{,}5} + \frac{0{,}60}{2{,}5} = = 32{,}64$
	$N_2 = -\frac{0{,}24}{0{,}97} = -0{,}25$	$N_2 = \frac{32{,}64}{0{,}97} = 33{,}6$
3	$R_3 = R_3^0 - \frac{2M_3}{l} + \frac{M_2}{l} = \frac{2 \cdot 2{,}6}{2{,}5} - - \frac{1{,}0}{2{,}5} = 1{,}68$	$R_3 = 19{,}32 - \frac{2 \cdot 0{,}6}{2{,}5} + \frac{7{,}8}{2{,}5} = 21{,}9$
	$N_3 = \frac{1{,}68}{0{,}98} = 1{,}7$	$N_3 = \frac{21{,}9}{0{,}98} = 22{,}3$

$V_1 = 60$ *т*	$q = 16{,}8$ *т/пог. м*
$R_4 = R_4^0 + \frac{M_3}{l} = 60 - \frac{2{,}6}{2{,}5} = 59{,}0$ $N_4 = \frac{59{,}0}{1{,}0} = 59{,}0$	$R_4 = 68{,}88 + \frac{0{,}6}{2{,}5} = 69{,}1$ $N_4 = \frac{69{,}1}{1{,}0} = 69{,}1$

Горизонтальная удерживающая

$\Phi_0 = \Sigma N_i \sin \alpha_i = -0{,}25 \cdot 0{,}242 + 1{,}7 \cdot 0{,}213 = 0{,}3$ Направление Φ_0 — влево	$\Phi_0 = \Sigma N_i \sin \alpha_i = 0{,}242 \cdot 33{,}6 + 0{,}213 \cdot 22{,}3 = 12{,}90$ Направление Φ_0 — влево

Затем следует определить усилия в сваях от горизонтальной нагрузки $H=1$. Так как в результате наложения кондуктора ригель становится жестким, можно пользоваться изложенным выше методом упругого центра. В рассматриваемом случае горизонтальная сила смещена от линии шарнира вверх на $z=0{,}90$ *м*.

Принимая $V=0$, $H=1$ и используя ранее найденные в примере, приведенном в § 74, значения: $\operatorname{tg}\alpha' = 0{,}0378$; $\operatorname{tg}\alpha'' = 0{,}625$ и $z = -3{,}64$ *м*, находим по выражениям (106) и (107):

$$R_0' \cos\alpha' = \frac{-1}{0{,}625 - 0{,}0378} = -1{,}7 \ т,$$

$$R_0'' \cos\alpha'' = \frac{1}{0{,}625 - 0{,}0378} = 1{,}7 \ т,$$

$$M_{0_1} = 1\,(0{,}9 + 3{,}64) = 4{,}54 \ т\,м.$$

Согласно формуле (108), усилия в сваях определяются так:

$$N_n = v_n \cos\alpha_n \frac{R_0' \cos\alpha'}{x_{bb}} + v_n \sin\alpha_n \frac{R_0'' \cos\alpha''}{x_{ab}} + v_n p_n \frac{M_{0_1}}{I},$$

Принимая здесь ранее найденные $x_{bb} = 11{,}73$ и $x_{ab} = 0{,}444$, вычисляем по табл. 41 $N_{i,1}$ и $W_{i,1}$ ($W_{i,1}$ — вертикальные усилия в связях кондуктора).

Таблица 41

Значения $N_{i,1}$ и $W_{i,1}$ от силы $H=1$

№ сваи	$N_{i,1}$	$W_{i,1}$
0	−1,578	$W_1 = (0{,}762 - 1{,}578) \cdot 0{,}957 = -0{,}78$
1	0,762	
2	0,700	$W_2 = 0{,}70 \cdot 0{,}97 = 0{,}673$
3	0,673	$W_3 = 0{,}673 \cdot 0{,}98 = 0{,}659$
4	−0,52	$W_4 = -0{,}52$

Моментов в ригеле нет, так как деформации его устранены кондуктором.

Наконец, в третьей стадии вычислений ригель рассчитывается на нагрузки $W_{i,1}$ после наложения вновь горизонтальной связи. Для исключения вли-

яния кондуктора следует поменять полученные в таблице знаки $W_{i,1}$, направив отрицательные силы вниз, в положительную сторону, а положительные — наоборот (рис. 148,*в*). Полученные в результате расчета величины следует прибавить как поправку к найденным по схеме жесткого ростверка усилиям свай.

Схема расчета, согласно рис. 148,*в*, вновь приводит к балке на упругих опорах.

Из формулы (124,а) находим K_2 и K_3. В рассматриваемом случае, очевидно, $R_2 = L_2 = R_3 = L_3 = 0$, а $R_i^0 = -W_n$;

$$K_2 = -Kl\,(\omega_1' W_1 - 2\,\omega_2' W_2 + \omega_3' W_3) =$$

$$= -1{,}362 \cdot 2{,}5\,(0{,}513 \cdot 0{,}78 + 2 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}68 - 0{,}98 \cdot 0{,}66) = -3{,}8 \ тм,$$

$$K_3 = -Kl\,(\omega_2' W_2 - 2\,\omega_3' W_3 + \omega_4' W_4) =$$

$$= -1{,}362 \cdot 2{,}5\,(-1{,}0 \cdot 0{,}68 + 2 \cdot 0{,}98 \cdot 0{,}66 + 0{,}117 \cdot 0{,}52) = -2{,}32 \ тм.$$

Изгибающие моменты в опорных сечениях ригеля от сил $W_{i,1}$ находим из выражения (127):

$$M_2 = -0{,}486 \ тм;\ M_3 = -0{,}408 \ тм;\ M_1 = 0;\ M_4 = 0.$$

Опорные реакции $R_{i,W}$ и усилия в сваях $N_{i,W}$ вычисляем по табл. 42.

Таблица 42

Значения $R_{i,W}$ и $N_{i,W}$ (в *т*)

№ опоры	$R_{i,W}$	$N_{i,W}$	Удерживающая сила
1	$R_1 = -W_1 + \frac{M_2}{l} = 0{,}78 - \frac{0{,}486}{2{,}5} = 0{,}586$	$N_0 = \frac{R_i}{2\cos\alpha_0} = \frac{0{,}586}{2 \cdot 0{,}957} = 0{,}306$	$\Phi = \Sigma N_i \sin\alpha_i = -0{,}47 \cdot 0{,}242 - 0{,}336 \cdot 0{,}213 = -0{,}186 \ т$
2	$R_2 = -W_2 - \frac{2M_2}{l} + \frac{M_3}{l} = -0{,}68 + \frac{2 \cdot 0{,}486}{2{,}5} - \frac{0{,}408}{2{,}5} = -0{,}454$	$N_1 = 0{,}306$ $N_2 = -\frac{0{,}454}{0{,}97} = -0{,}47$	
3	$R_3 = -W_3 - \frac{2M_3}{l} + \frac{M_2}{l} = -0{,}66 + \frac{2 \cdot 0{,}408}{2{,}5} - \frac{0{,}486}{2{,}5} = -0{,}528$ $R_4 = -W_4 + \frac{M_3}{l} = 0{,}52 - \frac{0{,}408}{2{,}5} = 0{,}357$	$N_3 = -\frac{0{,}528}{0{,}98} = -0{,}539$ $N_4 = \frac{0{,}357}{1{,}0} = 0{,}357$	Сила Φ направлена вправо. Для устранения ее влияния надо приложить силу обратного направления $\Phi = 0{,}186 \ т$, тогда $\frac{1}{1-\Phi} = 1{,}228$

Подставляя в выражения (120)—(121) значение Φ, находим:

$N_i' = N_{i,0} - \Phi_0 (N_{i,1} + N_{i,W}) \cdot 1{,}228$ (для вертикальной нагрузки),

$N_i'' = 51{,}58 (N_{i,1} + N_{i,W})$ (для горизонтальной нагрузки),

$M_i' = M_{i,0} - \Phi_0 M_{i,W} \cdot 1{,}228$ (для вертикальных нагрузок),

$M_i'' = 51{,}58\, M_{i,W}$ (для горизонтальных нагрузок).

Значения Φ_0 были найдены выше:

$\Phi_0 = 0{,}3\ т$ (для $V_з = 60\ т$) и $\Phi_0 = 12{,}9\ т$ (для $q = 16{,}8\ т/пог.\ м$)

Используя данные табл. 40, 41 и 42, подставляем значения $N_{i,1}$, $N_{i,W}$, $N_{i,0}$ и определяем усилия в сваях; этот расчет сделан по табл. 43.

Таблица 43

Усилия в сваях, $т$

№ сваи	$H = 42\ т$ (N_i''')	$V_з = 60\ т$ (N_i'')	$q = 16{,}8\ т/пог.м$ (N_i')	Сумма усилий в сваях	Сумма усилий для жесткого ростверка
0	51,58(— 1,578 + +0,306) = — 65,5	—0,21—0,3× ×1,228(—1,578+ +0,306)=0,26	23,1+12,9×1,228× ×1,272=43,1	−22,14	—18,9
1	51,58 (0,762 + +0,306) = 55,0	—0,21—0,368× ×1,068=—0,60	23,1—12,9× ×1,228×1,068=6,2	60,6	54,5
2	51,58(0,7— — 0,47)= 11,9	—0,25—0,368× ×0,23=—0,33	33,6—15,84× ×0,23=29,96	41,62	46,8
3	51,58 (0,673— —0,539) = 6,9	1,7—0,368× ×0,134=1,65	22,3—15,84× ×0,134=20,2	28,75	41,4
4	51,58(— 0,52 + + 0,357) = — 8,4	59,0+0,368× ×0,163=59,06	69,1+15,84× ×0,163=71,68	122,34	107,3

Примечание. Данные для жесткого ростверка взяты из предыдущего примера, приведенного в § 74.

Правильность вычислений проверяется из условий равновесия, т. е.

$$\Sigma N_i \cos \alpha_i = V_з + q \cdot 10 = 228\ т.$$

С другой стороны:

$$\Sigma N_i \cos \alpha_i = (-22{,}14 + 60{,}6)\, 0{,}957 + 41{,}62 \cdot 0{,}97 + + 28{,}75 \cdot 0{,}98 + 122{,}34 \cdot 1{,}0 = 227{,}8\ т;$$

$$\Sigma N_i \sin \alpha_i = (22{,}14 + 60{,}6)\, 0{,}291 + 41{,}62 \cdot 0{,}242 + 28{,}57 \cdot 0{,}213 = 40{,}4\ т$$

H должна быть равна 42 $т$.

В табл. 44 вычислены изгибающие моменты в опорных сечениях ригеля.

Таблица 44

Изгибающие моменты в опорных сечениях ригеля (в *тм*)

№ опоры	$H = 42$ т (M_i'')	M_i'		Сумма изгибающих моментов	Сумма изгибающих моментов жесткого ростверка
		$V_3 = 60$ т	$q = 16{,}8$ т		
1	0	0	$-8{,}4$	$-8{,}4$	$-8{,}4$
2	$-51{,}58 \cdot 0{,}486 = -25{,}0$	$-1{,}0+0{,}3 \cdot 1{,}228 \times 0{,}486 = -0{,}82$	$7{,}8+12{,}9 \cdot 1{,}228 \times 0{,}486 = 15{,}5$	$-10{,}32$	$-26{,}3$
3	$-51{,}58 \cdot 0{,}408 = -21{,}0$	$-2{,}6+0{,}3 \cdot 1{,}228 \times 0{,}408 = -2{,}45$	$0{,}60+12{,}9 \cdot 1{,}228 \times 0{,}0408 = 6{,}45$	$-17{,}0$	$-72{,}9$
4	0	0	56,7	$-56{,}7$	$-56{,}7$

Из выполненных в данном примере расчетов следует, что учет упругой деформации ригеля приводит к довольно существенным, по сравнению с жестким ростверком, расчетным усилиям. Это особенно относится к изгибающим моментам. В этом случае из-за деформации опорные моменты по абсолютной величине меньше, но пролетные моменты получаются бо́льшими, вследствие чего и армирование должно производиться иначе.

Глава XXI

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ПОРТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ ТОНКОСТЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

§ 76. ИСХОДНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

В отличие от массивных сооружений в тонкостенных конструкциях устойчивость стенки достигается в основном за счет заглубления ее нижней части в грунт, а прочность — за счет сопротивляемости изгибу.

При небольшой высоте тонкие стенки можно устраивать в виде консольной балки, погруженной в нижней части в грунт. Такие конструкции, получившие название незаанкеренных стенок, в причальных сооружениях встречаются редко; с методами расчета подобных стенок можно ознакомиться в основных курсах [16], [23].

Наибольший интерес представляют получившие в портостроении широкое применение заанкеренные тонкие стенки, закрепленные в верхней свободной части одной или двумя опорными связями.

Заанкеренные стенки, в зависимости от глубины забивки, принято делить на два типа: стенки с «шарнирной» нижней опо-

рой и «заделанные» (рис. 149,*а* и *б*). В первом случае минимальная глубина забивки t определяется из условия равенства нулю моментов всех действующих сил относительно точки A (рис. 149,*в*); во втором случае предполагается, что стенка на участке $АБ$ (см. рис. 149,*б* и *г*) прогибается влево, ниже точки $Б$ — вправо. Далее принимается, что на участке $АБ$ образуется активное давление, а на участке $ВБ$ (см. рис. 149,*г*) слева и, ниже, справа, где стенка надавливает на грунт, — пассивное. Глубина забивки t_1 и изгибающий момент M выбираются так,

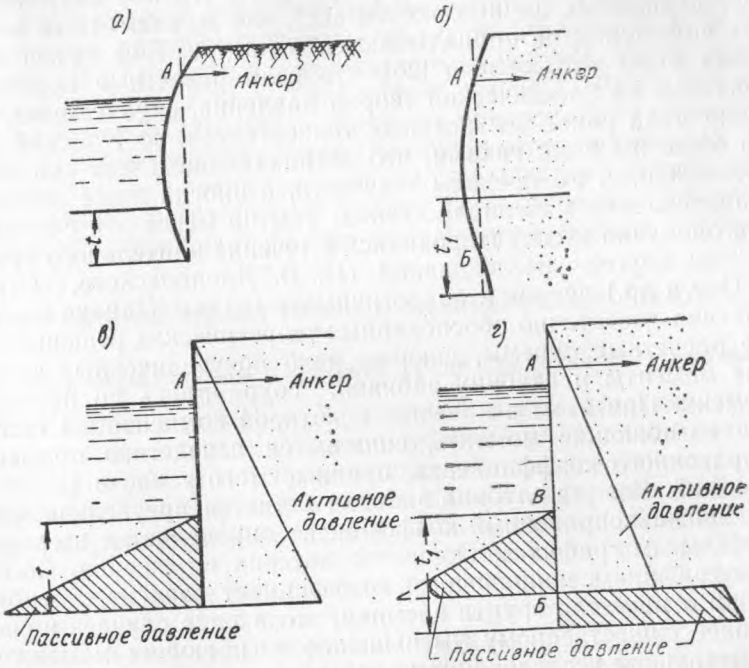


Рис. 149. Расчетные схемы заанкеренных больверков

чтобы упругая линия стенки удовлетворяла условиям неподвижности точек $Б$ и $А$, что достигается методом подбора. Этот расчетный прием, получивший название метода «упругой линии», нашел широкое распространение в проектной практике. При расчете по второй схеме, хотя глубина забивки (а следовательно, и длина шпунта) несколько увеличивается, изгибающие моменты по сравнению с первым случаем уменьшаются; вследствие этого удается заметно облегчить стенку в целом. Разрушения стенок, рассчитанных по второй схеме, возможны лишь от излома, так как увеличенная глубина забивки с избытком обеспечивает устойчивость стенки, исключая возможность выпирания.

Кроме двух основных расчетных случаев, могут встретиться также и промежуточные случаи, когда глубину забивки приходится выбирать в пределах t и t_1. Подобные решения могут понадобиться, например, при ограниченной длине наличного шпунта или если скальные грунты, залегающие на некоторой отметке, препятствуют забивке на необходимую глубину.

В начале XX в., когда были приняты допущения, положенные в основу расчета по двум описанным расчетным схемам, физические условия для правильного обоснования этих предположений были еще не ясны. Собранное с тех пор большое количество опытных данных показывает, что принимаемые в расчетах положения не оправдываются в натуре. Еще свыше 40 лет назад было установлено [26], что если расчетные приемы, основанные на классической теории давления, справедливы, то сечения ряда ранее построенных тонкостенных сооружений должны были бы быть такими, что возникающие в них напряжения превосходили бы пределы текучести, а иногда даже временного сопротивления материала стенки. Тем не менее эти сооружения благополучно эксплуатировались в течение длительного времени.

Ряд других исследований (И. В. Яропольского, Строера, И. Оде и др.) привел к аналогичным выводам. Однако ввиду отсутствия достаточно обоснованных теоретических решений прежние расчетные приемы, дающие явно преувеличенные изгибающие моменты и глубину забивки, сохранились до настоящего времени. При этом в качестве некоторой компенсации наибольшие изгибающие моменты снижаются вследствие применения поправочного коэффициента, принимаемого у нас в СССР равным 1,35. Все же глубина забивки остается преувеличенной.

Иногда поправочный коэффициент определяется по экспериментальным графикам Общества датских инженеров. Согласно этим графикам, поправочный коэффициент зависит от гибкости стенки и качества грунта засыпки, что в ряде случаев приводит к более существенному уменьшению изгибающих моментов.

Детальные исследования проблемы в лаборатории и в натуре проводились в основном за последние годы (Г. Чеботарев, П. Рау , К. Терцаги, Ф. М. Шихиев, А. Ф. Новиков и др.).

Результаты проведенных исследований показали [28], [27], что:

а) классическая теория давления грунтов не применима к тонким деформируемым стенкам;

б) изгибающие моменты в зависимости от гибкости и качества засыпки могут уменьшаться в действительности до трех раз по сравнению с их расчетными значениями, полученными по первой и второй схемам;

в) хотя анкерные усилия, измеренные в лабораториях, близки к их значению по классической теории, но по данным натурных измерений [28] оказывается, что наибольшее анкерное усилие в действительности меньше (до 20%), чем это получается

по расчетам; следовательно, распространенное мнение о том, что в гибких стенках анкерное давление превосходит расчетное, не подтверждается;

г) глубина забивки шпунта, определяемая обычными расчетными приемами, всегда несколько преувеличена.

За последние годы в технической литературе были высказаны различные предложения, направленные на использование дополнительных резервов тонкостенных сооружений, не улавливаемых обычными расчетами. Большинство этих предложений исходило из классической теории и предусматривало лишь введение той или иной эмпирической поправки.

Расчет двуханкерных гибких стенок, предложенный А. Ф. Новиковым [16], является вариантом метода упругой линии применительно к стенке с двумя анкерными связями. Метод расчета, предложенный И. Оде [28], в исходных предпосылках отличается от метода классической теории. Согласно этому методу, И. Оде разбивает гибкую стенку на участки с различными предельными напряженными состояниями, однако он не установил ни границы этих участков, ни характер эпюры распределения давления.

§ 77. НОВЫЙ МЕТОД РАСЧЕТА ЗААНКЕРЕННЫХ СТЕНОК[1]

Условия образования в сыпучей среде предельного состояния

Как приближенная, так и строгая теория давления грунта исходят из наличия предельного напряженного состояния во всей толще, примыкающей к стенке сыпучей среды. Однако опыты показывают, что для образования такого состояния требуются некоторые минимальные относительные сдвиги, зависящие от плотности грунта, его влажности, формы зерен и т. д. Новейшими исследованиями установлена изображенная на рис. 150 зависимость между силами трения τ и относительными сдвигами ϑ при постоянном нормальном давлении. Опыты, произведшиеся усовершенствованными приборами, показали, что вначале сопротивление сдвигу быстро нарастает почти по линейному закону до наибольшего значения τ; затем в грунте начинается смещение и происходит быстрое, но в целом небольшое уменьшение сопротивления, которое становится при дальнейших сдвигах постоянным. Изображенная на рис. 150 кривая *I* получена для рыхлого песка, *III* — для песка средней плотности, а *IV* — для плотного песка; кривая *II* изображает сопротивление сдвигу для связных грунтов.

---

[1] Предлагаемый Ф. М. Шихиевым данный метод расчета, впредь до его дополнения на основе проводимых в настоящее время натурных наблюдений, излагается в порядке постановки. Более подробные теоретические и экспериментальные обоснования новой теории приведены в отдельной работе Ф. М. Шихиева, подготавливаемой к печати.

Приведенные опытные данные позволяют сделать следующие заключения.

График зависимости между относительным сдвигом и сопротивлением для сыпучих тел, особенно для рыхлых, напоминает «идеальную» диаграмму упруго-пластических материалов. Некоторое отклонение наблюдается для плотных песков и связных грунтов. Однако и в этих случаях на «упругом» участке диаграммы зависимость между сдвигом и сопротивлением практически прямолинейная, а имеющиеся отклонения от «идеальной» диаграммы в пластической зоне не больше, чем для такого материала, как, например, сталь.

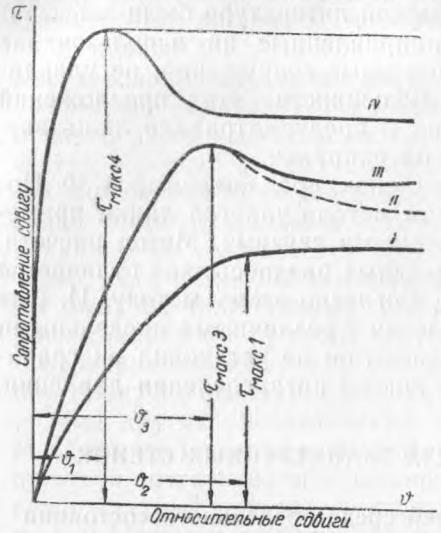


Рис. 150. Сопротивление сыпучих тел сдвигу

Предельное сопротивление для разных грунтов достигается при различных значениях угла сдвига ϑ. С увеличением плотности этот угол уменьшается, снижаясь до нуля для твердых тел.

В указанных опытах создавались условия сдвигов, имеющих место вблизи поверхностей сползания подпорных стенок.

В настоящее время при расчете подпорных стенок принимаются такие положения:

1) состояние начинающегося скольжения наступает одновременно по всей поверхности сдвига;

2) при нарастающем смещении коэффициент внутреннего трения по поверхности сползания становится постоянной величиной;

3) для образования в сыпучей среде предельного состояния нужно, чтобы по поверхности сползания произошли минимально необходимые относительные сдвиги.

Применительно к подпорной стенке последнее положение означает, что для образования в сыпучей среде предельного напряженного состояния необходим поворот стенки на некоторый минимальный угол.

Зоны напряженных состояний в засыпке, примыкающей к тонкой стенке

Тонкая стенка, изгибаясь под давлением засыпки, образует упругую линию (рис. 151).

Проводим в сыпучей среде воображаемые плоскости (*1—1′*, *2—2′* и т. д.) под углом δ, равным углу трения засыпки о стенку. Между углом поворота произвольного сечения стенки $\vartheta \approx \frac{dx}{dy}$ и углом сдвига ϑ_n в сыпучей среде, в направлении, нормальном к рассматриваемой плоскости, существует простая зависимость

$$\vartheta_n = \frac{\vartheta}{\cos^2\delta} = \frac{dx}{\cos^2\delta\, dy}. \qquad (128)$$

В сечении 2 угол поворота равен нулю, а следовательно, относительные смещения вдоль плоскости *2—2′* отсутствуют, в связи с чем действующая по этой плоскости сила трения T_0 равна трению покоя. Ниже сечения *2* вышележащие слои грунта смещаются по нижележащим в левую сторону; возникающие при этом силы трения направлены в обратную сторону. Выше сечения *2* углы поворота стенки, а следовательно, и относительные сдвиги в грунте имеют обратный знак; очевидно, что в этом случае силы трения направлены к стенке.

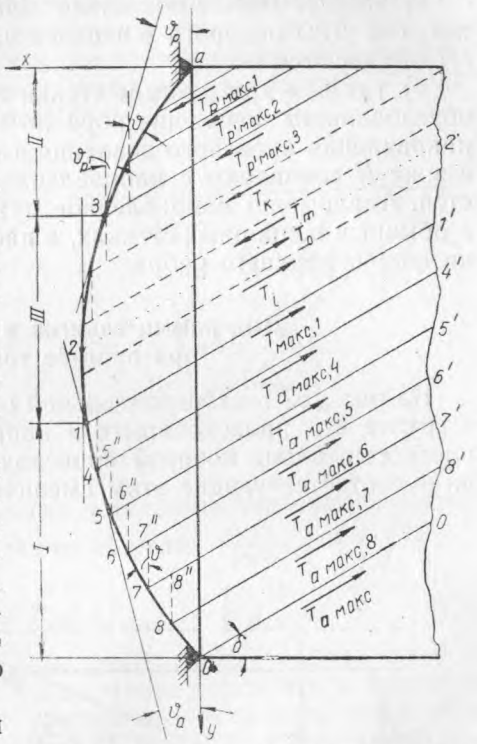


Рис. 151. Изменение сил трения по высоте стенки

Таким образом в тонких стенках, имеющих фиксированную верхнюю опору, в засыпке образуются различные напряженные состояния, и нет основания предполагать наличие однообразного предельного состояния по всей высоте стенки.

Допустим, что опытным путем установлена величина минимального угла поворота стенки ϑ_a, достаточная для образования в засыпке активного предельного состояния.

Тогда касательная к упругой линии в сечении *1*, где угол поворота равен $\frac{dx}{dy} = \vartheta_a$, определит положение зоны *I* с активным предельным состоянием. В пределах этой зоны относительные сдвиги всех нижележащих слоев грунта больше, чем это требуется для образования активного предельного напряженного состояния.

Выше сечения *2* по мере увеличения угла сдвига увеличиваются также и силы трения. В достаточно гибких стенках может оказаться, что имеется сечение *3*, угол поворота которого равен углу ϑ_p', вызывающему в грунте минимальные относительные сдвиги, достаточные для образования предельных сил трения. В установленной таким образом зоне *II* засыпка находится в пассивном предельном состоянии.

Между зонами *I* и *II* располагается переходная зона *III*, где предельное состояние отсутствует. Подчеркнем здесь два важных обстоятельства:

а) зона *II* может появиться лишь в достаточно гибких стенках, где углы поворота в верхней части значительны [1]; зоны *I* и *III* образуются всегда;

б) так как при прогибе стенки засыпка опускается вниз, что обусловливает появление обратно направленных сил трения, то направления активного давления в зоне *I* и пассивного давления в зоне *II* совпадают с направлениями выбранных нами плоскостей. Аналогично направленное активное давление имеет место в обычных подпорных стенках, а пассивное — при повороте стенки вокруг верхнего ребра.

Диаграмма сдвигов в сыпучей среде при прогибе тонких стенок

На рис. 152 по горизонтальной оси откладываем углы сдвига в грунте ϑ_n, происходящего в направлении, перпендикулярном плоскости, вдоль которой происходит смещение, а по вертикали — соответствующие этим смещениям силы трения.

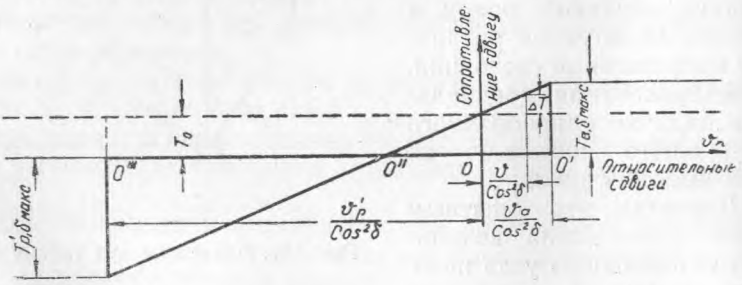


Рис. 152. Диаграмма сдвигов

В начале координат, где $\vartheta = 0$, сила трения T_0 равна трению покоя. При относительном сдвиге вправо на угол $\vartheta_n = \frac{\vartheta_a}{\cos^2\delta}$ сила трения достигает предельного значения $T_{a\,max}$, оставаясь при дальнейшем нарастании деформаций постоянной.

[1] Как известно, для образования пассивного состояния требуются значительно большие сдвиги, чем в случае активного состояния.

Очевидно, что участок диаграммы правее точки O' соответствует нижнему (активному) предельному состоянию или зоне I тонкой стенки (см. рис. 151). При относительных сдвигах в обратную сторону силы трения, убывая в точке O'', меняют знак и, увеличиваясь с противоположной стороны, достигают предельного значения $T_{макс\,p\delta}$. Этому значению силы трения соответствует угол сдвига $\frac{\vartheta_p}{\cos^2\delta}$. При дальнейшем увеличении сдвигов силы трения остаются постоянными. Участок диаграммы правее точки O''' соответствует пассивному (верхнему) предельному состоянию, или зоне II тонкой стенки. Изменение сил трения T между двумя предельными участками, имея в виду опытный график на рис. 150, принимаем по прямолинейному закону.

Очевидно, что участок диаграммы между точками O' и O''' соответствует переходной зоне III.

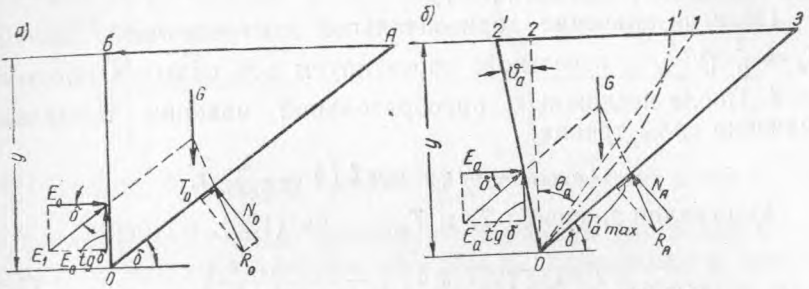


Рис. 153. Предельные значения сил трения в засыпке

Пользуясь диаграммой, легко установить зависимость между T и ϑ для промежуточных значений угла $\frac{\vartheta}{\cos^2\delta}$

$$T = T_0 + \Delta T = T_0 + (T_{a\,макс} - T_0)\frac{\vartheta}{\vartheta_a}. \qquad (129)$$

Для определения T_0 и $T_{a\,макс}$ рассмотрим изображенные на рис. 153 подпорные стенки. Когда стенка находится в состоянии покоя (рис. 153,*а*), засыпка, уплотняясь, смещается вниз, образуя при этом силы трения покоя. Специальные опыты показывают, что даже при незначительных смещениях засыпки вниз силы трения, образующиеся по задней грани стенки, мало отличаются от их значения при значительных смещениях. Иными словами, давление засыпки при покое отклоняется от горизонтали почти на такой же угол δ, что и при активном давлении.

Проектируя все силы на плоскость OA и полагая, что

$$E_0 = \frac{1}{2}\gamma y^2 \xi,$$

а вес клина OAB:

$$G = \frac{1}{2}\gamma y^2 \operatorname{ctg}\delta,$$

находим

$$T = \frac{1}{2}\gamma y^2 \left(\cos\delta - \frac{\xi}{\cos\delta}\right), \qquad (130)$$

где ξ — коэффициент давления при покое.

На рис. 153,*б* изображена подпорная стенка, которая поворотом относительно точки *O* на угол ϑ_a вызвала образование в засыпке активного давления; при этом часть засыпки сползает по криволинейной поверхности *0—1′*. Как установлено новейшими исследованиями, эта поверхность в рассматриваемом случае близка к прямолинейной и может быть заменена плоскостью *0—1*; ошибка в определении давления на стенку не превышает при этом 2—3%. Силы трения, возникающие по плоскости *0—1*, достигают предельного значения. В любых других плоскостях возникающие силы трения, хотя и не достигают предельно возможного значения, остаются, однако, постоянными при сползании клина по плоскости *0—1*.

Полагая значение горизонтальной составляющей давления $E_a = \frac{1}{2}\gamma y^2 \lambda_a$ известной, проектируем все силы на плоскость *0—3*. После несложных преобразований находим предельное значение силы трения:

$$T_{a\,макс} = \frac{1}{2}\gamma y^2 \cos\delta \left(1 - \frac{\lambda_a}{\cos\delta}\right). \qquad (131)$$

Подставляя значения T_0 и $T_{a\,макс}$ из (129), находим

$$T = \frac{1}{2}\gamma y^2 \cos\delta \left(1 - \frac{\xi_1 - \lambda_a}{\cos^2\delta}\frac{\vartheta}{\vartheta_a}\right). \qquad (132)$$

Величина угла сдвига в грунте ϑ зависит от способов возведения стенки.

1. Прогибы стенки возможны лишь после окончания засыпки. На практике этому случаю соответствуют стенки, проектная глубина которых достигается путем черпания после того как устроена засыпка; назовем такие стенки «вычерпанными».

Установим связь между деформацией стенки и сдвигами в грунте для подобных стенок. При прогибе стенки (рис. 154,*а*) точка *1* перемещается в новое положение *1′* на расстоянии, равном отрезку $AA' = \frac{x}{\cos\delta}$[1]. Смещение в параллельной плоскости, расположенной на расстоянии dy, равно[2]

$$2 - 2' = \frac{x + dx}{\cos\delta}.$$

Тогда угол сдвига точки *1′* относительно точки *2′*:

$$\vartheta_n = \frac{dx}{\cos^2\delta\, dy} \quad \text{или} \quad \vartheta = \frac{dx}{dy}. \qquad (133)$$

[1] Изменением пористости грунта по плоскости *AB* можно пренебречь, так как известно, что в сыпучей среде при смещении образуется критическая порозность с постоянным объемом пор.

[2] Опусканием плоскости *АБ* пренебрегаем.

2. На практике часто встречаются и такие случаи, когда деформация стенки происходит в процессе засыпки (например, когда стенка возводится на естественной глубине); условимся такие стенки называть «засыпанными».

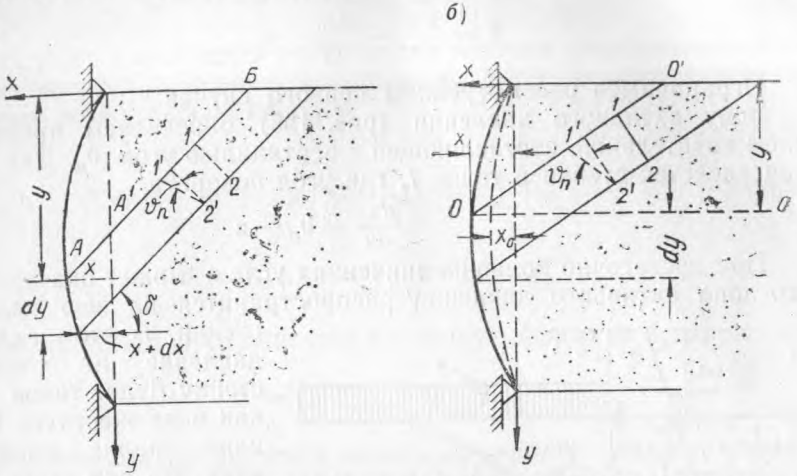


Рис. 154. Связь между деформацией стенки и сдвигами в грунте

Допустим, что стенка (рис. 154,*б*) засыпана до уровня *0—0*, вследствие чего образовались прогибы x_0. Если довести засыпку до полной высоты стенки, полный прогиб ее выразится абсциссами x. При этом точка *1* на плоскости *0—0'* займет положение *1'*, сместившись на расстояние $\frac{x-x_0}{\cos^2\delta}$. Соответственно длина отрезка *2—2'* равна $(x+dx)-(x_0+dx_0)$.

Тогда угол сдвига в грунте для рассматриваемого случая

$$\vartheta_n = \left(\frac{dx}{dy} - \frac{dx_0}{dy}\right)\frac{1}{\cos^2\delta}.$$

или

$$\vartheta' = \frac{dx}{dy} - \frac{dx_0}{dy}. \qquad (134)$$

Таким образом, при пользовании выражением (132) в зависимости от способа возведения сооружения величину ϑ следует определять из выражения (133) или (134).

Аналогичным образом можно определить угол ϑ также и для промежуточных случаев.

Дифференциальное уравнение тонкой стенки

Рассмотрим тонкую стенку, которая вследствие податливости верхней опоры не только прогибается, но и поворачивается на угол α. При этом углы сдвига в грунте будут равны:

а) для вычерпанных стенок

$$\vartheta = \frac{dx}{dy} + \alpha;$$

б) для засыпанных стенок

$$\vartheta = \frac{dx}{dy} - \frac{dx_0}{dy} + \alpha$$

Ограничимся рассмотрением первого случая.

Зону активного давления (рис. 155) определяем проведением касательной, составляющей с вертикалью угол ϑ_a. Эта линия касается стенки в точке *1*, где угол поворота

$$\frac{dx_1}{dy} = \vartheta_a - \alpha.$$

При достаточно больших значениях угла α может оказаться, что зона активного давления распространится на всю высоту стенки. В этом случае давление на тонкую стенку будет такое же, как и на жесткую. Однако анализ показывает, что для этого потребовалось бы смещение верхней опоры в размерах, никогда не наблюдающихся в реальных сооружениях. Таким образом, опровергается распространенное мнение о том, что при малой податливости анкерного устройства исчезает особенность распределения давления в тонкой стенке.

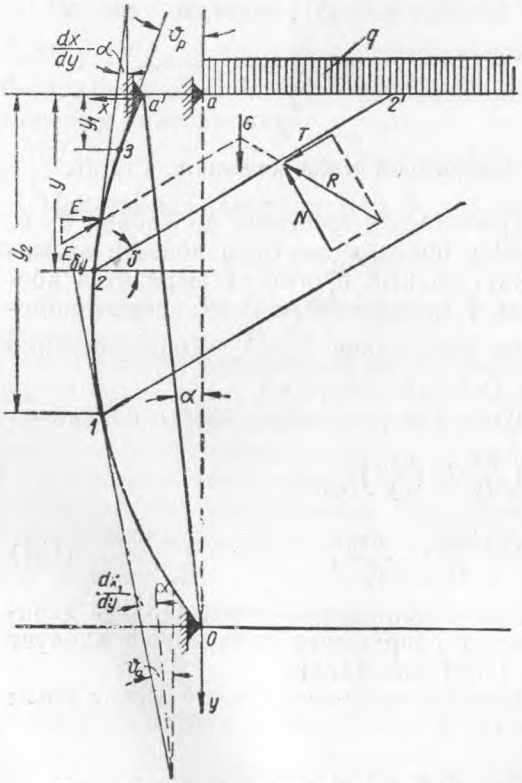


Рис. 155. Давление на тонкую стенку

Выясним распределение давления в переходной зоне *1—3*. Для этого проведем плоскость *2—2* и рассмотрим равновесие выделенного клина. Действующими силами являются:

а) вес клина

$$G = \frac{1}{2}\gamma y^2 \operatorname{ctg}\delta + qy \operatorname{ctg}\delta;$$

б) сила трения T, определяемая по формуле (132), и нормальное давление N;

в) составляющие реакции стенки E и $E\operatorname{tg}\delta$.

Проектируя эти силы на плоскость $2—2'$, находим

$$E = G\sin\delta\cos\delta + T\cos\delta. \tag{135}$$

Так как на свободной поверхности засыпки расположена полезная нагруза q, то внеся в выражение (132) соответствующую добавку, окончательно находим

$$E = \left(\frac{1}{2}\gamma y^2 + qy\right)\left[\xi_1 - (\xi_1 - \lambda_a)\frac{\frac{dx}{dy} + \alpha}{\vartheta_a}\right]. \tag{136}$$

При

$$\vartheta = \frac{dx}{dy} + \alpha = \vartheta_a \quad \text{и} \quad y = y_2$$

выражение (136) превращается в обычную формулу распора:

$$E = \left(\frac{1}{2}\gamma y_2^2 + qy\right)\lambda_a,$$

т. е. *независимо от гибкости стенки суммарное давление выше сечения 1* (начало активной зоны) *равно обычному значению распора.*

Дифференцируя выражение (136), находим закон распределения давления в переходной зоне:

$$e = EI\frac{d^4x}{dy^4} = \frac{dE}{dy} = \xi_1(q + \gamma y) - \frac{\xi_1 - \lambda_a}{\vartheta_a} \times$$

$$\times\left[\left(\frac{dx}{dy} + \alpha\right)(\gamma y + q) + \left(\frac{1}{2}\gamma y^2 + qy\right)\frac{d^2x}{dy^2}\right], \tag{137}$$

где EI — жесткость стенки.

Ордината давления в сечении 1 при $\vartheta = \frac{dx}{dy} + \alpha = \vartheta_a$ и $y = y_2$ определится следующим образом:

$$e_1 = \gamma y_2\lambda_a - \frac{1}{2}\gamma y_2^2(\xi_1 - \lambda_a)\frac{d^2x}{\vartheta_a\, dy^2}. \tag{137 а}$$

Так как второй член формулы (137а) всегда имеет отрицательный знак, очевидно, что ординаты e в средней части стенки всегда меньше, чем это следует из треугольной эпюры.

Давление в активной зоне

Давление в активной зоне, расположенной ниже переходной, определяется с учетом изменения нормального давления по контактной плоскости $1—1'$ (рис. 156), разделяющей переходную зо-

ну *1—1′—0* от активной *1—2*. Уже указывалось, что суммарное давление на участке стенки высотой $h_к + a$ равно обычному значению распора, так как в сечении *1*

$$\vartheta = \frac{dx}{dy} + \alpha = \vartheta_a,$$

хотя эпюра распределения давления для гибкой стенки на этом участке отличается от треугольной.

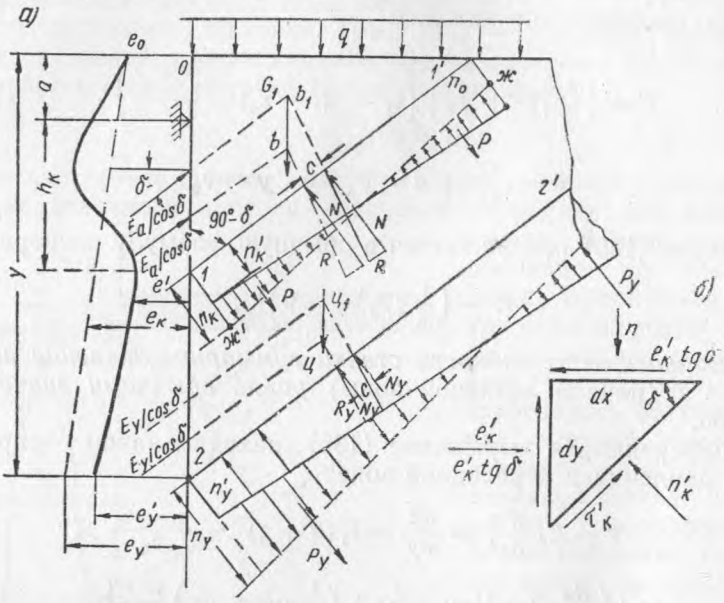


Рис. 156. Давление засыпки в активной зоне

Заменим сначала тонкую стенку на участке *0—1* жесткой. В этом случае вес клина G_1, реакция стенки $\frac{E_a}{\cos\delta}$ и реактивное давление R пересекутся в точке b. При этом эпюра нормальных напряжений по плоскости *1—1′*, если исходить из приближенной классической теории, выразится трапецией *1—1′—ж—ж′* [1].

Суммарное нормальное давление

$$N = G_1 \cos\delta = \left[\frac{\gamma}{2}(h_к + a)^2 + q(h_к + a)\right] \operatorname{ctg}\delta \cos\delta, \qquad (138)$$

а крайние ординаты

$$n_к = [q + \gamma(h_к + a)]\cos^2\delta \text{ и } n_0 = q\cos^2\delta. \qquad (138\,а)$$

При замене жесткой стенки гибкой эпюра напряжений изменится, а суммарное давление $\frac{E_a}{\cos\delta}$, оставаясь по величине посто-

[1] Нормальные напряжения в действительности имеют криволинейную эпюру, близкую для данного случая к прямолинейной.

янным, сместится вверх, пересекаясь с остальными силами на этот раз в точке b_1. В свою очередь сместится также R параллельно на величину c, образуя момент

$$M = Nc. \tag{139}$$

Этот момент уравновешивается моментом, образующимся от сил P:

$$M = Nc = \frac{2P}{3\sin\delta}(h_к + a) = \frac{(n_к - n_к')(h_к + a)^2}{6\sin^2\delta}. \tag{140}$$

Рассмотрим далее участок *1—2* с активным предельным состоянием (так как на этом участке $\vartheta > \vartheta_a$)

Если участок стенки *0—1* принять жестким, то действующие силы пересекутся в точке *Ц* и соответствующая эпюра нормальных напряжений изобразится пунктирной линией. Однако в реальных условиях из-за действия момента по выражению (140) эпюра напряжений будет иной. Приравнивая момент, образующийся от сил P_y, к моменту, передающемуся с верхней зоны, т. е.

$$P_y \frac{y + a}{\sin\delta} = \frac{n_y - n_y'}{6\sin^2\delta}(y + a)^2 = \frac{(n_к - n_к')(h_к + a)^2}{6\sin^2\delta},$$

находим ординату нормального напряжения в точке *2*:

$$n_y' = n_y - (n_к - n_к')\frac{(h_к + a)^2}{(y + a)^2}. \tag{141}$$

Далее установим зависимость между нормальными напряжениями и ординатами бокового давления. Для этой цели выделим вблизи точки *1* элементарный трехгранник, на который действуют силы согласно рис. 156,*б*. Проектируя эти силы на направление $n_к'$, получаем

$$n_к' = n\cos^2\delta - e_к'\sin^2\delta.$$

Хотя горизонтальная грань выделенного элемента и не является главной площадкой, однако с достаточным приближением можно принять [1]

$$e_к' = n\lambda_a,$$

где λ_a — по-прежнему коэффициент распора.
Отсюда

$$n_к' = e_к'\left(\frac{\cos^2\delta}{\lambda_a} - \sin^2\delta\right).$$

С погрешностью, не превышающей 3—5%, можно принять

$$n_к' = \frac{e_к'\cos^2\delta}{\lambda_a}.$$

Аналогично

$$n_y' = \frac{e_y'\cos^2\delta}{\lambda_a},$$

$$n_к = \frac{e_y\cos^2\delta}{\lambda_a}.$$

[1] Это допущение обычно принимается классической теорией.

Так как

$$e_y = \gamma\left(y + a + \frac{q}{\gamma}\right)\lambda_a$$

и

$$e_к = \gamma\left(h_к + a + \frac{q}{\gamma}\right)\lambda_a,$$

то из выражения (141) получаем закон распределения давления засыпки в активной зоне

$$e_y' = EI\frac{d^4x}{dy^4} = \gamma\lambda_a\left\{\left(y + a + \frac{q}{\gamma}\right) - \left[\left(h_к + a + \frac{q}{\gamma}\right) - \frac{e_к'}{\lambda_a}\right]\times\right.$$

$$\left.\times\frac{(h_к + a)^2}{(y + a)^2}\right\}. \qquad (142)$$

Из этой формулы легко убедиться, что ординаты эпюры всегда меньше, чем это следует из классической теории [1].

Полученные выводы полностью соответствуют опытам на больших моделях, проведенным Ф. М. Шихиевым и другими исследователями. Так, например, на рис. 157 изображена эпюра распределения давления песка на тонкую стенку. Крестиками обозначены опытные точки, а жирной линией — теоретическая кривая, полученная для переходной зоны по формуле (137) и для активной — по формуле (142). В данном случае из-за недостаточных прогибов верхняя пассивная зона отсутствует.

Можно показать, что суммарное давление на стенку от переходной и активной зон всегда меньше, чем это следует из треугольной эпюры, причем это уменьшение тем значительнее, чем гибче стенка. Так, по выполненным Ф. М. Шихиевым расчетам размеры этого уменьшения для песка достигают 40%. Это важное обстоятельство позволяет сделать такие заключения:

1) уменьшение изгибающих моментов в тонких стенках объясняется не только перераспределением давления, но и общим уменьшением его;

2) хотя в верхней части стенки ординаты давления больше, чем это следует из треугольной эпюры, однако, вследствие общего уменьшения давления, анкерное усилие по сравнению с аналогичной величиной, определенной по классической теории, в заметных пределах не возрастает.

Последний вывод подтвердился натурными измерениями анкерных усилий, проведенными в 1953 г. в США [28].

При составлении дифференциальных уравнений рассматривалась стенка, опирающаяся в верхних и нижних концах на точечные опоры. Фактически нижней опорой служит сыпучая

[1] При выводе формулы (142) выделенный из сыпучего тела клин условно считается затвердевшим. Допустимость этого положения (принимаемого и в классической теории) в данном случае подтверждается тем, что теоретические и опытные эпюры давления в активной зоне близко совпадают.

среда. В этом случае формулы для распределения напряжений по высоте стенки значительно усложняются.

В причальных сооружениях в качестве материала для засыпки применяются обычно несвязные грунты, лишенные сцепления (песок, гравий, каменная наброска). Однако аналогичными рассуждениями можно решить задачу и для случая, когда засыпка устраивается из связных грунтов.

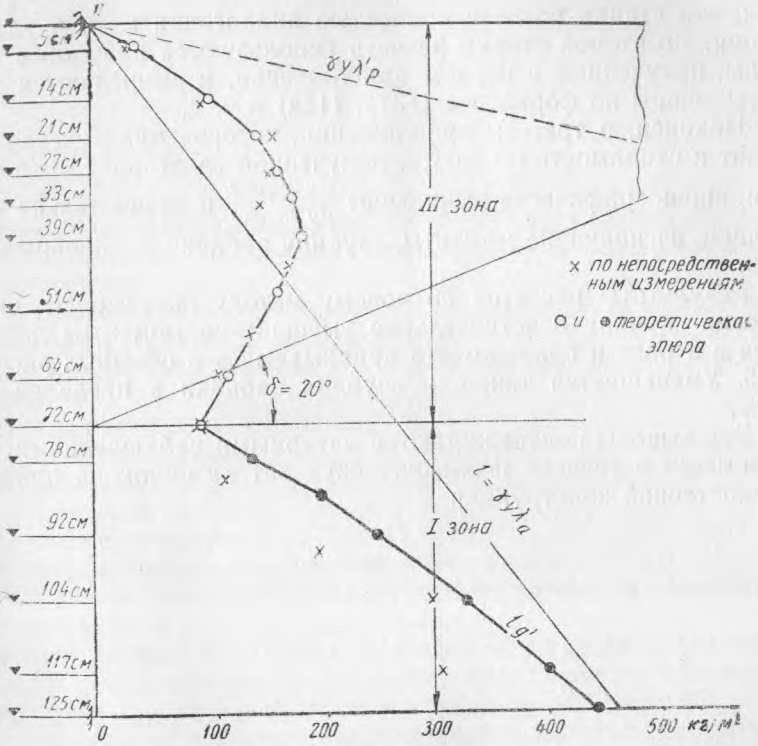


Рис. 157. Распределение давления засыпки по высоте тонкой стенки

Значения угла ϑ_a для различных грунтов определены автором опытным путем. Многочисленные сопоставления показывают, что при постоянной нормальной нагрузке этот угол обладает постоянством для данного грунта. Так, для сухих мелких песков $\vartheta_a = -0{,}0043$, под водой $\vartheta_a = -0{,}0031$ и т. д. [1].

Для расчета тонких стенок необходимо решить уравнения (137), (142) и уравнения, отражающие работу стенки в нижней пассивной зоне. При наличии напластований различных грунтов количество уравнений соответственно увеличивается. Так как

[1] Знак «минус» берется в соответствии с принятым направлением координат.

система дифференциальных уравнений тонкой стенки не выражается в элементарных функциях, лучше всего применить графоаналитический метод последовательных приближений.

В первом приближении эпюра распределения давления грунта как в активной, так и в пассивной зонах принимается по классической теории, и методами графостатики определяются величины $\frac{dx}{dy}$ и $\frac{d^2x}{dy^2}$, входящие в выражение (137) и другие уравнения; эта стадия расчета полностью аналогична методу упругой линии. Во второй стадии расчета используются расчетные величины, полученные в первом приближении, и вычисляются ординаты эпюры по формулам (137), (142) и т. д.

Наконец, в третьем приближении, которое практически приводит к сходимости по эпюре, полученной из второго приближения, вновь графически вычисляют $\frac{dx}{dy}$ и $\frac{d^2x}{dy^2}$ и окончательно определяют изгибающие моменты, глубину забивки и анкерные усилия.

Результаты расчетов по новому методу показывают, что во многих случаях действительное уменьшение моментов достигается в 2 раза и более вместо принимаемого в обычных расчетах 1,35. Уменьшается также и глубина забивки в пределах 10—20%.

Эти выводы подтверждаются натурными наблюдениями, проводимыми в течение последних двух лет на одном из причалов тонкостенной конструкции.

РАЗДЕЛ V

ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Оградительными называются портовые сооружения, предназначенные для защиты портовых акваторий от морского волнения и заносимости.

По форме поперечного профиля, конструкции, а в известной степени и по характеру взаимодействия с морским волнением оградительные сооружения подразделяются на следующие группы:

а) с вертикальной стенкой;
б) откосной формы;
в) сквозные;
г) плавучие;
д) пневматические.

В оградительном сооружении с вертикальной стенкой лицевая грань представляет собой плоскость, близкую к вертикальной.

В сооружении откосной формы лицевая грань представляет собой наклонную плоскость или ломаную наклонную поверхность с общим наклоном к горизонту не круче 45°.

Сквозным называют оградительное сооружение, которое состоит из отдельных опор, перекрытых пролетным строением в виде вертикальной или наклонной стенки.

Плавучее оградительное сооружение не опирается на дно моря, а лишь прикреплено к нему соответствующими анкерными устройствами; волногасящий эффект сооружения обеспечивается плавучей его частью.

Наконец, пневматическим называется сооружение, состоящее из системы перфорированных труб, уложенных вблизи дна моря, и компрессорной установки, нагнетающей в эти трубы воздух.

Последние три группы оградительных сооружений не могут служить для ограждения портовых акваторий от заносимости, выполняя только роль волногасителя.

Глава XXII

ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ С ВЕРТИКАЛЬНОЙ СТЕНКОЙ

§ 78. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Оградительные сооружения с вертикальной стенкой могут применяться гравитационной и свайной конструкции. Последние находят применение на сравнительно малых глубинах (как правило, не более 5—6 *м*) и при слабом волнении — при высоте волны не более 3—3,5 *м*; грунты основания при возведении сооружений этого типа должны допускать погружение свай.

Наиболее широко распространены оградительные гравитационные сооружения вертикального типа. Область применения этих сооружений обычно ограничивается плотными грунтами, хотя известны случаи их возведения на грунтах средней плотности и даже на слабых.

В последнем случае необходимы мероприятия по улучшению основания сооружения. Особенного внимания заслуживает метод уплотнения слабых илистых грунтов (имеющих, по терминологии Н. М. Герсеванова, «очень редкую структурную сетку») песчаным слоем; он состоит из широкой песчаной подушки мелкого чистого и однородного песка с зернами размером от 0,2 до 0,4 *мм*. Толщина песчаной подушки в зависимости от веса сооружения принимается равной 2—4 *м*, ширина должна превышать ширину подошвы сооружения на 40—60 *м*.

При такой подготовке основания сооружения рекомендуется следующий метод производства работ. Песок должен подаваться к месту строительства рефулером, что обеспечит медленное падение его на дно и не нарушит структуры илистого грунта. После произведенной таким образом отсыпки песчаной подушки под ней начинается процесс консолидации илистого грунта. Успеху этого процесса способствует применение в качестве материала для подушки чистого и мелкого песка. С одной стороны, это дает возможность воде, выдавливаемой из ила, свободно пройти сквозь подушку, а с другой, препятствует воде увлечь с собой частицы ила сквозь пустоты в песчаной засыпке.

В связи с отдачей грунтовой массой части своей воды верхние слои грунта становятся менее водопроницаемыми; пути фильтрации из нижележащих слоев отклоняются от своего вертикального направления, в результате чего вода начинает течь из-под сооружения не вверх сквозь контрфильтр, а в обе стороны к ненагруженным зонам. Поэтому во избежание выпирания илистого грунта по бокам сооружения песчаная подушка должна иметь достаточную ширину.

Процесс консолидации длится, в зависимости от местных условий, год и больше. В результате илистый грунт приобретает

значительно улучшенную характеристику, что позволяет безопасно возводить на нем гравитационные сооружения.

Оградительные сооружения в виде вертикальной стенки имеют следующие преимущества по сравнению с сооружениями откосного типа:

а) будучи возведенными на благоприятных грунтах, они, как правило, дешевле;

б) они позволяют швартоваться судам с внутренней стороны, т. е. на акватории, для отстоя, а иногда для производства перегрузочных операций.

Сооружение гравитационного типа состоит из трех основных элементов: основания, подводной и надводной стенок.

В зависимости от конструкции подводной стенки, являющейся основным элементом гравитационных сооружений, они могут быть разделены на следующие разновидности: из обыкновенных массивов, циклопических массивов, ячеистых (целлюлярных) массивов, массивов-гигантов и ряжей. Особенности каждой из этих конструкций излагаются ниже в настоящей главе.

Помимо соответствия конструкции действующим силам, гравитационные оградительные сооружения должны удовлетворять следующим основным условиям, значительная часть которых регламентируется Строительными нормами и правилами (СНиП).

1. Глубина заложения стенки должна быть выбрана оптимальная; с одной стороны, с увеличением глубины уменьшается сила удара волн, но, с другой стороны, увеличивается стоимость сооружения.

2. Необходимо наличие сравнительно хороших грунтов или, при слабых грунтах, обязательная подготовка основания.

3. Толщина постели из каменной наброски при наличии в основании сооружения нескальных грунтов должна определяться расчетом; однако во всех случаях она должна быть не менее 2 *м*, включая слой обратного фильтра толщиной 0,5 *м*. В случае залегания в основании сооружения скального грунта толщина постели должна быть не менее 0,5 *м*; вместо каменной постели в этом случае можно применить выравнивающий слой из бетона толщиной не менее 0,25 *м*.

4. Ширина наружной и тыловой берм постели, возвышающейся над дном, должна определяться из условия устойчивости их на выпирание и защиты естественного основания от размыва.

5. В случаях расположения сооружения на размываемых грунтах и при возникновении донных скоростей должна предусматриваться защита дна перед сооружением на ширине 0,25—0,4 длины расчетной волны.

6. Защитные массивы на наружной берме и откосе постели должны устанавливаться в том случае, если вес камней, образующих эти элементы постели, не достаточен для противодействия их волнению.

7. Должна быть обеспечена надежная связь между надводной и подводной стенками; надводную стенку на участках между осадочными швами следует делать монолитной, причем расстояние между этими швами должно быть наибольшим, допустимым для данных грунтовых условий и конструкции сооружения.

8. В случае применения подводной стенки из обыкновенных массивов должна быть соблюдена достаточная перевязка швов между ними (в соответствии с требованиями раздела «Д» части II СНиП).

§ 79. ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ИЗ ОБЫКНОВЕННЫХ МАССИВОВ

В практике портового строительства под обыкновенными понимают массивы весом до 100 *т*. Сооружения из таких массивов являются старейшими из сооружений гравитационного типа. В практике зарубежного портостроения, в особенности в Англии, они строились преимущественно на скалистых грунтах.

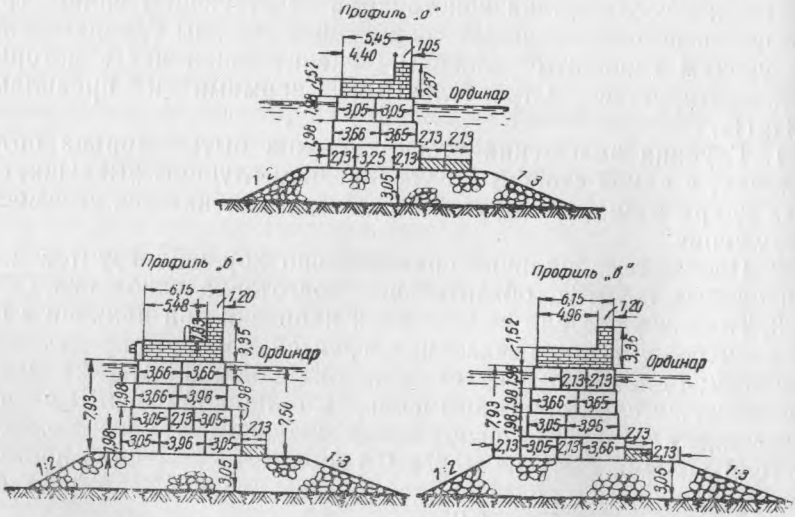


Рис. 158. Поперечные профили Западного мола одного из черноморских портов

Оградительные сооружения из правильной кладки массивов горизонтальными рядами на сжимаемых грунтах были впервые применены русскими инженерами при постройке портов в Черном море в 1870—1890 гг.; русскими же инженерами были в дальнейшем усовершенствованы приемы их постройки. Молы и волноломы этой конструкции существуют и эксплуатируются поныне; по большинству из них, однако, были проведены большие работы, связанные с усилением профиля.

В одном из Черноморских портов Западный мол (рис. 158) протяженностью свыше 1000 *м* был сложен из массивов весом 20—40 *т;* строительство мола относится к 1891—1894 гг. Дно бухты в месте расположения мола состоит из ила, перемешанного с песком и ракушкой; под илистым слоем залегает скала из известняковых песчаников и глинистых сланцев. Осадка мола была незначительна и равномерна по всему протяжению. Мол не подвергается значительному действию волнения и существенных повреждений не получил.

Восточный мол в этом же порту имеет такую же конструкцию, но находится в менее благоприятных условиях с точки зрения воздействия волнения. Построенный в конце 1892 г. Восточный мол получил существенные повреждения от сильного шторма 25—26 декабря 1923 г.; часть парапета мола на протяжении около 100 *м* была сброшена, образовалась брешь. Штормы 6, 7 февраля 1924 г. причинили молу дальнейшие повреждения. В результате воздействия этих двух штормов был снесен на протяжении 235 *м* парапет и на значительном протяжении — надводная каменная стенка; в некоторых местах, кроме того, были снесены внутрь акватории порта массивы двух верхних курсов. Всего было разрушено свыше 4000 $м^3$ кладки. Все эти разрушения объясняются, видимо, следующими обстоятельствами: мол в течение длительного времени не подвергался ремонту, а качество кладки надводной стенки было неудовлетворительным; во время разборки кладки были обнаружены три массива, поврежденных в результате взрыва мины. Высота же волны, которая действует на мол, достигает 4—5 *м;* поэтому объяснение повреждений Восточного мола следует искать в недостаточной прочности конструктивных его элементов.

Немаловажную роль в прочности оградительных сооружений играет вес массивов. СНиП регламентируют вес массивов в правильной кладке горизонтальными рядами стенок оградительных сооружений следующим образом:

Высота расчетной волны	Вес массива
2,5—3,0 *м*	не менее 30 *т*
3,5—4,0 »	» 40 »
4,5—5,0 »	» 50 »
5,5—6,0 »	» 60 »
6,5 *м* и более	» 100 »

В некоторых зарубежных портах (Коломбо, Мадрас) применялись оградительные сооружения из обыкновенных массивов, которые укладывались не горизонтальными, а наклонными рядами; при неравномерной осадке массивы могут скользить в этом случае друг по другу без расстройства кладки. Кроме того, такую кладку возможно производить при волнении моря до 3 баллов, тогда как массивовую кладку горизонталь-

ными рядами можно производить лишь при волнении не свыше 1—2 баллов. Угол наклона рядов в этом случае колеблется обычно от 47 до 76°.

Ряд неясностей в отношении применения таких сооружений (в первую очередь вопрос о том, можно ли возводить их на слабых грунтах) наряду со сложностью производства работ по укладке массивов наклонными рядами, привел к тому, что в наших портах эта конструкция не получила распространения.

§ 80. ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ИЗ ЦИКЛОПИЧЕСКИХ МАССИВОВ

Циклопическими принято называть массивы весом более 100 *т*, причем обычно они применяются не менее 250—300 *т*; длина их равна ширине профиля сооружения. Таким образом, в отличие от оградительных сооружений из обыкновенных массивов, где по ширине профиля в каждом курсе укладывается от двух до четырех массивов, молы и волноломы из циклопических массивов содержат в профиле по одному массиву (в каждом курсе).

Применение циклопических массивов не только увеличивает устойчивость сооружения, но и ускоряет производство работ. Особенностью сооружений из циклопических массивов является их кладка в большинстве случаев отдельными столбами, без перевязки швов в продольном направлении. Для увеличения связи между массивами они часто снабжаются гребнями и пазами.

Молы и волноломы из циклопических массивов получили сравнительно широкое распространение в Италии и Франции.

В Алжире и Катании были построены волнолом и мол из циклопических массивов, вес которых составлял в Алжире 330—440 *т*, а в Катании —330 *т*. Подошва волнолома в Алжире заложена на глубине 15 *м*, а в Катании — 12,5 *м*. Ширина берм волнолома в Алжире: наружной — 9 *м*, внутренней — 6 *м*; в Катании соответственно 12 и 7,5 *м*. Бермы прикрывались защитными массивами.

На рис. 159 показан профиль волнолома в Алжире. В массивах устроены сквозные колодцы, которые после окончания установки заполнялись бетоном; в дальнейшем от таких колодцев отказались.

Оба описанных оградительных сооружения потерпели аварию в 1933 г. в результате штормов. Стенка алжирского волнолома опрокинулась в сторону моря в результате размыва грунта; стенка катанского мола была разбита по частям. Впоследствии оба сооружения были переустроены. Разрушения эти стали классическими примерами аварий такого типа сооружений. Причинами обеих аварий являются принятые при проектировании заниженные значения элементов волн.

Однако неудачи с этими сооружениями вовсе не компрометируют идею применения гравитационных оградительных сооружений вертикального типа, а заставляют лишь обращать внимание на правильный учет местных грунтовых и гидрологических условий.

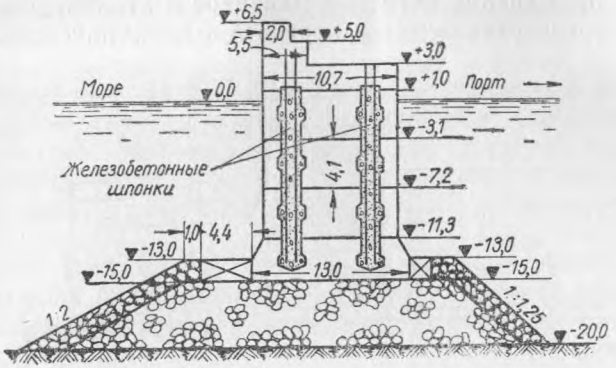


Рис. 159. Волнолом из циклопических массивов в Алжире

Применение молов и волноломов из циклопических массивов может быть оправдано при тяжелом гидрологическом режиме, который характеризуется расчетной волной выше 7 *м* при значительных глубинах дна.

§ 81. ЯЧЕИСТЫЕ (ЦЕЛЛЮЛЯРНЫЕ) МАССИВЫ

Ячеистыми называются пустотелые бетонные или железобетонные бездонные массивы, устанавливаемые друг на друге и заполняемые бетоном.

Таким путем можно получить в сооружении блоки (массивы), которые в 2—3 раза тяжелее, чем циклопические. Ячеистые массивы, как и циклопические, целесообразно изготавливать длиной, равной ширине профиля сооружения, хотя в некоторых случаях, при значительной ширине сооружения, их приходится применять длиной, равной половине ширины профиля. На рис. 160 изображен мол из ячеистых массивов в Неаполе; здесь применялись массивы размером 9×5×2,30 *м* и весом (до их заполнения бетоном) 100 *т*.

В Генуе целлюлярные массивы применялись длиной во всю ширину профиля; размеры массивов 12×6×3,6 *м* и вес 230 *т*.

Применение оградительных сооружений этой конструкции в Неаполе и Генуе не дало положительных результатов. Для образования монолита нужно было уложить четыре или пять курсов массивов и заполнить их ячейки бетоном, уложенным под воду. Установку массивов и заполнение их бетоном следовало произвести в течение весьма короткого срока, чтобы избежать по-

вреждения тонких стенок штормом, который мог разразиться в любое время. При такой спешности работ было невозможно соблюсти время, необходимое для уплотнения грунта, что вызвало впоследствии неравномерную осадку. Прочность бетона, уложенного под водой, не была удовлетворительной. По всем этим причинам от применения ячеистых массивов в итальянских и французских портах отказались и перешли к циклопическим.

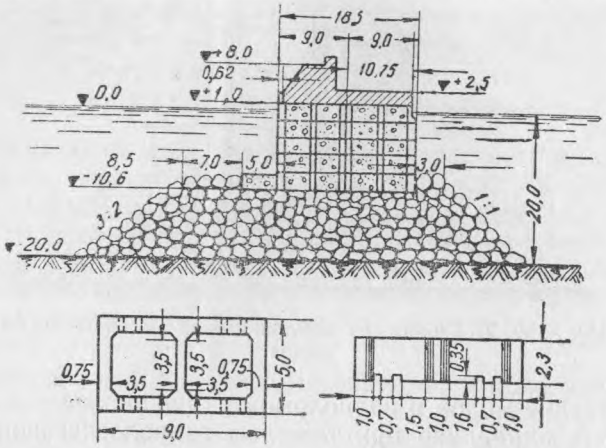


Рис. 160. Мол из ячеистых массивов в Неаполе

Следует, однако, отметить, что причиной аварии были не только производственные факторы. Так, одной из причин аварии волнолома в Генуе послужил размыв грунта донными скоростями, которые не учитывались проектом сооружения.

Особого внимания заслуживает грандиозная авария с волноломом в Генуе, происшедшая в феврале 1955 г. и превосходившая по своим масштабам известные аварии за последние несколько десятков лет.

Длина участков волнолома, построенного в виде вертикальной стенки, составляла 3800 *м*, из которых 1400 *м* были сооружены из ячеистых массивов, а на остальном протяжении — из циклопических массивов.

Во время шторма скорость ветра достигла 34 *м/сек* и направление его совпадало с направлением наибольшего разгона волны. Высота волн не была непосредственно определена из-за неблагоприятных метеорологических условий; исчисленная по современным эмпирическим формулам и графикам различных авторов (Лабзовского, Браславского и др.), она составляет не менее 8—9 *м*. Следует заметить, что во время шторма, разрушившего мол Мустафа Алжирского порта в 1934 г., были измерены элементы волны, причем высота ее оказалась равной 9 *м*. Так как разгон волны и глубина моря в Генуе и Алжире при-

мерно одинаковы, то можно полагать, что и в данном случае была волна высотой около 9 *м*.

Через несколько часов после начала шторма на участке с циклопическими массивами образовалась брешь протяженностью 150 *м*, которая затем расширилась до 450 *м*; надстройка и верхний курс массивов оказались сброшенными внутрь порта. Такие же повреждения произошли на остальных участках волнолома. Общее протяжение разрушений составило около 900 *м*. Участки волнолома, состоявшие из ячеистых массивов, разрушались постепенно за счет разрушения стенок этих массивов и затем их опрокидывания. Внутрь портового бассейна проникло волнение огромной силы, причинившее большие повреждения причалам и судам.

Основной причиной аварии явились заниженные размеры элементов волн, принятые при составлении проекта сооружения: высота волны 5 *м* и длина ее — 75 *м*. Это лишний раз показывает, что расчетные элементы волн должны основываться на данных многолетних наблюдений и на опыте эксплуатации оградительных сооружений-аналогов.

§ 82. ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ИЗ МАССИВОВ-ГИГАНТОВ

Массивы-гиганты состоят из ящиков значительных размеров (длиной 10—25 *м*), изготовляемых преимущественно из железобетона в условиях полигона либо в сухом или плавучем доке. Ящики спускаются затем на воду и буксируются к месту строительства, устанавливаются на каменную постель и заполняются бетоном, песком или камнем. Вес каждого массива-гиганта, заполненного бетоном, доходит до 3000—3500 *т*.

Массивы-гиганты, представляя собой монолиты, не испытывают таких внутренних перемещений своих частей, как массивовая кладка. Однако и эти оградительные сооружения имеют свои недостатки.

Так, если, несмотря на все принятые меры к увеличению прочности грунта, произойдет существенная неравномерная осадка уже заполненных бетоном массивов-гигантов, то разобрать их оказывается весьма затруднительно. Кроме того, при слабом профиле массивы-гиганты под влиянием ударов волн часто приходят в колебательное движение; в результате этого поверхность каменной постели приобретает цилиндрическую форму, вследствие чего массивы начинают колебаться даже при сравнительно слабой волне.

Все же преимущества, которые имеют оградительные сооружения из массивов-гигантов — быстрота постройки, монолитность, значительный вес — заставляют инженерную мысль совершенствовать как конструкцию массивов, так и методы производства работ.

Для возможности уплотнения слабого грунта иногда прибегают к такому способу. Ящик массива-гиганта при первоначальной установке наполняют песком; через 8—12 месяцев песок с помощью эжектора высасывают. Если осадка гиганта произошла небольшая и равномерная, то после удаления песка ящик заполняют по проекту бетоном или камнем, и установка гиганта закончена; если же произошла значительная и неравномерная осадка, то после высасывания песка всплывший ящик отводят в сторону, в каменную постель добавляют камень, поверхность выравнивают, снова ставят ящик и опять заполняют его песком.

Описанный метод производства работ был применен в Иокогаме при постройке волнолома и дал хорошие результаты. При применении этого метода следует иметь в виду необходимость прикрытия песка заполнения бетонными плитами или тяжелыми камнями на контрфильтре во избежание вымывания песка из ящиков во время волнения.

В начальный период строительства оградительных сооружений из массивов-гигантов материалом заполнения служил только бетон. Исходили при этом из тех соображений, что иной материал, особенно песок, в случае повреждения стенок вытек бы, что привело бы к аварии сооружения. В дальнейшем, однако, в некоторых портах, главным образом японских, начали применять толстостенные ящики гигантов (толщина стенок достигала 0,6—0,7 *м*), которые оказывали значительное сопротивление воздействию внешних сил; поэтому представилось возможным заполнять ящики песком.

Интересен в этом отношении опыт Сочинского порта. Для оградительного мола были применены массивы-гиганты, имеющие с обеих сторон узкие секции (шириной 1 *м*), которые заполнялись бетоном; основные же секции заполнялись песком. Значительная толщина бетонного заполнения служила надежной защитой от механических повреждений; кроме того, в случае большой и неравномерной осадки массивы-гиганты могли быть выведены из профиля сооружения для повторного выравнивания постели, так как при удалении песчаного заполнения они приобретали достаточную плавучесть.

Толщина днища железобетонных ящиков массивов-гигантов обычно колеблется от 0,3 до 0,6 *м*, толщина наружных стенок — от 0,2 до 0,6 *м*, внутренних — от 0,15 до 0,30 *м*.

В 1899—1905 гг. в Бизерте был построен волнолом из массивов-гигантов длиной 31 *м*, шириной 8 *м* и высотой 9 *м*. Нижняя часть гиганта была образована металлическим понтоном высотой 2 *м*, к которому на плаву прикреплялась болтами съемная металлическая оболочка толщиной 6 *мм* из 6 поясов по высоте. Внутри оболочки устраивались бетонные наружные стенки, а также три внутренние поперечные переборки. Благодаря наличию переборок гиганты после установки на место заполнялись бетоном насухо, причем вес заполненного гиганта достигал 5000 *т*.

Гиганты устанавливались на каменной постели толщиной 9—10 *м*. Волнение в районе волнолома может быть охарактеризовано высотой штормовых волн до 6 *м*.

Примерно через год после окончания строительства сооружение подверглось воздействию сильного шторма, в результате которого массивы-гиганты получили небольшой сдвиг и наклоны в сторону порта. Внутренняя берма постели была повреждена; наружные откос и берма оказались растянутыми. Тогда же был произведен ремонт сооружения. Через год в результате шторма волнолому были причинены аналогичные повреждения; кроме того, произошли большие отколы надводного строения, сопровождающиеся трещинами в самих гигантах. Наконец, штормом, происшедшим примерно еще через год, был снесен парапет на участке длиной около 300 *м* и 6 гигантов получили значительный наклон в сторону порта.

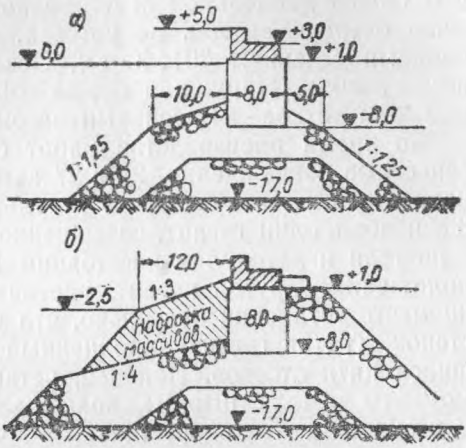


Рис. 161. Мол из массивов-гигантов в Бизерте:
а — первоначальный профиль, *б* — усиленный

Основной причиной аварии явились слабость профиля и малая глубина заложения подошвы гигантов. В дальнейшем профиль волнолома был усилен путем устройства впереди

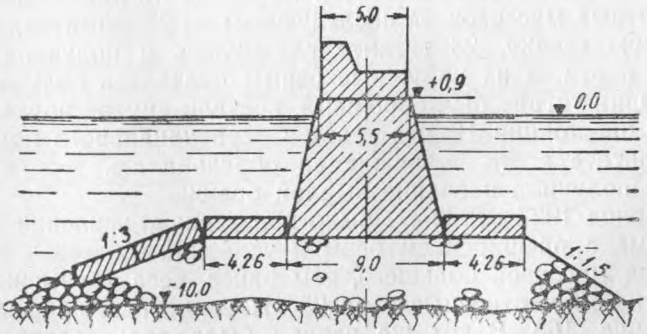


Рис. 162. Волнолом из массивов-гигантов. Первоначальный профиль

стенки наброски из массивов весом 40 *т* и поднятия тыловой бермы с пригрузкой ее массивами. Поперечный разрез этого сооружения — первоначальный и усиленный—показан на рис. 161.

В одном из наших портов был построен в 1912—1917 гг. волнолом из массивов-гигантов по профилю, изображенному на рис. 162 [1]. Железобетонные ящики гигантов имеют длину 25 *м*, высоту 7,9 *м*, ширину поверху 6,5 *м* и понизу — 9 *м*. Днище ящика имеет толщину 60 *см*, наружные стенки — 24 *см* внизу и 14 *см* — вверху. Ящик шестью поперечными вертикальными перегородками толщиной 14 *см* разделен на семь отсеков, каждый из которых общей продольной перегородкой толщиной 14 *см* разделен в свою очередь на два полуотсека. Конструкция стенок усилена балками сечением 30×40 *см*. Объем массива-гиганта 1432 $м^3$, вес — 3210 *т*. Наружная берма была прикрыта массивами весом 25 *т*, откос — массивами весом 8 *т*.

Во время производства работ сооружению были причинены серьезные повреждения. 26 и 27 августа 1914 г. были поставлены на постель четыре ящика. В результате шторма, разразившегося 3 сентября, один гигант, совершенно пустой, был сброшен волной с постели и затонул в расстоянии 13—15 *м* от первоначального положения. Другой гигант, частично заполненный, был разбит на месте установки настолько, что уцелели лишь днище и часть стенок. Третий гигант, заполненный больше чем наполовину, лишился пяти отсеков. Наконец, четвертый гигант, заполненный к моменту начала шторма полностью, остался неповрежденным. В результате этих повреждений в волноломе образовалась брешь, которая впоследствии получила название «большой бреши».

В 1914 г. было установлено всего 45 массивов-гигантов. На 25 была возведена надводная стенка с парапетом, на 5 гигантах была устроена надводная стенка без парапета. Укладка защитных массивов на наружной берме и откосе полным профилем была исполнена на участке 12 гигантов и частично на участке 20 гигантов; 13 гигантов не имели ни надводной стенки, ни защитных массивов. В последующем из 25 гигантов, имевших надводную стенку, 23 гиганта сдвинулись и получили крен в сторону порта, а их наружные бермы оказались сильно размытыми. Один гигант был сброшен с постели внутрь порта и опрокинут в расстоянии 12 *м* от своего первоначального положения. В результате этого повреждения образовалась вторая брешь, которая получила название «малой бреши».

В период 1927—1928 гг. было произведено усиление профиля волнолома с расширением берм и укладкой на них и на откос защитных массивов большего, чем ранее, веса (берменные массивы — по 40 *т*, откосные — по 25 *т*); усиленный профиль показан на рис. 163. В тот же период была произведена заделка брешей.

В последующие годы волнолом неоднократно подвергался действию весьма сильных штормов, в особенности в 1931 и 1939 гг. При этом наблюдались значительная вибрация волнолома, не-

[1] Описание заимствовано у И. Н. Шафира [6].

большие наклоны гигантов и местами отколы бетона в углах парапета на швах надводной стенки. В подводной части происходило небольшое оттягивание массивов с наружных откоса и бермы.

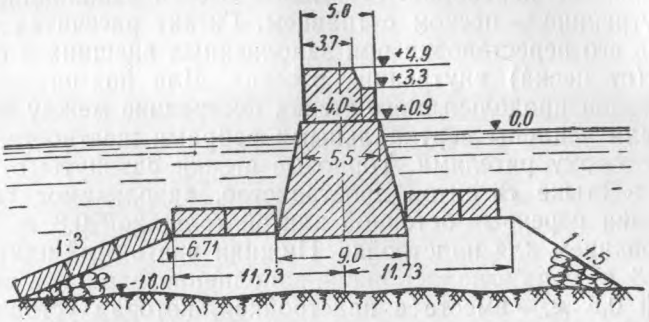


Рис. 163. Волнолом из массивов-гигантов. Усиленный профиль

В результате произведенного И. Н. Шафиром [6] анализа было установлено, что под действием расчетной волны высотой 6 *м* была недостаточной устойчивость каменной подсыпки на выпирание из-под подошвы гиганта вследствие малой ширины внутренней бермы и отсутствия на ней огружающих массивов. Однако и усиленный профиль не обладает достаточной устойчивостью. Общий недостаток сооружения — малая глубина заложения и малая ширина массивов-гигантов, результатом чего является их склонность к вибрации и небольшим деформациям.

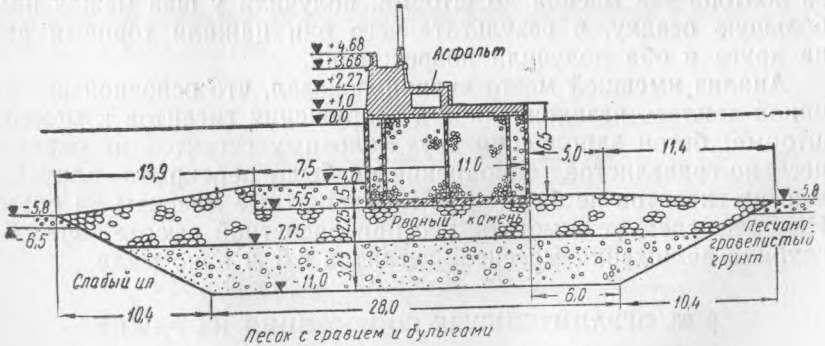


Рис. 164. Мол из массивов-гигантов прямоугольного профиля

Приведем также данные по молу из массивов-гигантов, сооруженному в одном из наших портов в тяжелых гидрологических условиях (расчетная высота волны 6 *м*) на слабых грунтах [1]. Поперечный профиль этого сооружения показан на рис. 164.

[1] Описание заимствовано у И. Н. Шафира [6].

Верхний слой естественного грунта (ила) был вычерпан и заменен песчано-гравелистым. Гиганты имеют высоту 7,5 *м*, ширину 11 *м*, толщину днища 0,4 *м*, толщину наружных стенок 0,2 *м*, внутренних — 0,15 *м*. Каждый гигант имеет три продольные и две поперечные переборки. Наружные отсеки заполнялись бетоном, внутренние — песком с гравием. Гигант рассчитан на возможность его перестановки при заполненных внешних и опорожненных (от песка) внутренних отсеках. Для повышения жесткости ящиков продольные его стенки посередине между поперечными были усилены вертикальными ребрами жесткости, соединенными вверху ригелями. Торцовые стенки сдвинуты от краев, образуя в стыке гигантов пространство, заполняемое бетоном. Верх ящика перекрыт бетонной плитой толщиной 0,8 *м*, служащей основанием для надстройки. Нижняя часть этой плиты толщиной 0,3 *м* укладывалась после заполнения ящика, а верхняя, толщиной 0,5 *м*,— вместе с надстройкой, которая устраивалась примерно через год — по окончании интенсивной осадки массивов-гигантов.

Работы по постройке мола начались в 1936 г. К концу октября 1939 г. было установлено всего 18 гигантов, причем надстройка на них не устраивалась. 30 и 31 октября 1939 г. мол подвергся действию сильного волнения, которое визуально было охарактеризовано высотой волны 5—5,5 *м*. Штормом молу были причинены значительные повреждения. Головной гигант и следующий за ним были разбиты и обращены в груду обломков; наружные отсеки сломаны и обрушены внутрь. У нескольких гигантов были разрушены продольные стенки; местами разрушилась бетонная плита, перекрывающая гиганты. Два смежных гиганта, установленные за полтора-два месяца до шторма, получили у шва между ними большую осадку, в результате чего они нажали торцами друг на друга и оба получили повреждения.

Анализ имевшей место аварии показал, что основной ее причиной явилась незаконченность сооружения гигантов к моменту шторма: бетон заполнения двух головных гигантов не окреп, а песчано-гравелистое заполнение не было перекрыто плитой; у многих гигантов не были уложены защитные массивы на берму. Наконец, следует отметить, что при расчетной высоте волны 6 *м* глубина заложения массивов-гигантов 6,5 *м* явно мала.

§ 83. ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ИЗ РЯЖЕЙ

Оградительные сооружения этого типа применяются преимущественно в местностях, богатых лесом, и в тех портах, где не проявляют своей деятельности морские древоточцы. Практика эксплуатации этих сооружений показала, что они применимы при высоте волны до 4 *м*.

Благодаря своей гибкости сооружения из ряжей могут применяться при залегании в их основании грунтов более слабых,

чем это допустимо для оградительных сооружений других конструкций. По этой же причине ряжи могут применяться более длинные, чем массивы-гиганты: в то время как последние нерационально изготовлять длиной более 15 *м*, ряжи успешно применяются длиной до 40 *м* и более.

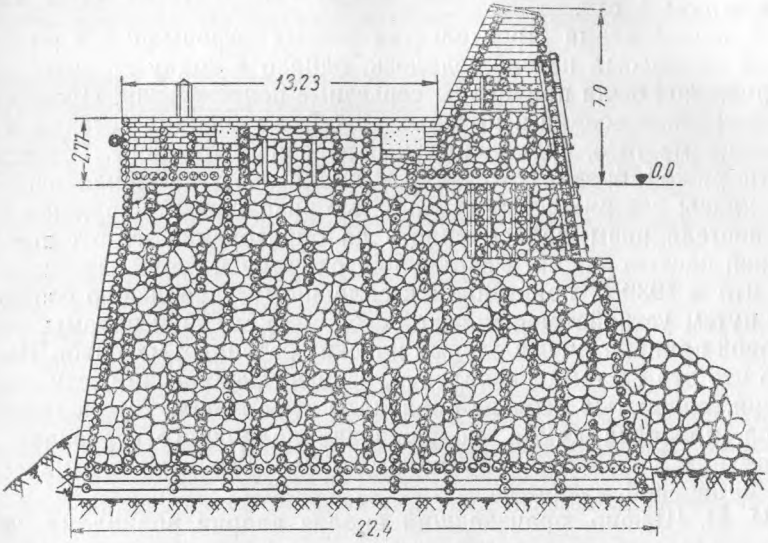


Рис. 165. Волнолом из ряжей в Таллине

В дореволюционное время ряжевые оградительные сооружения применялись у нас довольно часто; так, например, они были сооружены в Таганрогском, Таллинском (еще при Петре I) и Ленинградском портах.

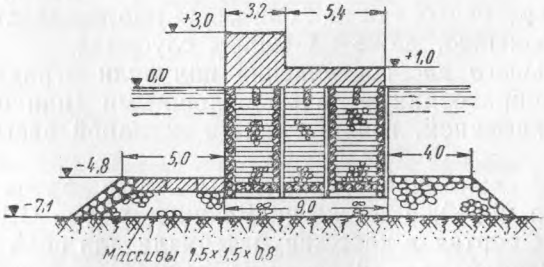


Рис. 166. Волнолом из ряжей

Волнолом в Таллине (рис. 165) сооружен на глубине свыше 12 *м*, причем ряжи рубились длиной около 100 *м*. В XIX столетии надводная часть ряжа была заменена каменной.

На рис. 166 показан волнолом из ряжей, построенный в одном из наших портов в 1937 г. Грунты основания представляют собой плотные мелкозернистые, местами слабо заиленные пески,

содержащие небольшое количество ракушек; под этим слоем, имеющим толщину от 2 до 5 *м*, залегает известковистая глина. Штормовые волны в открытом море достигают высоты 4—4,5 *м*, а в районе строительства волнолома значительно меньше; при составлении проекта были приняты волны высотой 3 *м*, длиной 20 *м* с периодом 4 *сек*.

В первое время строительства особых деформаций и повреждений волнолома не наблюдалось; однако к концу строительства сооружению были причинены серьезные повреждения. Произошла существенная осадка некоторых ряжей, а надводная стенка получила, кроме того, продольные и поперечные трещины. В верхней части ряжей бревна отрывались волнами, и каменная засыпка уносилась; два ряжа были полностью разрушены. Наружная берма постели размывалась вплоть до образования пустот под передней частью ряжей. Разрушения оказались столь угрожающими, что в 1939 г. приступили к сплошному укреплению сооружения путем устройства с морской стороны каменной призмы, откос которой прикрыт двумя слоями плоских бетонных массивов. Ввиду того что эта система укрепления, осуществленная на части сооружения, полностью себя не оправдала (произошли смещение массивов, просадка камня, повреждение надводного строения), на остальном протяжении волнолома было намечено его укрепление наброской массивов.

И. Н. Шафир, произведший анализ аварии волнолома, установил следующую совокупность ее причин: легкая размываемость песчаных грунтов, слабость конструкции ряжей, малая длина ряжей (от 8,6 до 13,6 *м*), малая ширина внешней бермы и слабая ее пригрузка массивами.

§ 84. ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ИЗ СВАЙ

Сооружения этой группы, построенные из одних свай, встречаются весьма редко, так как они могут противодействовать лишь слабому волнению, даже на малых глубинах.

Наибольшего распространения получили оградительные сооружения, образованные двумя сплошными (или шпунтовыми) рядами с каменной, гравийной или песчаной засыпкой между ними.

Молы из свай широко применены в ряде портов Азовского и Балтийского морей, а также на Великих озерах США.

В наших портах в качестве материала для свай преимущественно применяли лес, значительно реже — старогодние рельсы. В портах США наибольшее распространение получил стальной шпунт. Последняя конструкция позволяет применять в качестве материала для засыпки гравий и даже песок, в то время как для сооружений из деревянных или рельсовых свай в качестве материала заполнения можно применять лишь камень.

Для соединения свай между собой в продольном и поперечном направлениях применяются схватки из того же материала, что

и сваи; в деревянных свайных конструкциях поперечная анкеровка часто осуществляется, однако, стальными стержнями, которые иногда закладываются в трубки.

В целях увеличения долговечности сооружения в надводной части устраивается бетонная или каменная стенка, причем для защиты ото льда эту надводную стенку устраивают с наклонной гранью в сторону ледохода, с тем чтобы льдины скользили по откосу вверх и разламывались. При слабом ледоходе в сооружениях из деревянных свай ограничиваются устройством ледового пояса, который состоит из ряда продольных брусьев, прикрепленных к сооружению в зоне ледохода.

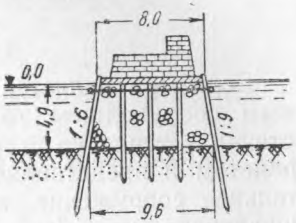


Рис. 167. Мол из деревянных свай с каменным ядром

Характерная конструкция на деревянных сваях показана на рис. 167, изображающем мол одного из каспийских портов. Наружные ряды деревянных свай забиты со значительными промежутками (около 20 *см*) и стянуты металлическими тяжами, пропущенными сквозь продольные бревенчатые схватки. Внутренние одиночные сваи забиты в три ряда; они служили для направления хода копра, забивавшего сваи сплошных рядов.

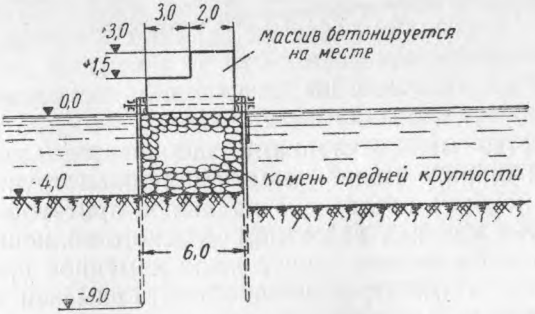


Рис. 168. Мол из стальных шпунтин с каменным ядром

Надводное строение мола первоначально было устроено ряжевым. Через 5 лет после окончания строительства ряжевая конструкция была заменена каменной надстройкой на бетонной подушке.

В связи с залеганием в основании сооружения очень мелкого песка его начало вымывать морским волнением; каменное ядро просело, и на всем протяжении мола под бетонной подушкой образовалась не заполненная камнем полость средней глубиной 30—40 *см*. Вымыванию грунта способствовали значительные

зазоры между сваями сплошных рядов, а также отсутствие противофильтрационных устройств в основании сооружения (в виде фашинных тюфяков под камнем).

Применение стального шпунта для ограждающих стенок мола полностью исключает возможность вымывания грунта. На рис. 168 изображен профиль оградительного сооружения, состоящего из стальных шпунтин с ядром из камня.

§ 85. ШИРОКИЕ МОЛЫ

Если мол является одновременно оградительным и причальным сооружением, то обычно с обеих его сторон возводятся стенки. Стенка со стороны моря в этом случае снабжается парапетом и представляет собой оградительное или берегоукрепительное сооружение, а со стороны гавани — набережную для швартовки судов (рис. 169).

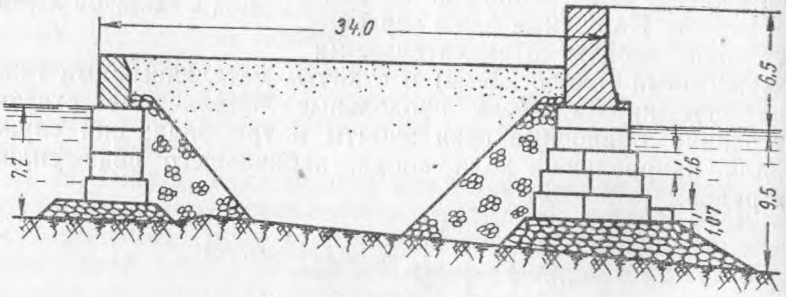


Рис. 169. Широкий мол

Пространство между стенками заполняется камнем, а при значительной ширине мола — еще и песчаным грунтом. В этом случае должно быть обеспечено надежное противофильтрующее устройство, так как под действием морского волнения зачастую наблюдается высасывание грунта из-за каменной призмы. В качестве обратного фильтра может быть применен слой щебня или гравия, прикрывающего откос каменной призмы; небольшие поры щебня или гравия заполняются грунтом, и таким образом получается непроницаемый слой. Еще большего эффекта можно добиться засыпкой слоя глины позади щебня (или гравия); при этом, однако, следует иметь в виду, что такой экран может вызвать подпор воды за стенкой и увеличить величину распора грунта за ней.

Конструкция стенок, ограждающих широкие молы, зависит от местных условий, в особенности грунтовых и гидрологических. Чаще всего стенки устраиваются из правильной кладки массивов, реже — массивов-гигантов и ряжей. Применение шпунтовых или сплошных свайных рядов для внешней стенки может иметь место лишь при малом волнении.

При слабых грунтах основания или при наличии дешевого камня может оказаться целесообразным устройство внешнего ограждения мола откосного типа (из наброски камня или массивов). Внутренняя стенка, являющаяся причальной, может быть конструктивно решена в соответствии с общими принципами проектирования портовых набережных.

Ширина молов в зависимости от эксплуатационных требований колеблется в больших пределах — от 20 до 100 *м*.

Глава XXIII
ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ОТКОСНОЙ ФОРМЫ

§ 86. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Действие волнения на оградительные сооружения откосной формы аналогично действию прибоя у естественного берега. Волна, вкатываясь вверх по откосу, теряет свою живую силу и скатывается обратно, причем смыванием и всасыванием разрушает поверхность откоса.

Взаимодействие волнения с оградительным сооружением из наброски массивов (или крупных камней весом по нескольку тонн) имеет своеобразный характер ввиду значительной крутизны откоса и наличия больших пустот в такой наброске. У этих сооружений происходит, с одной стороны, как бы «впитывание» волны, а с другой — всплеск, достигающий порой значительной величины. Так, например, у юго-восточного волнолома Туапсинского порта всплески доходят до 15 *м*. Всплески эти более беспорядочны, чем при сооружениях вертикального типа.

Обширному применению камня в откосных сооружениях способствует его дешевизна, несложность конструкции и простота производства работ.

Применяются следующие типы оградительных сооружений откосной формы:

а) из наброски камня однородной крупности;

б) из наброски сортированного камня;

в) из наброски массивов (или других искусственных элементов);

г) из песка.

Откосам со стороны моря нужно придавать такой уклон, чтобы наброска из отдельных камней, массивов или других элементов не расстраивалась от действия волнения. Степень пологости откоса зависит от веса отдельных элементов (камней, массивов и др.) и интенсивности волнения. Как правило, чем меньше вес этих элементов, тем более пологим нужно делать этот откос.

Рациональным профилем сооружений этого типа является такой, в котором самому интенсивному действию волны противопо-

ставлены наиболее тяжелые конструктивные элементы. Поэтому профиль сооружения подразделяется на зоны, причем в верхних зонах должны находиться самые тяжелые элементы, поскольку наиболее сильное действие волны имеет место на поверхности моря.

Как правило, оградительные сооружения откосной формы получаются более дорогими, чем сооружения с вертикальной стенкой. Однако при залегании в основании сооружения слабых грунтов они более целесообразны, как менее чувствительные к неравномерным осадкам.

§ 87. СООРУЖЕНИЯ ИЗ НАБРОСКИ НЕСОРТИРОВАННОГО КАМНЯ

Этот тип оградительных сооружений применяли в прежнее время в портах с большим волнением. В восемнадцатом столетии в Плимуте, Шербурге, Портленде были построены молы из наброски несортированного камня. При сооружении этих молов наружным (морским) откосам придавали уклон от 1:3 до 1:4; так как волны разрушали молы с подобными откосами, то постепенно при пополнении камня уклоны откосов доводились до 1:8; 1:10, 1:12 и 1:14. При столь пологих откосах поперечный профиль оградительных сооружений получается весьма распластанным, требующим значительного количества камня. По этим причинам в настоящее время сооружения такого типа возводят только на небольших глубинах и при слабом волнении.

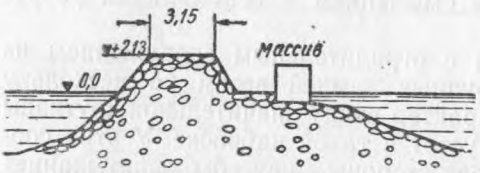


Рис. 170. Волнолом из каменной наброски в Бердянске

Для устройства подобных сооружений применяют обычно рваный камень весом от 16 до 160 *кг*, причем на наружный откос укладывают камни большого веса.

В Балтийском море наружный откос от 1 : 4 до 1 : 5 является устойчивым; этот откос доводят до глубины вредного действия волнения; ниже этой глубины откосам придают уклон от 1 : 2 до 1 : 3. С внутренней стороны откос делают 1 : 1, если он не подвергается действию переливающейся через сооружение воды; в противном случае откосу придают уклон 1 : 1,5.

На Азовском море волнолом из каменной наброски построен в Бердянске при глубине воды 4 *м* (рис. 170). Отметка верха волнолома +2,13 *м*, ширина поверху 3,15 *м*. Внутренний откос от гребня до дна имеет одинаковый уклон 1 : 1. Наружному откосу от гребня до уровня воды придан уклон 1 : 1; здесь устроена берма шириной 1,8 *м* с пологим уклоном к морю, далее откос продолжается до глубины 2,13 *м* с уклоном 1:3; затем откос до дна имеет уже уклон 1 :1.

Верхняя поверхность, откосы выше уровня моря и бермы вымощены крупными, плотно прилегающими друг к другу камнями.

Волнолом сильно страдал от воздействия льда, который, примерзая к камням, отрывал их из кладки, чем расстраивал сооружение. Для защиты волнолома ото льда наружные откосы пришлось замостить камнями весом до 1 *т* и уложить на берму массивы в 30 *т*. В результате этого откос со стороны моря принял уклон около 1 : 3,5.

В Махачкале на Каспийском море в условиях более сильного, чем в предыдущем случае, волнения был построен мол из каменной наброски трапецеидального сечения с откосом со стороны моря 1 : 2 и со стороны порта 1 : 1. При строительстве сооружения были применены крупные камни, особенно с наружной стороны наружного откоса, где вес их достигал 1 *т*.

§ 88. МОЛЫ ИЗ НАБРОСКИ СОРТИРОВАННОГО КАМНЯ

Для придания оградительным сооружениям из камня необходимой устойчивости при значительном волнении и больших глубинах для получения экономичного профиля применяют сортировку камня, которая дает возможность использовать весь добываемый в карьерах материал.

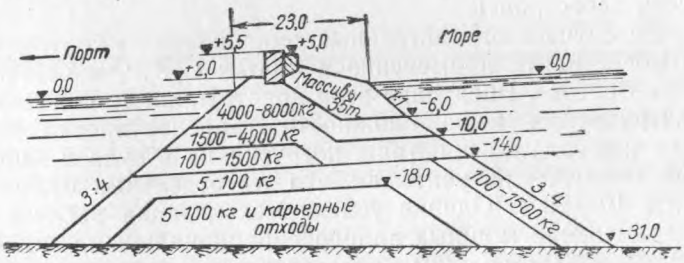


Рис. 171. Схема волнолома из сортированного камня в Марселе

В отдельных портах выработалась своя система сортировки камня. Так, например, во французских портах применяются для оградительных сооружений следующие сорта камней:

карьерные остатки	до 5 *кг*
камни	от 5 до 100 „
глыбы	от 100 до 1500 „
„	„ 1500 „ 4000 „
„	„ 4000 „ 8000 „
„	свыше 8000 *кг*

Классическим примером устройства оградительных сооружений из сортированного камня является волнолом Марсельского порта. Как видно из рис. 171, размеры камня соответствуют глу-

бинам. Массивовая наброска расположена с внешней стороны сооружения и ниже низшего уровня воды идет с уклоном 1 : 1, а выше — с уклоном 1 : 3. Волна, поднимаясь по этому откосу, теряет свою живую силу настолько, что парапет испытывает только слабые удары. Парапетная стенка устроена на наброске камня и прикрыта массивовой наброской, в результате чего ударам волн подвергается только верхняя часть парапета. Мол прекрасно сохранился и требует незначительных ремонтных работ.

Волнолом в Филиппвиле был построен по типу марсельского, но с той разницей, что профилю массивовой наброски был придан уклон 1:1, а парапетная стенка находилась у гребня откоса, вследствие чего она получала сильные удары, и откос под действием волнения разрушался. Впоследствии волнолом был перестроен.

Волнолом в Катании был также построен по типу марсельского. Однако массивовая наброска была устроена тонким слоем; кроме того, верхняя ее поверхность была сделана горизонтальной, вследствие чего волны, не теряя энергии на подъем и разбиваясь о парапет, оказывали на него сильное давление. Из-за этих недостатков волнолом, имея значительно более мощный профиль, чем в Марселе, испытывал постоянные повреждения, и его пришлось перестроить.

В ряде случаев оградительные сооружения из сортированного камня могут найти применение в портах СССР, в частности на Дальнем Востоке. Внедрение этой конструкции до сих пор встречало затруднения из-за сложности транспортировки тяжелых глыб от карьеров до пристани, погрузки их в суда и заброски в профиль сооружений, учитывая, что вес отдельных булыг может достигать 10—20 *т*. Однако успехи механизации работ в карьерах и применение мощных кранов с рациональными захватными приспособлениями должны способствовать преодолению этих трудностей и внедрению наравне с массивовой наброской оградительных сооружений из наброски сортированного камня рациональных профилей.

§ 89. ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ИЗ НАБРОСКИ МАССИВОВ

Впервые наброска из массивов была применена в Алжирском порту в 1873 г; здесь были изготовлены бетонные массивы весом 20 *т*. В дальнейшем сооружения из массивовой наброски были устроены в Ливорно, Александрии, Порт-Саиде, Лиепая, Батуми, Поти, Одессе, Туапсе и других портах. В большинстве случаев в основании наброски массивов устраивалась постель из рваного камня.

Наиболее ценным качеством этих сооружений, как и вообще сооружений откосной формы, является малая их чувствительность к неравномерной осадке, которая не вызывает расстройства со-

оружения и нарушения его устойчивости. Хотя оградительные сооружения описываемого типа стоят, как правило, дороже сооружений из правильной кладки массивов на 10—30%, их приходится применять при наличии слабых грунтов основания.

Волна при подходе к массивовой наброске встречает неправильную поверхность в виде выступающих ребер и углов массивов. Происходят «разрезывание» движущихся к сооружению масс воды и отражение их по всем направлениям. При достаточной ширине сооружения разбитая волна едва появляется с внутренней стороны мола.

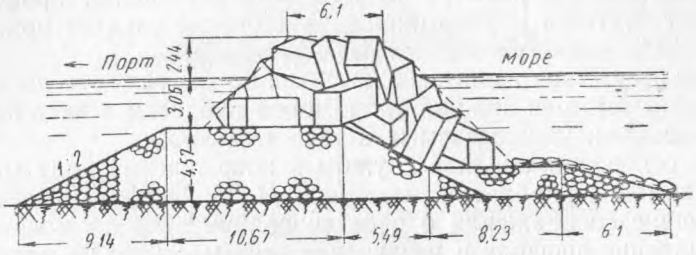


Рис. 172. Мол из наброски массивов

Если сооружения устроены из наброски массивов, вес которых достигает 30—40 *т*, то грани этих массивов образуют поверхности значительной величины; волна, ударяясь об эти поверхности, дает порою значительный всплеск, причем в ряде случаев происходит подмыв берм каменной постели.

При плохом заклинивании массивов и недостаточном их весе происходит раскатывание массивов, что вызывает потребность в регулярном пополнении профиля сооружения.

К отрицательным качествам этого типа оградительных сооружений относятся также: а) проницаемость наброски для волнения (хоть и ослабленного), особенно для длинных волн; б) некоторая проницаемость сооружения для наносов; в) невозможность причаливания судов.

Однако производство работ по возведению сооружений из наброски массивов значительно проще и происходит более ускоренными темпами, чем у сооружений из правильной кладки массивов, что является существенным преимуществом сооружений этого типа.

В целях снижения стоимости строительства молы и волноломы из массивовой наброски возводятся часто таким образом, что каменная постель устраивается переменной высоты: со стороны моря пониженной, а со стороны порта — повышенной (рис. 172). Для более плотной укладки часто применяют в сооружении массивы двух размеров (например, 40 и 25 *т*).

В соответствии с требованиями ГОСТ 5275—50 «Кладка из

обыкновенных массивов» для наброски в оградительных сооружениях должны назначаться массивы:

Высота расчетной волны	Вес массива
3,0 *м*	30 *т*
3,5—4,0 *м*	35 »
4,5 *м*	40 »
5,0—5,5 *м*	45 »
6,0 *м* и более	50 » и более

Пустоты в уплотнившейся наброске (после ее осадки) надлежит учитывать в размере 40% от общей площади профиля, а процент пустот в неуплотнившейся наброске следует принимать на 5—10% выше.

При отсутствии защитных массивов на бермах постели должен быть предусмотрен нижний упор откоса наброски в виде бордюрных массивов, укладываемых в теле наброски.

На основании анализа службы и повреждений ряда молов и волноломов из наброски массивов И. Н. Шафир [6] высказал следующие соображения о проектировании этих сооружений.

Уширение профиля и увеличение веса массивов не могут компенсировать дефекты очертания профиля. В рационально спроектированном сооружении размеры профиля, вес массивов и их расположение должны находиться в определенном соответствии. Так, например, сооружение из каменной наброски, прикрытое наброской массивов, при высоте волны 6—7 *м* должно иметь ширину на уровне воды 22—24 *м*, вес массивов—не менее 50 *т*, толщину массивового прикрытия — не менее 4—5 *м*, подводный откос может быть крутым (1:1). Под массивовой наброской крупность камня в слоях должна понижаться постепенно во избежание вымывания камня из нижележащих слоев сквозь большие пустоты в верхних слоях.

Сооружение, возведенное целиком из наброски массивов, при высоте волн 5—6 *м* должно иметь: ширину на уровне воды около 18 *м*, уклон внешнего откоса от 1 : 1 до 1 : 1,5, вес массивов 40—50 *т*.

С увеличением веса массивов возрастает опасность их повреждения при осадке и под ударами волн; кроме того, применение в наброске массивов значительного веса снижает способность сооружения «впитывать» волны. В связи с этим вес массивов не должен превышать минимально допустимый для данных условий волнения.

Если массивовая наброска устраивается только в виде защитного прикрытия, она должна иметь надежный упор в виде бермы каменной отсыпи, прикрытой в свою очередь защитными массивами или булыгами.

Наиболее целесообразное соотношение сторон массивов, применяемых для наброски, 1 : 1 : 1,5.

Приведем некоторые примеры устройства оградительных сооружений из массивовой наброски.

Мол в Порт-Саиде был построен в 1864—1868 гг. Из-за высокой стоимости камня наброска была основана прямо на грунте. В основании сооружения залегают илистые грунты, покрытые слоем песка, толщина которого, равная у уреза берега 6—8 *м*, по мере выдвижения в море постепенно уменьшается.

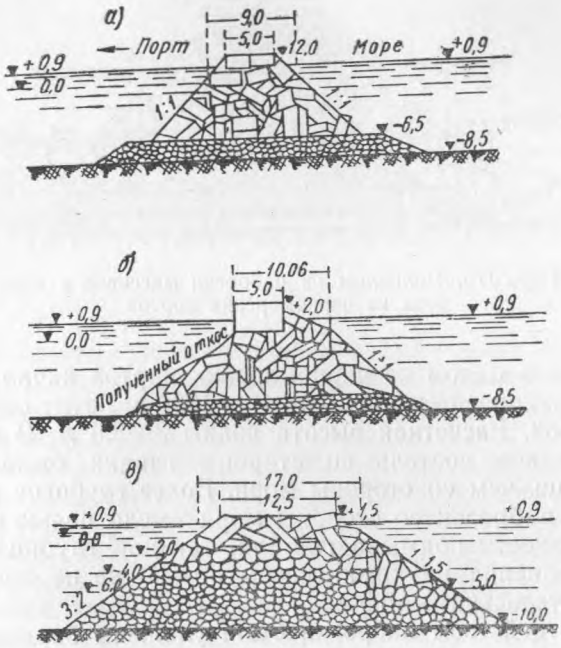


Рис. 173. Мол из наброски массивов в Порт-Саиде

Вес массивов был принят равным 20 *т*, ширина мола по верху 5 *м*, по урезу воды — 9 *м*, заложения откосов 1 : 1.

При удлинении мола в 1874—1875 гг. массивовая наброска была устроена уже не на грунте, а на каменной постели (рис. 173,*а*); однако работы были прекращены и профиль мола не был закончен. Начиная с 1899 г., профиль построенной части мола был усилен (рис. 173,*б*), и в таком виде эта часть мола благополучно эксплуатируется.

Последующее удлинение мола на 2350 *м* на глубинах 10 *м* было осуществлено в 1912—1922 гг. (рис. 173,*в*), причем поперечное сечение мола было значительно уширено, для чего использовались камень, булыги весом 100—2500 *кг* и массивы весом 20 *т*. В основании удлиненного участка мола залегают также илистые грунты.

Вскоре после окончания удлинения сооружения на двух участках длиной 105 и 120 *м*, расположенных вблизи головы мола на расстоянии 150 *м* друг от друга, произошли внезапные осадки: оба участка опустились вертикально на 4 *м*, причем с обеих сторон мола образовались большие выпучины дна. Это свидетельствует о недостаточной подготовке основания; в данном случае было бы целесообразным устройство широкой песчаной подушки.



Рис. 174. Волнолом из наброски массивов в одном из черноморских портов

Волнолом в одном из черноморских портов начал строиться в 1913 г., а закончен (неполностью) в 1930 г. Грунт основания — илистый песок. Расчетная высота волны 3—3,5 *м*. В целях экономии массивов постель со стороны гавани была устроена на 3 *м* толще, чем со стороны моря. Более глубокое заложение массивовой наброски со стороны моря имело целью предотвратить возможность подмыва постели, так как глубина вредного действия волнения на камни весом 50—60 *кг* не превышает в месте строительства 5—5,5 *м*.

Перед устройством наброски были уложены бордюрные массивы, назначением которых является противодействие раскатыванию массивов. Для наброски были применены массивы двух размеров — 22 и 35 *т*. Процент пустот достиг 45.

В другом черноморском порту был построен волнолом в период 1928—1929 гг. (рис. 174). Расчетная высота волны около 6 *м*. Грунт основания — илистый песок. Основание для сооружения было подготовлено следующим образом. На месте строительства волнолома была произведена отсыпь гравелисто-булыжного вала шириной 60 *м*, высотой около 6 *м*. Этот вал пролежал одну зиму, весной он был срезан до отметки —10,0 *м*, на этом месте была сделана каменная наброска и затем уже произведена наброска массивов. Массивы применялись двух размеров, весом 25 и 40 *т*.

За несколько лет своего существования волнолом получил осадку в среднем около 2 *м*, бермы оказались частично размытыми; ввиду недостаточности веса происходит раскатывание многих массивов.

В третьем черноморском порту мол из наброски массивов (рис. 175) был построен в 1901—1905 гг., после того как убедились, что ранее сооруженный в этом порту мол из правильной кладки массивов весом до 40 *т* подвергается тяжелым повреждениям. Расчетная высота волны 6 *м*. Грунт основания — слабый песчаный ил. Однако подготовка основания под это сооружение не была сделана, как не была ранее сделана подготовка основания под мол из правильной кладки.

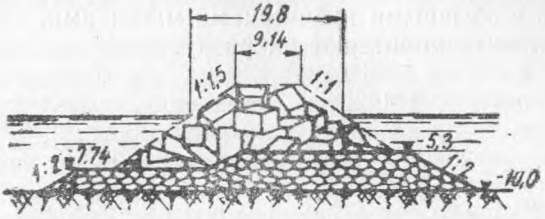


Рис. 175. Мол из наброски массивов в одном из черноморских портов

За время своего существования мол дал осадку не менее 2—2,5 *м*. Кроме того, происходит раскатывание массивов, вследствие чего приходится компенсировать эту утрату забросной новых массивов; так, в период 1925—1929 гг. было добавлено 300 массивов.

При обследовании состояния мола массивы обнаруживались на дне моря на расстоянии до 35 *м* от оси сооружения, причем некоторые массивы ушли в грунт на всю свою высоту.

Ввиду слабости грунта токи воды, образующиеся во время волнения, размывают берму и ее подошву; откос, не имея упора, расстраивается, массивы теряют устойчивость и скатываются.

По мнению П. П. Сорокина, профиль мола следовало бы изменить, образовав особый «зуб» путем углубления котлована в районе наружной бермы и прикрытия берменными массивами постели у передней грани.

Все изложенное показывает, что значительная часть построенных оградительных сооружений из массивовой наброски подверглась более или менее существенным повреждениям. Вместе с тем эти повреждения не носят катастрофического характера и могут быть ликвидированы сравнительно простыми мероприятиями — в основном пополнением профиля новыми массивами; однако количество последних для нерационально спроектированного сооружения может достигнуть значительной величины.

Практика эксплуатации оградительных сооружений из наброски массивов показала, что в результате волнения их углы, особенно трехгранные, обламываются при ударах массивов один о другой. Существует мнение, что улучшения волногасящего действия можно достигнуть за счет уменьшения процента пустот в наброске, особенно, если есть опасение проникновения сквозь нее

наносов. В связи с этим появилось стремление придать массивам такую форму, которая снизила бы процент пустот. Г. Ф. Остасевич выполнил в 1931—1932 гг. в лаборатории опыты с массивами со срезанными углами и снизил пустоты до 35%. Итальянский инженер Мариани предложил, на основании опыта постройки мола в Сан-Бенедито дель Торонто, применять для наброски массивы кубической формы со срезанными трехгранными углами. Лабораторные опыты показали, что такие массивы, у которых величина среза составляет 1/5 длины, дают уменьшение процента пустот, по сравнению с обычными кубическими массивами, на 10%, т. е. весьма существенно уплотняют наброску.

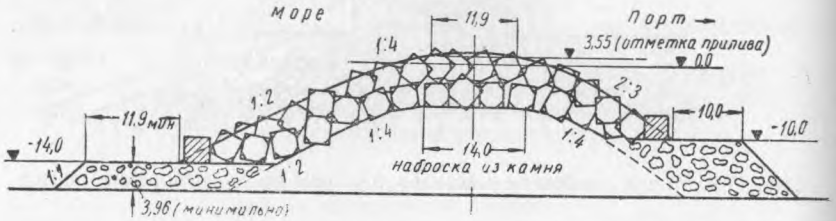


Рис. 176. Мол из наброски массивов в Лейксосе

По этой же идее в 1943 г. был построен в португальском порту Лейксос мол из наброски массивов (рис. 176) взамен разрушенного в 1934 г. мола с вертикальной стенкой. Массивы для наброски были применены размерами 3,74×3,24×3,30 *м*, весом 90 *т* со скошенными на 0,9 *м* трехгранными углами. Ядро мола образовано каменной наброской. Обращают на себя внимание большая ширина профиля сооружения, значительный вес массивов, пологие откосы и низкая отметка гребня (ниже уровня прилива); совокупность этих обстоятельств способствовала повышению устойчивости сооружения.

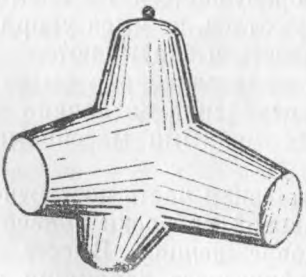


Рис. 177. Тетрапод

В целях удешевления оградительных сооружений откосной формы и придания им устойчивого профиля в последнее время в отдельных иностранных портах начали строить сооружения из железобетонных блоков, названных тетраподами. Каждый тетрапод представляет собой блок, образованный четырьмя усеченными конусами, оси которых пересекаются в одном центре. Эти блоки благодаря своим выступающим частям плотно заклиниваются в наброске, в результате чего образованный ими откос сооружения оказывается устойчивым даже при сильном волнении. На рис. 177 показан тетрапод, предназначенный для одного из портов Марокко на Атлантическом океане (Сафи). Вес этих бло-

ков составляет 25 *т*, образованный ими откос имеет уклон 1 : 1. Несмотря на значительный процент пустот в профиле, сооружение обладает удовлетворительными волногасящими свойствами. Прочность тетраподов обеспечивается применением предварительно напряженной арматуры.

К недостаткам тетраподов следует отнести сложность их изготовления.

§ 90. ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ИЗ ПЕСКА

Оградительные сооружения можно возводить из песчаного грунта, получаемого при дноуглубительных работах. Однако для строительства такого сооружения требуется огромное количество грунта, так как его устойчивости можно добиться лишь в результате придания откосам, в особенности наружному, весьма пологого очертания. Так, в случае применения песка средней крупности, при волнении, характеризующемся высотой волны 3—4 *м*, можно достичь устойчивости откоса при крутизне его от 1 : 30 до 1 : 40.



Рис. 178. Мол из песка в Суэце

При этом следует иметь в виду, что косо идущая волна может размыть песчаный откос, перемещая грунт вдоль сооружения,— это ослабит профиль сооружения и вызовет заносимость акватории порта. В связи с этим в большинстве случаев необходимо прикрывать песчаный откос подобного сооружения камнем на контрфильтре или предусматривать устройство покрытия откоса какого-либо другого вида.

На рис. 178 показан поперечный профиль мола, ограждающего рейд в Суэце. Мол построен из глины и песка, полученных при землечерпании; применить этот способ устройства сооружения позволило здесь наличие слабого волнения и течения. Наружному откосу придан уклон от 1 : 25 до 1 : 30. Надводная часть мола устроена из каменной наброски. Сооружение находится в хорошем состоянии.

Особого внимания заслуживает конструкция мола, построенного в Харлингене (Нидерланды); поперечный разрез этого сооружения показан на рис. 179. Подводный откос имеет уклон 1 : 5, надводный — с внешней стороны мола 1 : 4, с внутренней— 1 : 1. Подводные откосы были прикрыты асфальтовыми тюфяками толщиной 15 *см*, а надводные на всем их протяжении—битумной

одеждой толщиной 25 *см*; часть наружного откоса до уровня штормового прилива имеет толщину битумного покрытия 40 *см*.

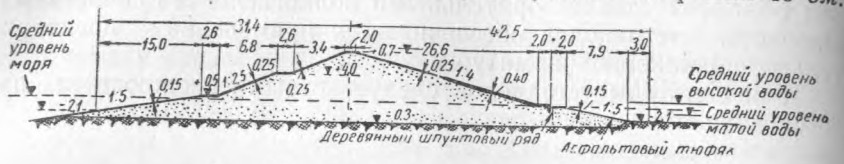


Рис. 179. Мол из песка в Харлингене

Порядок производства работ был принят следующий (рис. 180). Вначале был удален ил до отметки — 3,0 *м*, после чего был нарефулирован песок до отметки среднего уровня моря. Вслед за этим подводному откосу придали требуемый профиль, забили шпунтовый ряд деревянных свай и уложили асфальтовые тюфяки.

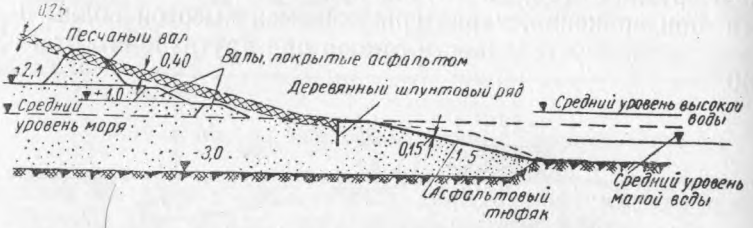


Рис. 180. Последовательность работ при строительстве мола из песка

Затем был устроен первый песчаный вал с обделкой его поверхности асфальтом и выполнено рефулирование ядра мола до отметки +1,0 *м*; второй вал был устроен таким же путем и произведено рефулирование ядра до отметки +2,0 *м*. После этого на поверхности откоса (с внешней и внутренней сторон) было уложено битумное покрытие до отметки +1,8 *м* и сооружен третий вал и т. д. до полного окончания запроектированного профиля сооружения.

Состав битумного покрытия был подобран в лаборатории и проверен в натуре. Хорошие результаты были достигнуты при смешении местного песка (82—84%) с 6—8% битума и 10% заполнителя. Асфальтовые тюфяки, применявшиеся в подводной части сооружения, содержали до 20% битума и армировались стальными тросами.

Описанный мол был сооружен в 1948 г., и по сведениям, полученным через три года эксплуатации, его состояние вполне удовлетворительно.

§ 91. МОЛЫ И ВОЛНОЛОМЫ СМЕШАННОГО ТИПА

В приведенной выше классификации и описании оградительных сооружений к определенному типу были отнесены те сооружения, в которых преобладающими являются та или иная форма

сооружения (вертикальная или откосная), тот или иной материал (камень или массивы).

Существует, однако, большая группа сооружений, о которых трудно сказать, какие форма или материал в них преобладают. Эти сооружения носят название сооружений смешанного типа.

На рис. 160, изображающем мол из ячеистых массивов в Неаполе, постель под массивами представляет собой призму средней шириной 40 *м* с лишним и высотой около 12 *м* при ширине профиля вертикальной стенки 18 *м* и высоте ее (без парапета) 13 *м*.

На рис. 173,*в*, изображающем удлинение оградительного мола в Порт-Саиде, площадь профиля мола, устроенного из камня, в 2 раза превышает площадь той части мола, которая устроена из наброски массивов.

Оба эти примера являются иллюстрацией к понятию об оградительных сооружениях смешанного типа. Выбор этого типа сооружений диктуется преимущественно экономическими, а в некоторых случаях и производственными соображениями.

§ 92. КОРЕНЬ МОЛА; ГОЛОВА ОГРАДИТЕЛЬНОГО СООРУЖЕНИЯ

Наиболее ответственные части оградительных сооружений — корень у мола и голова у мола и волнолома.

Корень мола должен быть надежно связан с берегом, чтобы он не мог быть отмыт и отделен от него; поэтому его заделывают в берег на некотором протяжении.

При устройстве этого сопряжения должны быть проанализированы условия взаимодействия волнения и течения с будущим молом и береговой полосой с точки зрения заносимости и размыва последней.

Практика строительства парных молов показала, что в большинстве случаев с внешней стороны корня одного из них намывается грунт, а с внешней стороны корня другого происходит размыв берега. В связи с этим корневая часть первого мола оказывается уже через короткое время охваченной наносами, которые надежно защищают эту часть сооружения. Поэтому в ряде случаев, особенно когда ожидается быстрое нарастание берега, корневую часть нецелесообразно устраивать особенно прочной и далеко врезанной в берег. У второго мола — наоборот: при ожидаемом размыве укреплению мола должно быть уделено серьезное внимание.

Голова оградительного сооружения подвергается воздействию волн с трех сторон. В случае ее повреждения сооружение может получить разрушения на значительном протяжении. Поэтому голове обычно придают большие размеры и принимают дополнительные меры для предохранения ее от подмыва.

Так как головы оградительных сооружений образуют вход в порт, то обычно, вне зависимости от типа всего сооружения, головная его часть устраивается в виде вертикальной стенки во избежание повреждения судов в подводной части.

На голове оградительного сооружения ставятся портовые огни или маячные башни. В связи с этим голову обычно ограждают парапетными стенками, чтобы предохранить эти устройства от волн.

В плане голова оградительного сооружения может иметь различные очертания в зависимости от соотношения между требуемой на голове площадью и шириной собственно сооружения, от силы и направления волнения, а также от конструкции сооружения.

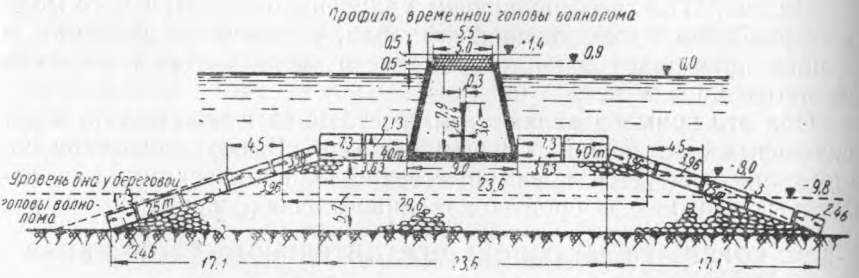


Рис. 181. Голова волнолома

Резкие уступы вызывают увеличенные всплески и явление прибоя и поэтому не могут быть рекомендованы. Выступ со стороны гавани частично защищает распространение волны вдоль внутренней стороны сооружения и улучшает условия стоянки судов у сооружения.

Выступ со стороны моря противодействует распространению волны в сторону ворот. Однако ввиду сложного сочетания действия интерференции, отражения и обхода волн вокруг головы иногда получаются неблагоприятные условия для входа в порт, в связи с чем такие выступы делать не следует.

На рис. 181 показана голова оградительного сооружения одного из черноморских портов. Основное сооружение устроено из массивовой наброски, а голова — из правильной кладки массивов. Ввиду слабости грунта значительное развитие получили бермы, которые, как и откосы, укреплялись несколькими рядами защитных массивов.

Глава XXIV
НОВЫЕ ТИПЫ ОГРАДИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 93. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

К новым типам оградительных сооружений, имеющих пока еще ограниченное применение, надо отнести: а) молы и волноломы сквозной конструкции; б) плавучие молы и волноломы и в) пневматические волноломы.

В применении новых типов оградительных сооружений (во всяком случае первых двух) исходят из того, что энергия волне-

ния сосредоточена в подавляющей своей части в верхних слоях воды, у ее поверхности; действительно, на глубине от поверхности воды, равной двойной высоте волны, сосредоточено 90% всей энергии волны. Представление о распределении энергии волны E по глубине дает график (рис. 182), который построен по формуле

$$E = \frac{\rho g H^2 L}{4}\left(1 - e^{-\frac{4\pi z}{L}}\right),$$

где H — высота волны,

L — длина волны.

Подобному распределению энергии волнения вовсе не соответствует распределение материала в оградительных сооружениях существующих типов с вертикальной стенкой и откосного профиля. В последних, там, где сосредоточен максимум волновой энергии, вовсе нет максимума материала и даже наоборот — у дна, где находится минимум волновой энергии, расход материала достигает своего максимума. К этому следует добавить, что стоимость оградительных сооружений возрастает примерно пропорционально квадрату их глубины.

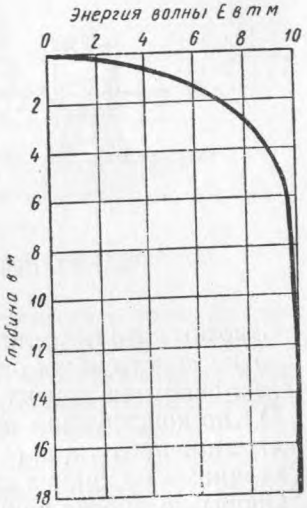


Рис. 182. График распределения по глубине энергии волны с $H=2$ *м* и $L=20$ *м*

Поэтому с увеличением глубины воды становится целесообразным применение таких типов оградительных сооружений, которые, с одной стороны, были бы экономически выгодными, а с другой, удовлетворительно гасили бы волну в верхних слоях воды.

Такими сооружениями являются молы и волноломы сквозного и плавучего типа. В то же время следует отметить, что эти типы сооружений могут быть применены лишь в условиях среднего волнения (при высоте волны до 3 *м*).

Идея применения третьего типа — пневматического волнолома — также вышла из стадии лабораторных исследований, хотя и получила пока ограниченное применение.

Оградительные сооружения новых типов служат лишь для целей гашения волн и не могут быть использованы для предохранения входов в порт от заносимости.

§ 94. МОЛЫ И ВОЛНОЛОМЫ СКВОЗНОЙ КОНСТРУКЦИИ

Оградительные сооружения сквозной конструкции состоят из отдельных опор, промежутки между которыми перекрываются пролетным строением как разрезной, так и неразрезной конст-

рукции. Верхнее строение между опорами должно быть опущено нижней своей частью ниже уровня воды настолько, чтобы создать определенный, заранее рассчитанный, необходимый эффект волногашения.

Теоретические и лабораторные исследования, ведущиеся в СССР с 1937 г., позволяют в общем наметить основные различия их конструкций, условия применения и различные степени гашения волн.

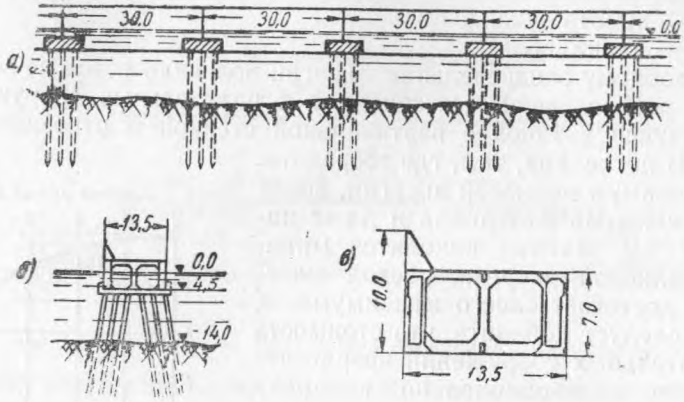


Рис. 183. Сквозной волнолом на свайных опорах

Сквозные молы (или волноломы) различаются:

а) по конструкции опор — с массивными и тонкими опорами, т. е. из свай или других элементов;

б) по конструкции пролетного строения — с пролетным строением ящичного типа (с днищем) и бездниЩевой конструкции (с экранами из тонких стенок).

Опоры не вносят каких-либо особенностей в достижении того или иного эффекта волногашения — последний зависит от конструкции верхнего (пролетного) строения.

Схема волнолома сквозной конструкции ящичного типа на свайных опорах, предложенная П. А. Кузнецовым и С. Б. Суровцевым, изображена на рис. 183. Она разработана для следующих условий: высота волны 2,25 *м*, длина волны 36 *м*, глубина в месте постройки 14 *м*, грунт дна — ил (плотный грунт залегает на глубине 40—45 *м*). Сваи (рис. 183,*б*) представляют собой полые стальные цилиндры диаметром 1 *м*, длиной 40—45 *м*. Пролет между двумя опорами перекрыт железобетонным массивом-гигантом (рис. 183,*в*) шириной 13,5 *м*, заглубленным на 4,5 *м* под воду.

Исследования упомянутой конструкции волнолома в лаборатории показали, что при ящичном типе с вертикальными стенками и днищем шириной $B=6H$ и заглублении низа преграды на

$z=2H$ обеспечивается гашение волн на 80% (по высоте волны). Для длинных волн более благоприятные результаты волногашения дает уширение днища; для крутых волн (при $\frac{H}{L}=\frac{1}{12}$) ширина волнолома может быть уменьшена.

Нельзя считать окончательно решенным вопрос об определении волновой нагрузки на стенку верхнего строения. Величина бокового давления должна получаться меньшей, чем по Сенфлу, ввиду чего этот расчет может применяться с некоторым запасом.

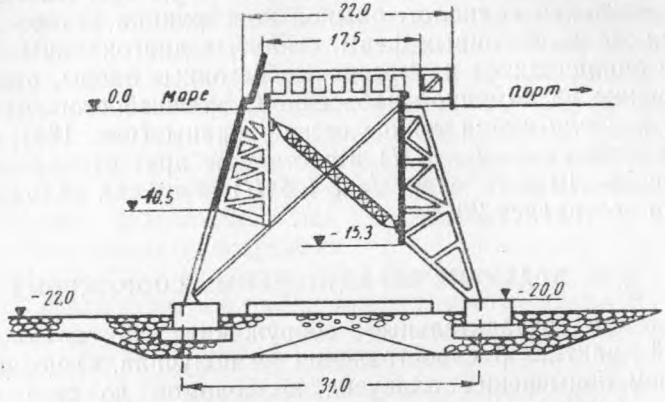


Рис. 184. Сквозной волнолом рамной конструкции

Модели сквозных оградительных сооружений с тонкими стенками (экранами) были исследованы П. К. Божичем. В числе их были конструкции с различным количеством вертикальных и наклонных стенок и их сочетаний. Опыты выявили лучший эффект волногашения при применении наклонной стенки экрана.

Эффект волногашения при одной вертикальной стенке и при заглублении ее на величину $z=2H$ можно определять по формуле, предложенной П. К. Божичем:

$$k=\sqrt{\frac{e^{-\frac{4\pi z}{L}}-e^{-\frac{4\pi H}{L}}}{1-e^{-\frac{4\pi H}{L}}}}. \qquad (143)$$

При значительной глубине воды, когда $h=2z$, формула (143) упрощается и принимает вид;

$$k=e^{-\frac{2\pi z}{L}}. \qquad (144)$$

В этих формулах k — отношение высоты остаточной волны к исходной.

Ряд исследователей стремились определить влияние заглубления экрана на эффект волногашения и нагрузку, приходящуюся на экран; однако окончательное решение того и другого вопросов

пока еще не найдено. Поэтому, согласно предложению П. К. Божича, следует пока считать рациональным заглубление низа экрана на $z=2\div3(H)$; величина нагрузки на экран при этом оказывается меньшей, чем по Сенфлу.

Применение наклонной стенки вместо вертикальной увеличивает эффект волногашения в 1,5 раза, двух вертикальных стенок вместо одной — в 2 раза, а трех вместо одной — в 4 раза.

Особый тип сквозного оградительного сооружения представляет собой проект П. П. Сорокина и Е. Е. Руднева. По этому проекту предложен волнолом рамной конструкции, которая состоит из двух железобетонных ферм, стянутых диагональными раскосами и опирающихся на массивные бетонные опоры, втопленные в основание из каменной наброски. С внешней стороны каждой фермы располагаются тонкие стенки-экраны (рис. 184), опущенные на глубину $z=2\div3(H)$ и отстоящие друг от друга на расстояние 15—19 *м*, т. е. на $l=3\div4(H)$. Глубина заложения основания составляет 20 *м*.

§ 95. ПЛАВУЧИЕ ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Плавучие оградительные сооружения, как и сквозные, в морской практике распространения не получили. Основным препятствием применения плавучих волноломов до сего времени были:

а) ненадежность закрепления самих плавучих устройств на якорях и

б) сложность предохранения секций плавучих устройств от разрушения при ударе их одна о другую на волнении.

Основные идеи конструирования плавучих волногасителей развивались в следующих направлениях:

а) применение сплошного широкого гасителя типа плота;

б) применение заглубленных гасителей типа плавающих ряжей;

в) сочетание различного типа понтонов, с наклонными и прочими образованиями рабочих поверхностей;

г) поплавковые устройства.

В Ялте более 100 лет тому назад (в 1850 г.) был построен плавучий волнолом типа плота. Однако из-за слабости конструкции он был разбит штормами.

В Финском заливе применялся волнолом из решетчатых секций, обшитых досками; он был разрушен по той же причине.

Одной из старейших является конструкция плавучего волнолома Н. А. Саханского (1882 г.) в виде металлических понтонов.

В связи с поиском типов оградительных сооружений для водохранилищ, где высота волн меньше, чем на море, в СССР был предложен ряд новых типов: П. Л. Золотарева и Б. Н. Гренгамера — понтон с наклонной плоскостью; И. В. Генералова — типа металлического поплавка; П. А. Лабзовского — типа пере-

секающихся плоскостей с двусторонним горизонтальным стабилизатором (шириной до 28 *м* при заглублении низа вертикальной плоскости до 10 *м*) и др.

На конкурсе ВНИТОВТа в 1940 г. был предложен проект Е. Е. Руднева и И. Г. Рудашевского — два ряда железобетонных понтонов размерами 60×15×7,5 *м*, так как оказалось, что такой двухрядный узкий волнолом гасит волнение так же хорошо, как и широкий однорядный (при $B=50$ *м*).

Плавучий волнолом Ф. Н. Сергеева представляет шесть продольных секций железобетонных понтонов размерами 50×10 *м* с увеличивающейся осадкой. Под каждым понтоном расположен киль в виде зигзага с заглублением от 1,2 до 9 *м*. Размер понтонов 50×10 *м*; они связаны цепями, причем по углам установлены полукруглые стальные цилиндры для воспринятия ударов понтонов один о другой. Лабораторные исследования этой конструкции показали, что волны гасятся на 80%. В настоящее время Ф. Н. Сергеев продолжает свои исследования над плавучими волноломами новых конструкций.

В лабораторных условиях (под руководством Н. Н. Джунковского) были испытаны волноломы типов «Рыбка» Н. В. Могилко и «Плавучий ряж» Н. М. Будтолаева. Первый представлял собой многорядный плот (440×100 *м*, осадка 4 *м*) с закреплением на одном якоре; второй — ряж русской рубки (220×23×8 *м*, осадка 6 *м*), в котором с наружной стороны оставлены просветы через два бревна для усиления гашения. Коэффициент затухания волны оказался равным: в первом случае 0,34—0,35, а во втором 0,2 (т. е. гашение волн было соответственно на 60 и 80%).

Плавучие волноломы в первую очередь оказываются пригодными для озерных условий. В морских условиях они могут применяться пока лишь при несильном волнении — видимо, при высоте волн максимум до 2—3 *м*.

§ 96. ПНЕВМАТИЧЕСКИЕ ВОЛНОЛОМЫ

Пневматический волнолом представляет собой расположенную на некоторой глубине вблизи от дна трубу, перфорированную по всей своей длине небольшими отверстиями; через эти отверстия выпускается в виде отдельных пузырьков воздух, нагнетаемый с помощью компрессоров или воздуходувок с берега. Волны, встречаясь на своем пути с преградой, создаваемой этими пузырьками, частично или полностью разрушаются. Перфорированный трубопровод может располагаться на отдельных опорах в виде свай либо массивов или же, в случае значительной глубины, подвешиваться на поплавках, закрепляемых на месте с помощью якорей.

Основными достоинствами пневматических волноломов являются: малая строительная стоимость сооружения, почти не за-

висящая от глубины и качества грунта дна; быстрота возведения; возможность пропуска судов над ограждением во время его эксплуатации и др. К основным недостаткам этого сооружения следует отнести: значительные эксплуатационные расходы, связанные с работой мощных воздухонагнетающих установок; зависимость успешного действия ограждения от работы машин; недостаточная эффективность волногашения при длинных пологих волнах и др.

В пневматическом волноломе можно выделить три следующих основных фактора, воздействующих на волны: а) пузырьки воздуха, всплывающие к свободной поверхности; б) восходящий поток воды, увлекаемой воздушными пузырьками, и в) расходящееся в обе стороны от ограждения поверхностное течение жидкости.

Последние исследования, проведенные в гидротехнической лаборатории Одесского института инженеров морского флота в 1953—1955 гг., показали, что в пневматическом волноломе главным волногасящим фактором является поверхностное течение, направленное навстречу набегающему на ограждение волнению.[1] Роль пузырьков воздуха здесь заключается в основном в создании над трубой волнолома восходящего потока воды; последний же необходим для образования поверхностного течения.

Возможность гашения волн сжатым воздухом неоднократно проверялась в лабораторных и натурных условиях. По опытам П. К. Божича, пневматическим волноломом удавалось в лаборатории гасить исходную волну (по высоте) примерно на 90%. Еще в 1932 г. вблизи одного из черноморских портов было проведено испытание пневматического волнолома, давшее удовлетворительные результаты. В Дувре (Англия) в течение последних нескольких лет успешно эксплуатируется пневматический волнолом, служащий для ограждения от волн железнодорожного парома.

Пневматический волнолом может с успехом применяться для ограждения от волн входов в морские порты, участков портостроительных работ в открытом море, морских нефтепромысловых и рыбопромысловых участков и т. п. В больших, глубоких водохранилищах на внутренних водных путях, где имеют место крутые короткие волны, пневматические волноломы могут найти себе применение в качестве основных оградительных сооружений.

---

[1] См. П. С. Никеров. Исследование некоторых вопросов гашения волн сжатым воздухом. Автореферат диссертации на соискание ученой степени канд. техн. наук. Март 1953 г. Интересно отметить, что несколько позже к такому же результату пришли Институт Фарнциуса (Федеративная Республика Германии) и Британский научно-исследовательский институт портов и водных путей (см. Dock and Harbour Authority за июнь и декабрь 1955 г.).

Глава XXV

УСИЛЕНИЕ И РЕКОНСТРУКЦИЯ ОГРАДИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Методы усиления

Многообразие форм и причин ослабления оградительных сооружений делает затруднительной унификацию методов их усиления и реконструкции. Различают обычно следующие состояния сооружений, которые вынуждают принять необходимые строительные меры:

а) недостаток устойчивости сооружения;

б) ослабление профиля сооружения и повреждение отдельных его элементов.

Наиболее серьезным состоянием является недостаток устойчивости сооружения, так как это обычно сопряжено с опасностью для сооружения на всем его протяжении. Недостаток устойчивости сооружения, как правило, вызывается неудовлетворительностью проекта, которая выявляется во время эксплуатации сооружения, когда оно получило более или менее существенные общие деформации.

В связи с этим ниже описываются методы обеспечения устойчивости деформированных сооружений, которые заключаются в проведении следующих мероприятий:

а) защита сооружения от подмыва;

б) усиление профиля сооружения с наружной стороны;

в) усиление профиля сооружения с внутренней стороны;

г) утяжеление надводной стенки.

Защита сооружения от подмыва

Мероприятия по предотвращению подмыва сооружения заключаются в защите от размыва каменной призмы в основании сооружения и примыкающего к этой призме участка дна моря.

Защита каменной призмы производится путем прикрытия ее крупными булыгами или массивами различного, в зависимости от силы волнения, веса (но обычно не более 50 *т*), укладываемыми на берму и откос призмы постели. Защита грунта впереди сооружения осуществляется отсыпкой камня или гравия либо укладкой фашинных тюфяков. Ширина покрытия определяется по характеру образовавшегося или намечающегося размыва либо теоретическим путем. В некоторых случаях укладке защитных массивов или крупных булыг предшествует уширение бермы.

Защитные массивы на берме рекомендуется укладывать тычками, по возможности без швов, параллельных оси сооружения.

При проведении мероприятий по защите от размыва постели и грунта впереди сооружения особенно следует учитывать опасность разбивания волны как на подходе к сооружению, так и

на берме его постели. С этой целью нужно избегать создания на дне перед сооружением излишних выступов и шероховатостей при относительно небольших глубинах дна — порядка 1,5H. Защитные массивы должны быть по возможности заглублены.

Усиление профиля с наружной стороны сооружения

Наиболее часто применяемым способом усиления профиля оградительных сооружений, неудовлетворительно сопротивляющихся удару волны, является устройство с наружной его стороны наброски из массивов. Одновременно с усилением профиля массивовая наброска служит для предохранения подошвы сооружения от подмыва.

Следует, однако, иметь в виду, что наброска массивов достигает цели лишь в том случае, если она имеет профиль, обеспечивающий отдельные массивы от перемещения ударами волн. При малой ширине наброски она оказывается бесполезной, а иногда даже вредной: в этом случае происходят быстрое расшатывание массивов, удары их друг о друга, обивание углов и раскатывание; массивы приобретают особую подвижность и таранят стенку усиливаемого сооружения. Наиболее опасной является такая наброска перед сооружением из массивов-гигантов, имеющих тонкие железобетонные стенки; если при этом наружные отсеки гиганта не забетонированы, а заполнены балластом, то неизбежна серьезная авария.

Наброска массивов на небольшом участке сооружения, независимо от мощности ее профиля, с течением времени приводит к таким же отрицательным результатам. В этом случае раскатывание массивов начинается с боковых конусов наброски и постепенно распространяется на весь участок.

Как показали опыты, наброска массивов перед стенкой, едва достигающая уровня воды, не препятствует образованию отраженной волны и вызывает высокий всплеск, свидетельствующий о силе удара. В связи с изложенным можно сделать вывод о необходимости выведения наброски выше уровня воды, при ширине верха наброски не менее двух длин массивов.

Усиление профиля с внутренней стороны сооружения

Усиление профиля оградительного сооружения с внутренней стороны осуществляется путем устройства отсыпи из рваного камня (реже массивов) либо установкой на внутренней берме одного или двух курсов защитных массивов. Наиболее целесообразен второй тип усиления профиля, который, как правило, сопровождается повышением бермы (желательно не менее чем на 1 $м$) и ее уширением.

Ширина бермы, а также число и вес массивов на ней определяются расчетом на скольжение стенки и выпирание подсып-

ки, причем массивы более рационально располагать в один курс (с уширением бермы) чем в два.

В то же время следует отметить одно существенное преимущество усиления профиля сооружения путем устройства с внутренней стороны наброски: при неблагоприятных гидрологических условиях портовой акватории (волнение, толчея) наличие откоса на более или менее значительном протяжении сооружения способствует гашению волн и улучшает условия стоянки судов в порту.

По сравнению с наружным усилением профиля метод усиления его с внутренней стороны имеет ряд преимуществ, заключающихся в допустимости его осуществления лишь на коротких слабых участках сооружения и в возможности применения менее мощного профиля из сравнительно легких элементов. Эти преимущества обусловливаются большей расчетной эффективностью усиления профиля с внутренней стороны и защищенностью элементов усиления от прямого действия волн.

Недостатками метода являются: отсутствие в нем мер защиты сооружения от подмыва, неприменимость его при наличии в теле сооружения нарушенных элементов или при ослаблении материала сооружения, например, бетона и некоторое отрицательное влияние его на эксплуатационную эффективность сооружения (уменьшение защищенной акватории, ухудшение ее навигационных условий, затруднительность использования внутренней стороны сооружения для причала судов).

Утяжеление надводной стенки

Необходимое усиление профиля оградительного сооружения, не оказывающего достаточного сопротивления опрокидывающим и сдвигающим усилиям, вызываемым волнением, может быть иногда достигнуто одним лишь увеличением веса сооружения. В этом случае наиболее простым мероприятием является утяжеление надводной стенки путем уширения парапета, а в некоторых случаях — повышением стенки. К последнему мероприятию можно прибегнуть лишь в случае, если оно не вызывает существенного увеличения волновой нагрузки на сооружение, которое может свести на нет пользу от увеличения веса надводной стенки.

Метод усиления профиля сооружения путем увеличения веса надводной стенки был успешно применен в Туапсинском и Сочинском портах.

Нужно иметь в виду, что этот метод, как самостоятельный, может принести пользу лишь в том случае, если сооружение имеет показатели устойчивости менее нормативных, но близкие к ним.

К недостаткам метода следует отнести неприменимость его в случае необходимости защиты сооружения от подмыва и пр

наличии в теле сооружения поврежденных элементов или ослабевшего материала.

В ряде случаев приходится прибегать к комбинации перечисленных выше методов обеспечения устойчивости оградительных сооружений, особенно тогда, когда анализ причиненных сооружению повреждений указывает на резкое несоответствие принятого профиля местным условиям естественного режима.

РАЗДЕЛ VI

УКРЕПЛЕНИЕ МОРСКИХ БЕРЕГОВ

Береговыми укреплениями называются сооружения, предназначенные для предохранения берегов от разрушения.

Укрепление берегов в морских портах производят как внутри, так и вне порта. В первом случае укрепляются участки берега, не использованные для набережных и подверженные воздействию волн, наблюдающихся на акватории порта; укрепление делается с целью предотвратить размыв этого берега и воспрепятствовать засорению акватории порта продуктами размыва. Кроме того, берегоукрепительные сооружения иногда должны содействовать гашению волн на портовой акватории.

Во втором случае укрепление берегов производится, если сооружения порта нарушили бытовой режим насосов, в результате чего начался размыв берегов.

При проектировании новых портов, учитывая перспективу их развития, обязательно предусматриваются участки берега, не используемые под набережные, требующие укрепления. Ввиду малого размера волн, которые наблюдаются на портовой акватории, укрепление берега в этих случаях делается в виде одежды различной конструкции.

Берегоукрепительные сооружения, возводимые вне порта, испытывают значительно бо́льшую волновую нагрузку, чем сооружения внутри порта. Выполняемые иногда в виде подпорной стенки, они испытывают, кроме того, распор грунта. Наконец, нередко берегоукрепительные сооружения вне порта подвергаются ударам гальки и песка при штормовом волнении.

При защите морских берегов от разрушения могут быть применены два метода: пассивный и активный.

Первый заключается в том, что создается то или иное предохранение берегового откоса (или обрыва) от непосредственного воздействия на него волнения или течений. Если возведенная для этого подпорная стенка находится в полной исправности, ее роль весьма эффективна; однако, как только происходит повреждение стенки или подмыв ее основания, вся стенка быстро разрушается.

Второй метод заключается в создании сооружений, которые полностью или частично гасят энергию волн либо способствуют накоплению наносов у берега.

Выбор метода защиты морского берега зависит главным образом от топографических и гидрологических условий данного побережья. Поэтому перед составлением проекта защиты берега обязательно должно быть произведено детальное изучение этих условий, причем основное внимание должно быть обращено на волнение и режим наносов.

При проектировании берегоукрепительных сооружений на участках с оползневыми явлениями, кроме гидрологических, должны быть изучены геологические факторы. В этих случаях сооружения активного типа предназначаются не только для уменьшения воздействия волн на береговой обрыв и пляж, но и для создания отпорного банкета, подпирающего массив коренного берега.

Для защиты внутрипортового берега почти всегда применяется пассивный метод, в то время как для защиты побережья вне оградительных сооружений порта в последнее время применяется преимущественно активный метод защиты.

Глава XXVI
ПАССИВНЫЙ МЕТОД ЗАЩИТЫ БЕРЕГОВ

§ 97. КЛАССИФИКАЦИЯ СООРУЖЕНИЙ И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Сооружения, применяемые при пассивном методе защиты берегов, по своему очертанию разделяются на вертикальные и наклонные; при этом они могут быть прямолинейными и криволинейными. Очертание сооружений может быть выполнено как по одной из этих форм, так и в виде их комбинации.

Береговые защитные сооружения по своей форме могут быть разделены на следующие типы:

а) полностью вертикальное с прямолинейным очертанием (рис. 185,*а*);

б) вертикальное с криволинейным очертанием (рис. 185,*б*);

в) вертикальное в подводной части и наклонное в надводной (рис. 185,*в*);

г) наклонное в подводной части и вертикальное в надводной (рис. 185,*г*);

д) ступенчатой формы (рис. 185,*д*);

е) наклонное прямое (рис. 185,*е*);

ж) наклонное криволинейного очертания (рис. 185,*ж*).

Сооружения типа «а» применяются при наличии плотного грунта основания и крутого берегового откоса.

Вертикальные стенки с криволинейным очертанием (типа «б») в значительной степени смягчают силу удара волны и не способствуют образованию токов воды у основания. Всплеск в этом случае направляется в сторону моря.

Сооружение типа «в» может быть рекомендовано при необходимости иметь у берега мелководный причал. При слабом основании вертикальную грань следует образовывать свайным рядом.

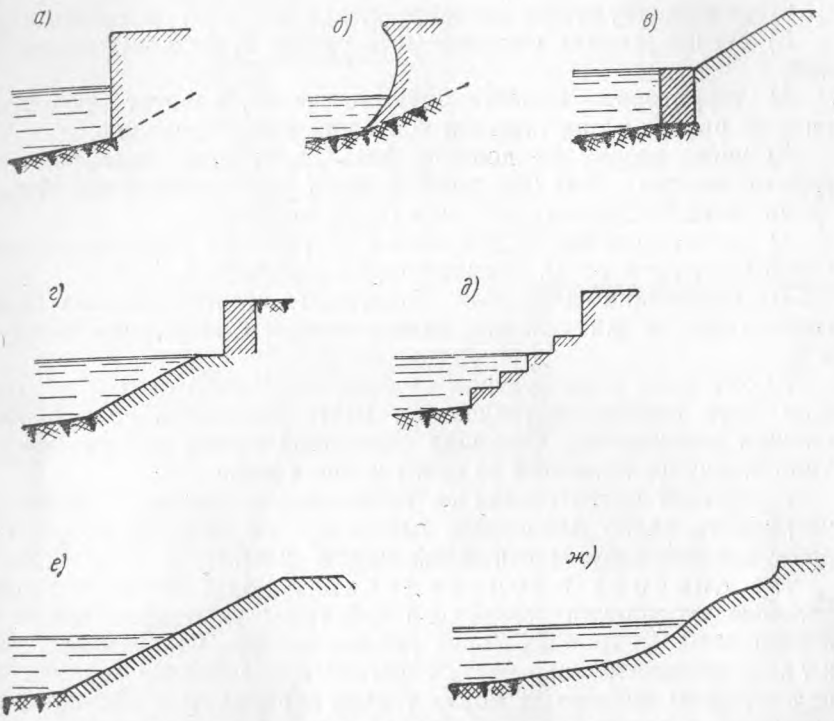


Рис. 185. Типы берегоукрепительных сооружений

Сооружения типа «г» применяются там, где опасаются подмыва основания токами воды, созданными волнением у вертикальной стенки.

Сооружение ступенчатого профиля (тип «д») применяется либо как самостоятельное укрепление, либо в качестве защиты основания вертикальной подпорной стенки. Этот тип укрепления в последнее время стали широко применять за рубежом.

Сооружения наклонного типа «е» и «ж» широко применяются при пологом профиле берега. Сооружения с криволинейным очертанием лучше способствуют гашению волн, чем прямолинейные, но сложнее их по производству работ.

Если грунт чувствителен к осадке, то наклонное береговое

укрепление при неравномерной осадке может получить сильную деформацию. В этом случае целесообразнее устраивать береговое укрепление в виде вертикальной стенки таким способом, чтобы оно могло оседать без деформации.

Стоимость вертикальных стенок обычно превышает стоимость откосных стенок.

Условия, которым должна удовлетворять вертикальная защитная стенка, следующие:

1) она должна выдерживать удары волн;

2) ее подошву нужно предохранить от действия донной волны;

3) стенка должна воспринимать распор грунта, лежащего за ней;

4) территорию, прилегающую к стенке, следует предохранить от размыва при падении воды при всплеске волны;

5) через стенку не должно быть допущено высасывание грунта; вместе с тем она должна быть устойчивой даже тогда, когда засыпка сзади осядет или будет высосана;

6) необходимо иметь дренажное устройство, обеспечивающее отвод грунтовой воды, скопляющейся за стенкой.

В отношении откосных защитных стенок должны быть соблюдены те же условия, за исключением указанных в пп. 3 и 6.

Кроме того, в поперечном сечении наклонной стенки не должно быть резких переходов — в месте переходов ее профиль должен усиливаться. Подошва наклонной стенки должна иметь упор, предупреждающий ее скольжение в море.

В верхней части стенки во избежание всплеска желательно устраивать слабо наклонную площадку, на которой волны теряют значительную часть своей живой силы.

По способу производства работ береговые продольные укрепления делятся на два типа: в ливных морях и в безливных. В ливных морях работа ведется во время отлива и лишь незначительная часть берегового укрепления возводится под водой. В безливных морях только верхняя часть возводится вне воды, а остальная — под водой. Способ производства работ приводит к резкому отличию конструкций береговых укреплений этих двух типов.

§ 98. ВОЛНООТБОЙНЫЕ СТЕНКИ

Для защиты крутых берегов от непосредственного удара волн устраиваются волноотбойные стенки прямолинейных и криволинейных очертаний. Конструкция их зависит от рельефа берега, силы волнения и грунтовых условий.

На рис. 186 показана вертикальная стенка типа «а», построенная в 1924 г. в Сильте (Северное море). Подошва стенки защищена от подмыва фашинными тюфяками, покрытыми булыгами. Впереди тюфяков забиты сваи, а перед фундаментом стенки — шпунтовые ряды. Над стенкой сделан барьер, за которым устроена мостовая.

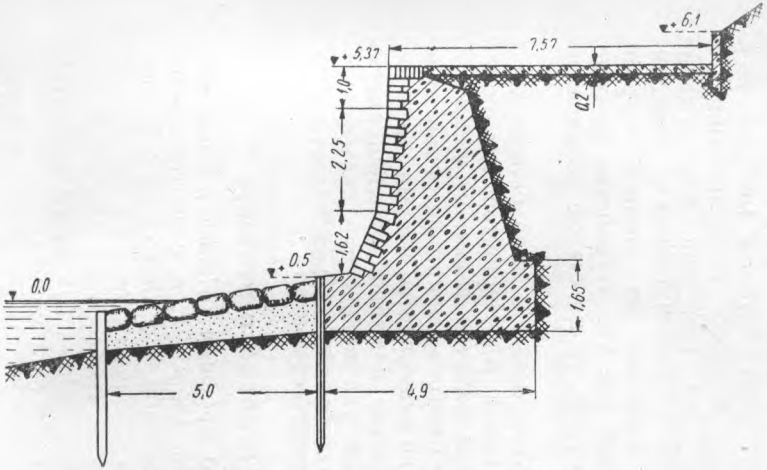


Рис. 186. Береговое укрепление в Сильте

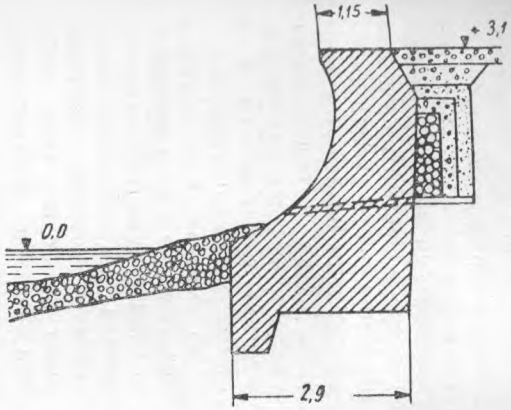


Рис. 188. Вертикальная волноотбойная стенка с криволинейным очертанием

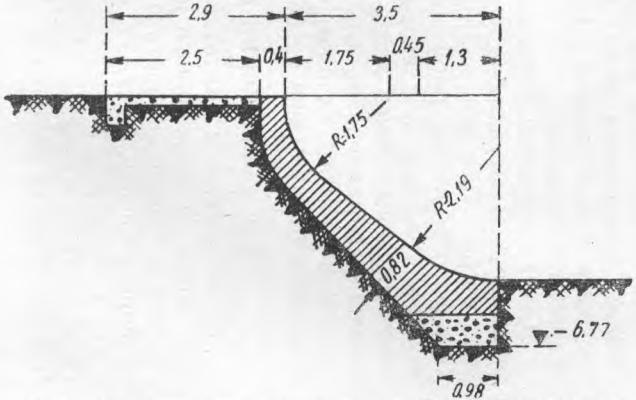


Рис. 187. Береговое укрепление в Сент-Обер-сюр-мер

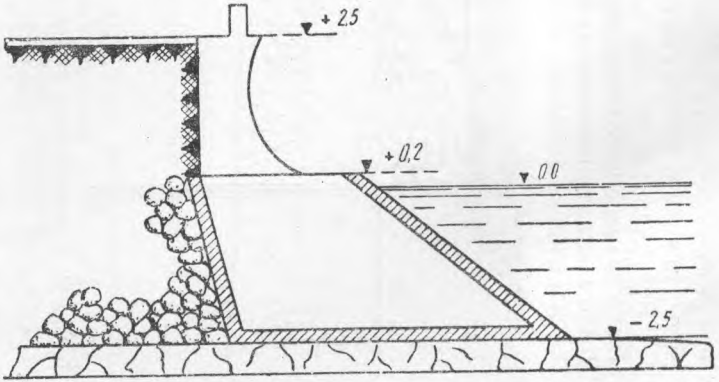


Рис. 189. Волноотбойная стенка на железобетонном коробе

На рис. 187 показана наклонная стенка, построенная на французском берегу Атлантического океана в Сент-Обер-сюр-мер. Нижние и верхние части этой стенки очерчены по кругу.

Вертикальная стенка типа «б» показана на рис. 188. Она была возведена одновременно с постройкой бун, поэтому можно было ожидать накопления перед ней наносов. Несмотря на это, во избежание подмыва основания передняя часть стенки была заглублена на 1,5 *м* в виде зуба. Для отвода воды, скапливающейся за стенкой, устроен контрфильтр и в стенке сделаны отверстия.

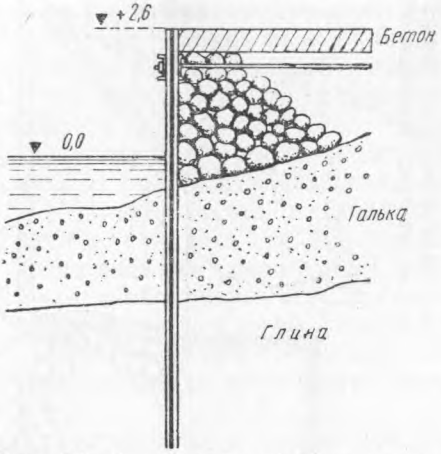


Рис. 190. Волноотбойная стенка из металлического шпунта

В местах, где глубина превосходит 1,5 *м*, волноотбойная стенка устраивается иногда на железобетонных коробах, которые изготовляют на берегу (рис. 189). Эти короба доставляются на плаву и устанавливаются на предварительно выравненное дно. Заполняются они бетоном методом подводного бетонирования, и на них как продолжение строится стенка с криволинейным очертанием наружной стороны. За стенкой устроен фильтр для отвода воды. Так как все это устройство должно служить и набережной для прогулки, то на стенке установлен парапет.

Опыт постройки берегового укрепления в виде больверка с применением металлического шпунта на Черноморском побережье (рис. 190) показал, что при наличии галечного пляжа и большого волнения происходит быстрое истирание свай движущейся галькой, т. е. сооружение оказывается весьма недолговечным. Примененное здесь покрытие каменной отсыпки слоем бетона рекомендовать нельзя, так как вследствие неизбежной осадки камня под бетоном будут образовываться пустоты, что поведет к разрушению бетона.

§ 99. СООРУЖЕНИЯ ПОЛУОТКОСНОГО ПРОФИЛЯ

К сооружениям полуоткосного профиля относятся сооружения типов: 1) показанного на рис. 185,*в* — т. е. с вертикальной стенкой в подводной части и наклонной — в надводной и 2) показанного на рис. 185,*г* — т. е. с наклонной стенкой в подводной и вертикальной — в надводной части. Выбор того или иного типа зависит от многих факторов, из которых главными являются гидрологические условия и назначение сооружения.

На рис. 191 показано сооружение, представляющее собой заанкеренный больверк со сплошным рядом железобетонных свай сечением 15×50 *см* и длиной 5,5 *м* с предварительно напряженной арматурой. Шапочная железобетонная балка, скрепляю-

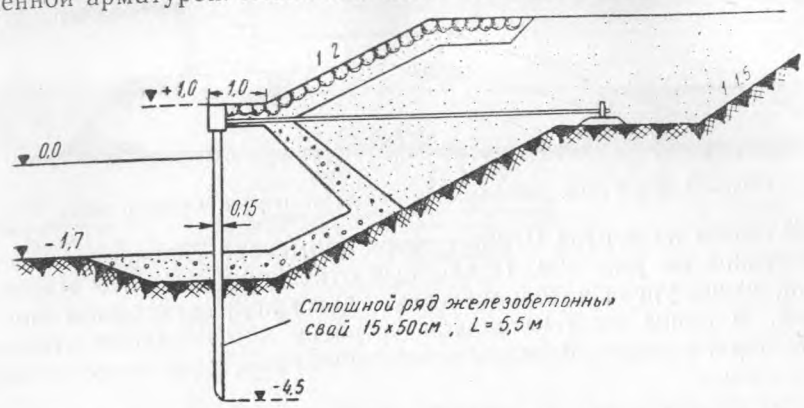


Рис. 191. Береговое укрепление полуоткосного типа (вариант I)

щая головы свай, имеет сечение 0,3×0,5 *м*; к ней прикреплены деревянные отбойные брусья. Горизонтальная площадка с отметкой 1 *м* предусмотрена шириной в 1 *м*. Надводный откос с уклоном 1 : 2 укреплен мостовой с заливкой швов цементным раствором.

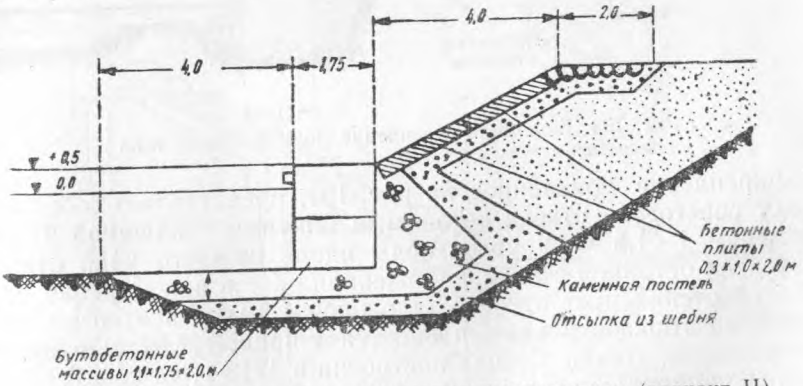


Рис. 192. Береговое укрепление полуоткосного типа (вариант II)

Во втором варианте конструкции (рис. 192) вертикальная подводная стенка образована двумя курсами бутобетонных массивов размером 1,1×1,75×2 *м*. Массивы уложены на каменную постель, которая в свою очередь подстилается отсыпкой из щебня; общая толщина основания 1 *м*. Надводная часть сооружения сделана с уклоном 1 : 2 и укреплена бетонными плитами разме-

ром 0,3×1×2 *м*. За стенкой и под плитами предусмотрен контрфильтр из щебня или гравия [1].

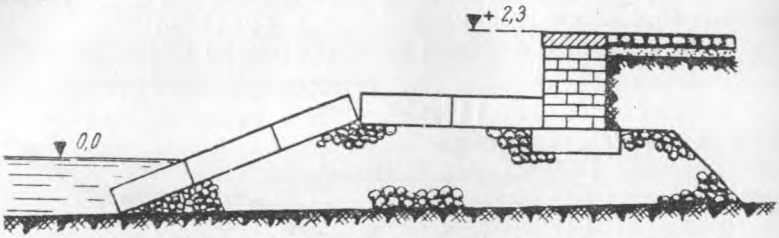


Рис. 193. Береговое укрепление в одном из портов Черного моря

В одном из портов Черного моря применено укрепление, изображенное на рис. 193. Подводный откос прикрывается массивами; выше уреза идет площадка, также покрытая рядом массивов. В конце этой площадки устроена вертикальная стенка из бутовой кладки. Массивы и вертикальная стенка покоятся на слое камня.

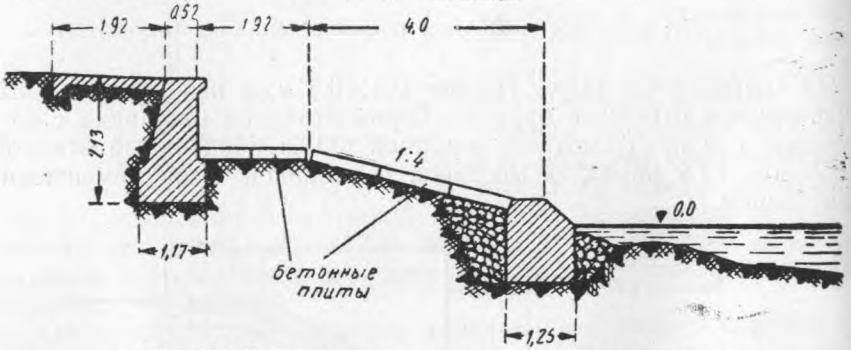


Рис. 194. Береговое укрепление полуоткосного типа

Укрепление, показанное на рис. 194, представляет собой обделку берегового откоса бетонными плитами толщиной 21 *см*, размером 1×1,5 *м*. У уреза воды вдоль нижнего края откоса возведена бетонная стенка, заложенная на 1 *м* ниже уровня дна. От этой стенки идет откос с заложением 1 : 4. За откосом расположена горизонтальная площадка шириной 1,92 *м* и затем вертикальная стенка. Стенка построена в 1913 г; ее конструкция вполне рациональна, и со времени ее возведения повреждений не замечалось. Сохранности стенки способствовало также занесение ее наносами, вынесенными в бухту ливневыми потоками и состоявшими из гравия и обломков горных пород.

Иногда береговые укрепления устраиваются на значительном расстоянии от уреза, и тогда их форма и конструкция имеют

[1] Оба эти сооружения разработаны Черноморпроектом как типовые.

несколько иной вид, чем сооружений, расположенных вблизи уреза. На рис. 195 показано береговое укрепление, устроенное для защиты автогужевой дороги, проходящей в 15—30 м от уреза. Вдоль насыпи дороги устроена подпорная стенка, фундамент которой заглублен в коренную породу; с наружной стороны

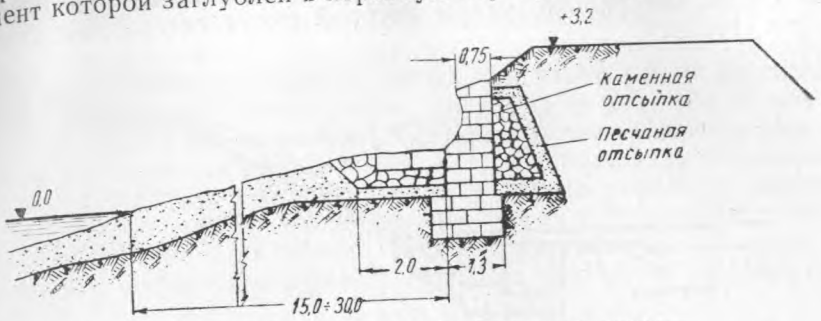


Рис. 195. Тип волноотбойной стенки у дороги

стенки на каменной подсыпке уложены в два ряда бетонные массивы, с внутренней стороны устроен фильтр из камня и песка.

§ 100. СООРУЖЕНИЯ СТУПЕНЧАТОГО ТИПА

Ступенчатая форма берегоукрепительного сооружения типа, изображенного на рис. 185,*д*, рекомендовалась в свое время

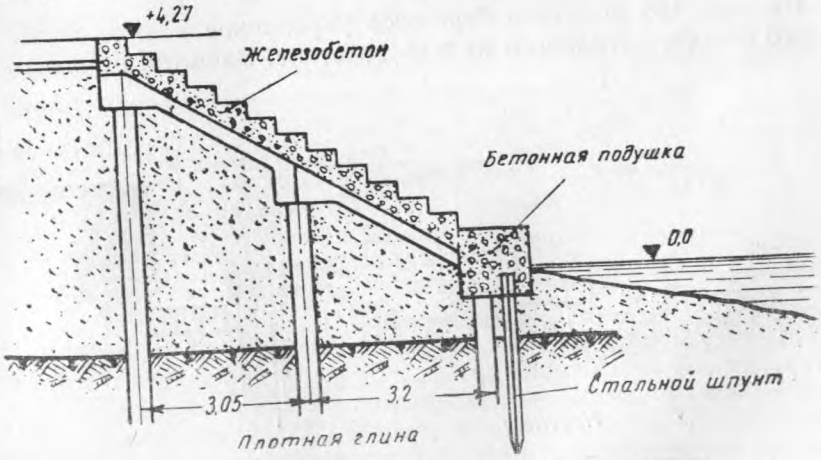


Рис. 196. Ступенчатое береговое укрепление

XV Международным судоходным конгрессом как наиболее рациональная для берегового укрепления. Однако неоднократно наблюдавшиеся быстрые разрушения подобных сооружений при-

вели к мнению о их нецелесообразности. Все же при некоторых условиях этот тип сооружения является рациональным как в части гашения волны, так и в части долговечности. Его можно рекомендовать в тех случаях, когда нужно предотвратить высасывание грунта из-за стенки и из-под ступеней, а также при условии отсутствия гальки, удары которой могут легко повредить ребра ступеней.

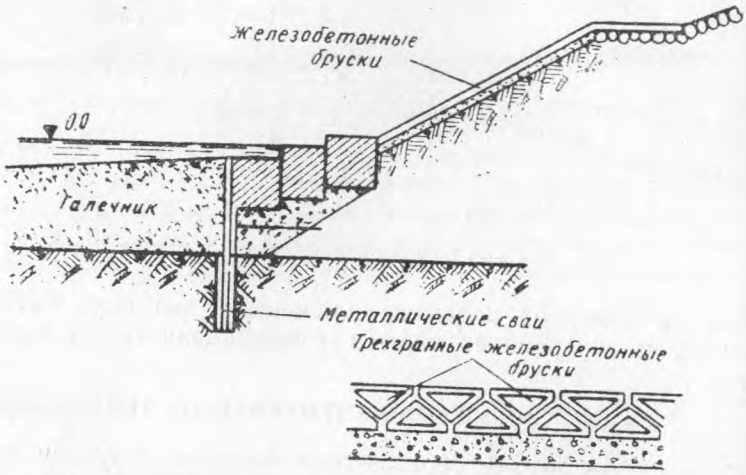


Рис. 197. Береговое укрепление сборной конструкции

На рис. 196 показано береговое укрепление в виде ступенчатого откоса, сделанного из железобетона. Защитой от подмы-

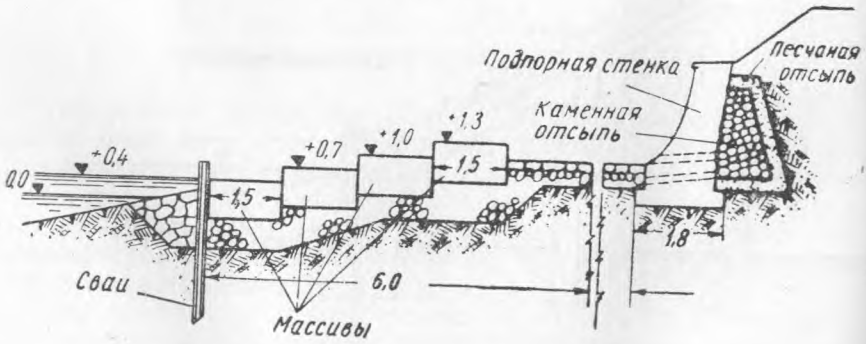


Рис. 198. Береговое укрепление при узком пляже

ва основания служит металлический шпунт, срезанный ниже «нулевого» уровня воды; голова его заделана в бетонную подушку. При таком устройстве можно рассчитывать, что метал-

лический шпунт не будет подвергаться истиранию движущимися наносами.

На рис. 197 показано береговое укрепление сборной конструкции. Металлические сваи, удерживающие массивы от сдвига, установлены в заранее пробуренные скважины. По откосу на слое песка уложены трехгранные железобетонные бруски.

Конструкция берегового укрепления ступенчатого типа, разработанная для укрепления берега при узком пляже (в северо-западной части Черного моря), показана на рис. 198. У самого уреза забивается сплошной ряд свай, которые являются упором для массивов, уложенных ступенькой в четыре ряда. Подпорная стенка устроена непосредственно у откоса дорожной насыпи; промежуток между бетонными массивами и подпорной стенкой замащивается. Для отвода воды от атмосферных осадков за стенкой устроен контрфильтр из камня и песка, а в стенке сделаны отверстия.

§ 101. СООРУЖЕНИЯ ОТКОСНОЙ ФОРМЫ

Берегоукрепительные сооружения откосной формы (см. рис. 185,*е* и *ж*) в виде береговой одежды устраиваются при пологом профиле берега. Эти сооружения должны иметь достаточно прочное покрытие и хорошо защищенную от размыва нижнюю часть. Во избежание подмыва и разрушения подводную часть следует устраивать весьма пологой.

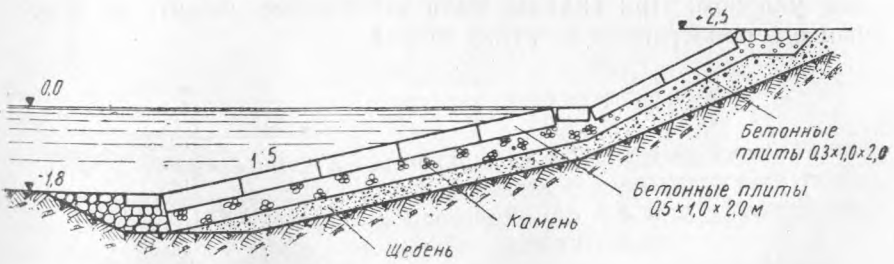


Рис. 199. Откосное береговое укрепление

В качестве примера приведем описание типового проекта откосного сооружения, разработанного Черноморпроектом (рис. 199). В подводной части предусмотрен откос с заложением 1 : 5, а в надводной 1 : 2. Откосы в подводной части укреплены бетонными плитами размером 0,5×1×2, а в надводной части — плитами размером 0,3×1×2. Под плитами предусмотрена постель из камня и щебня общей толщиной 1 *м*. В передней части перед массивами уложена призма из крупных камней.

Другим вариантом типового проекта сооружения откосного типа является укрепление с гибким покрытием; это сооружение,

проект которого также разработан Черноморпроектом, показано на рис. 200. Береговому откосу путем подсыпки песка или гравия с песком придается профиль с уклоном 1 : 3. Откос в подводной части покрывается асфальтобетонным армированным матом размером 0,1×4×11,5 *м*. Армирование выполняется проволокой 2,5 *мм* с ячейками 50×50 *мм*. Мат после изготовления скручивается в рулон и доставляется к месту укладки.

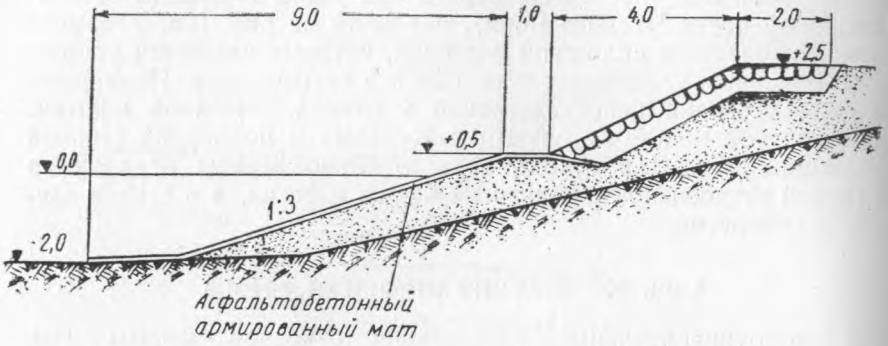


Рис. 200. Береговое укрепление откосного типа с гибким покрытием

Укладка производится сверху вниз с перекрытием стыков на 50 *см*. Горизонтальный участок в передней части мата имеет ширину 2 *м*. Верхний край мата заделывается в грунт с обратным уклоном. При укладке мата необходимо следить за плотным его прилеганием к грунту откоса.

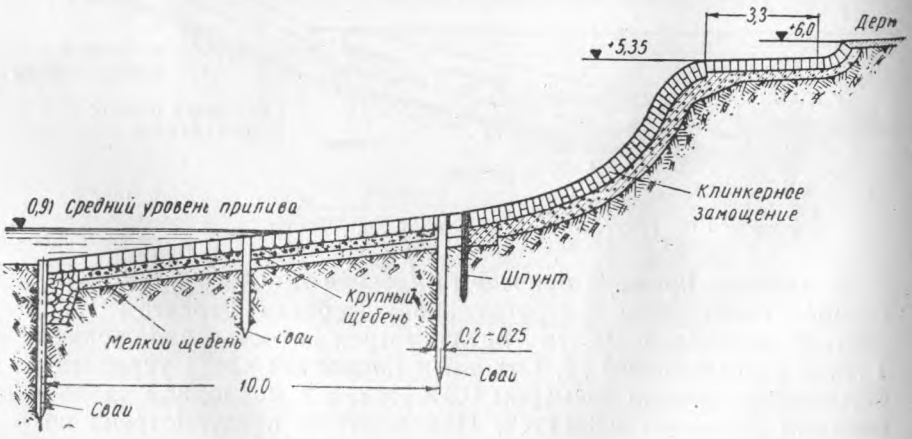


Рис. 201. Продольное береговое укрепление в Боркуме

Надводный откос укрепляется отмосткой камнем с заливкой швов цементным раствором.

В целях смягчения удара волн довольно часто устраиваются наклонные стенки криволинейного очертания. Такого типа стенка была возведена, например, в Боркуме (Северное море) в 1924 г. (рис. 201). Три ряда сплошных свай и один ряд шпунтовых свай полностью обеспечили укрепленный камнем откос от подмыва. Однако вскоре после возведения стенки верхняя ее площадка была разрушена штормом. При восстановлении стенки высота ее была увеличена на 1 *м*, но снова верхняя часть потерпела аварию.

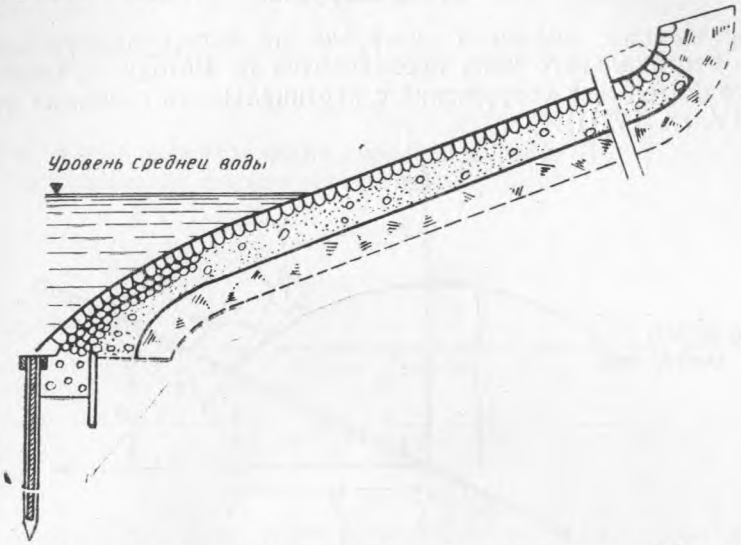


Рис. 202. Схема берегового укрепления криволинейного профиля

Подобная же стенка была возведена в Нодернее; здесь тоже верхняя площадка шириной 4,5 *м* постоянно разрушалась волной. Только после уширения площадки до 6,6 *м* и увеличения высоты стенки на 2,3 *м* разрушение прекратилось.

Опыт показал, что экономичнее делать более широкой верхнюю площадку, чем увеличивать высоту стенки.

Приведенные примеры устройства продольных береговых укреплений указывают на необходимость тщательного укрепления подошвы стенки; в этом случае не происходит размыва подошвы и не получается высасывания песка сзади стенки. Здесь применимы шпунтовые и сплошные свайные ряды, а также одежда из мостовой, уложенной на щебне. В своем поперечном сечении стенки обычно настолько плотны, что высасывания грунта не происходит.

Наклонные стенки имеют плавные очертания без резких переходов; стекающая вода не получает значительных скоростей. Вверху устроены площадки для поглощения живой силы набе-

гающей волны. На рис. 202 показана схема берегового укрепления с криволинейным очертанием, в котором свайный упорный ряд значительно заглублен. Принятое очертание хорошо способствует смягчению удара волн.

§ 102. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА СООРУЖЕНИЕ

Волновая нагрузка

Определение волновой нагрузки на берегоукрепительные стенки вертикального типа производится по методу, принятому для оградительных сооружений с вертикальными стенками (см. разд. IV, гл XVIII).

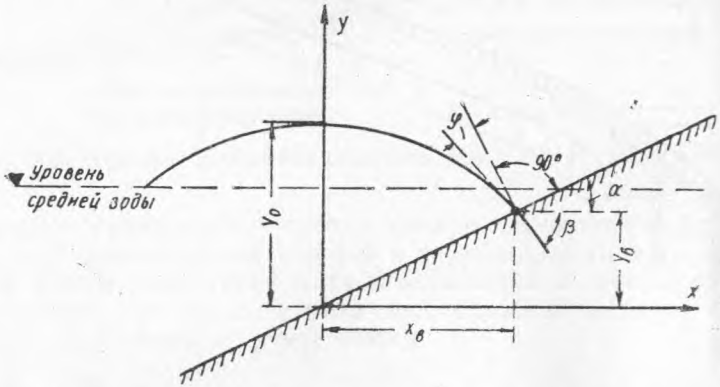


Рис. 203. Схема удара разбитой волны о наклонную стенку

Волновая нагрузка на сооружение наклонного типа определяется по приближенному методу проф. Н. Н. Джунковского (ГОСТ 3255—46).

Предполагается, что в момент обрушения гребень волны будет возвышаться над откосом на величину (рис. 203)

$$y_0 = 1{,}5\,H + h_0 = 1{,}5\,H + \frac{\pi H^2}{4\,L}\operatorname{cth}\frac{2\,\pi h}{L}, \qquad (145)$$

где h_0 — возвышение средней волновой линии над спокойным уровнем воды;

H — высота волны;

L — длина волны;

h — глубина воды у сооружения.

Начальная скорость в момент обрушения

$$u = cn + v, \qquad (146)$$

где c — поступательная скорость перемещения волны;
v — орбитальная скорость частиц воды;
n — коэффициент, меньший единицы; при $\alpha<26°$ $n=0{,}75$; при $\alpha>26°$ $n=0$.

Согласно теории трохоидальных волн на конечной глубине

$$c=\sqrt{\frac{gL}{2\pi}\operatorname{th}\frac{2\pi h}{L}} \quad \text{и} \quad v=\frac{H}{2}\sqrt{\frac{2\pi g}{L}\operatorname{cth}\frac{2\pi h}{L}}.$$

Тогда

$$u=n\sqrt{\frac{gL}{2\pi}\operatorname{th}\frac{2\pi h}{L}}+\frac{H}{2}\sqrt{\frac{2\pi g}{L}\operatorname{cth}\frac{2\pi h}{L}}. \qquad (146\text{ а})$$

Полная скорость струи при ударе об откос

$$v_B=\sqrt{v_x^2+v_y^2}, \qquad (147)$$

где v_x и v_y — составляющие скорости в точке B.

Из уравнений движения частицы

$$x=ut;$$

$$y=y_0-\frac{gt^2}{2}$$

следует, что

$$v_x=\frac{dx}{dt}=u;$$

$$v_y=\frac{dy}{dt}=gt=\frac{gx_B}{u}.$$

Тогда

$$v_B=\sqrt{u^2+\left(\frac{gx_B}{u}\right)}, \qquad (147\text{ а})$$

где x_B — абсцисса точки приложения удара;

$$x_B=\frac{-u^2\operatorname{tg}\alpha\pm u\sqrt{u^2\operatorname{tg}^2\alpha+2gy_0}}{g}. \qquad (148)$$

Здесь α — угол наклона стенки.

Давление, оказываемое на единицу площади стенки,

$$P=k\gamma\frac{v_0^2}{2g}, \qquad (149)$$

где k — коэффициент, равный 1,7;
v_0 — нормальная составляющая скорости в точке B;
γ — удельный вес воды;

Угол, составленный направлением струи воды и нормали к стенке:

$$\varphi=90-(\beta+\alpha); \quad \operatorname{tg}\beta=\frac{v_y}{v_x};$$

β — угол, составленный направлением струи и горизонталью.

Так как

$$v_0 = v_B \cos\varphi,$$

то

$$P = 1{,}7\,\gamma \frac{u^2 + \left(\frac{g x_B}{u}\right)^2}{2g} \cos^2\varphi. \qquad (149а)$$

Максимальная донная скорость при прогрессивной волне определится по формуле

$$v_{макс} = \frac{\pi H}{\sqrt{\frac{\pi L}{g} \operatorname{sh} \frac{4\pi h}{L}}}. \qquad (150)$$

Ледовая нагрузка

Динамическое воздействие льда на сооружение определяется по формуле П. А. Кузнецова

$$P_л = k v h \sqrt{lb}, \qquad (151)$$

где $k = 5{,}2$ (для соленоводного льда);
v — расчетная скорость движения льда в *м/сек*;
h — толщина льда в *м*;
l и b — длина и ширина льдины в *м*.

Определение веса блоков

При возведении сооружений из каменной или массивовой наброски вес отдельных блоков Q (в *т*) может быть определен по формуле Н. Н. Зайцева:

$$Q = \eta H^2 L \frac{\gamma_m}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_0} - 1\right)^3 \cos^3\alpha}, \qquad (152)$$

где H — высота волны в *м*;
L — длина волны в *м*;
γ_m — объемный вес блока;
γ_0 — объемный вес воды;
α — угол наклона откоса к горизонту;
η — коэффициент, который с учетом устойчивости составляет: для камней 0,004; для бетонных блоков 0,006; для бетонных тетраедров 0,0035.

Глава XXVII
АКТИВНЫЙ МЕТОД ЗАЩИТЫ МОРСКИХ БЕРЕГОВ

§ 103. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Активный метод защиты берегов применяется в том случае, когда наблюдается значительная абразия берегов. Этот метод направлен на уменьшение силы удара волны либо на образова-

ние пляжа, поскольку расширение пляжа способствует уменьшению абразии коренного берега, так как, прокатываясь по пляжу, волна теряет известную часть своей энергии.

Сооружения активного метода бывают двух видов:

а) продольные — в виде затопленных и незатопленных волноломов, расположенных на некотором расстоянии от берега, способствующие разбиванию волн и значительному снижению их энергии за волноломом; в некоторых случаях они могут содействовать пляженакоплению, и тогда их работа будет особенно эффективна;

б) поперечные — в виде расположенных нормально к береговой линии бун, играющих малую роль в гашении энергии волн, но способствующих отложению на пляжах продольно перемещающихся наносов.

При проектировании этих сооружений необходимо изучить режим волн и режим движения наносов в районе участка, на котором намечено их устройство.

Большинство разрушений берегоукрепительных сооружений происходит вследствие подмыва их основания. Поэтому главное внимание при их проектировании и постройке должно быть обращено на защиту основания от подмыва. К мерам, способствующим этому, относятся забивка шпунтового или сплошного ряда свай, укладка защитных массивов, углубление фундамента и другие, указываемые ниже.

Береговые укрепления имеют большое значение в местах, где наблюдаются оползни. Если сползающий земляной массив находится в предельном положении, то подмыв берега может вывести его из равновесия. В тех же случаях, когда состояния предельного равновесия нет и оползневые явления продолжаются, продольные береговые укрепления особенной роли не сыграют, особенно в первое время. С течением времени они все же будут способствовать, путем аккумуляции наносов у берега, образованию как бы особого банкета, который будет противостоять оползням.

У оползневых берегов наблюдается выпучивание морского дна как в период непосредственного оползня, так и в промежутках между оползнями; в последнем случае деформация протекает, однако, очень медленно и бугров выпирания, поднимающихся выше воды, не наблюдается.

На таких берегах подводные (затопленные) волноломы необходимо располагать за буграми выпирания, положение которых должно быть выяснено по данным ранее наблюдавшихся оползней. Обычно выпирание грунта дна наблюдается на полосе шириной не более 50 *м*, считая от уреза.

При защите оползневых берегов путем устройства бун (поперечных сооружений) последние обязательно пересекут зону выпирания грунта, а следовательно, при бурном проявлении оползневых процессов будут деформированы. В этом случае

можно рекомендовать устройство гибких бун, описываемых ниже.

§ 104. ПРОДОЛЬНЫЕ БЕРЕГОУКРЕПИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Незатопленные береговые волноломы мало чем отличаются от обычных волноломов морских портов, описанных в разделе V. Различие заключается только в том, что они возводятся на значительно меньших глубинах, чем волноломы морских портов; соответственно может быть облегчена их конструкция.

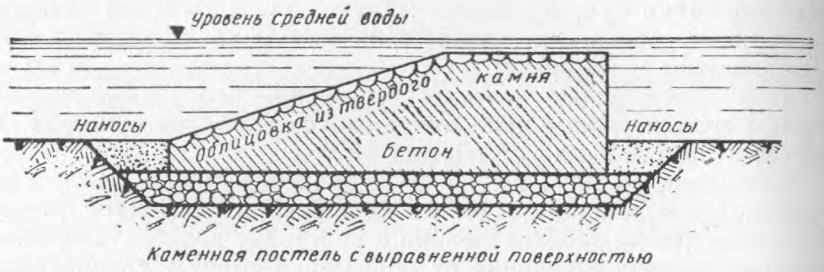


Рис. 204. Подводный волнолом

В целях сокращения стоимости сооружения и учитывая возможность ограничиваться частичным гашением волн устраивают затопленные волноломы. С их помощью, как показали лабораторные исследования П. К. Божича и Е. Е. Китрана, возможно доводить гашение волн до 40—50%. П. К. Божич на основании больших лабораторных исследований установил следующие основные требования, предъявляемые к этого рода сооружениям:

1) грань, обращенная к морю, должна иметь уклон не менее 1 : 3 (лучше 1 : 4);

2) наружная грань должна быть облицована камнем твердой породы;

3) сооружение должно иметь хорошее сцепление со своим грунтовым основанием, что может быть достигнуто большим весом сооружения или при помощи свай, которые забиваются через специальные отверстия в массивах.

На рис. 204 показан профиль гравитационного подводного волнолома, который отвечает требованиям, установленным П. К. Божичем.

Каменная постель с выравненной поверхностью требуется в том случае, если основанием служат наносные грунты; при наличии скальных пород или плотной глины допускается укладка массивов подводного волнолома непосредственно на выравненное естественное дно.

Волноломы устанавливаются на расстоянии 20—80 *м* от уреза. Расстояние определяется главным образом уклоном дна у берега: чем больше уклон, тем ближе к берегу возводится волнолом.

Подводные волноломы располагаются отдельными звеньями длиной от 200 до 500 *м* параллельно береговой линии с небольшими разрывами. В пространстве между волноломом и берегом откладываются наносы, в результате чего происходят обмеление этого пространства и расширение пляжа.

Практика показала, однако, что вследствие подъема воды между берегом и волноломом в разрывах между волноломами образуются быстротоки, способствующие выносу части или даже всех наносов, переброшенных через волнолом. Для устранения этого опасного явления необходимо разрывы сводить к минимуму и устраивать у них траверсы.

Весьма поучительным примером является постройка временных береговых укреплений в Гагре в связи с угрожающим размывом берега. До 1915 г., когда в Гагре приступили к постройке мола у устья р. Жоеквары, берег имел устойчивый характер. Постройка мола, направленного с севера на юг, т. е. под прямым углом к береговой линии и поперек побережного потока наносов, а также произведенный одновременно с постройкой мола отвод р. Жоеквары к западу от этого мола внесли коренные изменения в режим гагринской береговой линии.

К 1923 г., т. е. за 7 лет существования мола, выносы р. Жоеквары, а также гравий, передвигаемый с запада волнением, создали в углу, образуемом западной стороной мола и линией берега, к западу от мола, отложения гравия, составляющие, по грубым подсчетам, 100—150 тыс. $м^3$; вследствие этого урез моря у западной стороны мола переместился до самой его оконечности, примерно на 150 *м*. Таким образом, среднее за период 1916—1923 гг. ежегодное накопление наносов составило здесь 15—20 тыс. $м^3$, а выдвижение уреза моря — 20—25 *м*.

Одновременно с отложением наносов с западной стороны мола, к востоку от него, начиная примерно с расстояния в 400 *м*, обнаружился размыв берега на протяжении около 3 *км*. В некоторых местах разрушение выразилось в смыве полосы берега шириной до 15 *м*, причем были уничтожены пальмовая аллея, шоссе, здание водолечебницы и пр.; в других местах размывы были слабее.

Что касается берегового участка длиной около 400 *м*, непосредственно прилегающего к корню мола (с востока от него), то на этом участке, защищенном молом от действия волнения преобладающего направления, размыва не наблюдалось; наоборот, здесь происходило отложение наносов с выдвижением в море уреза воды, вследствие чего к 1923 г. мол оказался занесенным с двух сторон. Это дало возможность потоку наносов, поступающему с запада, обходить голову мола и, попадая на восточный

берег, восполнять уходящий оттуда к востоку береговой материал, ослабляя этим размыв восточного берега.

Береговые укрепления были устроены в наиболее размытой части берега и осуществлены путем устройства продольного берегового укрепления и примыкающих к ним бун. Кроме того, построенный у устья р. Жоеквары мол был разобран. В результате этих мероприятий размыв берега не только прекратился, но и началось значительное нарастание пляжа в сторону моря.

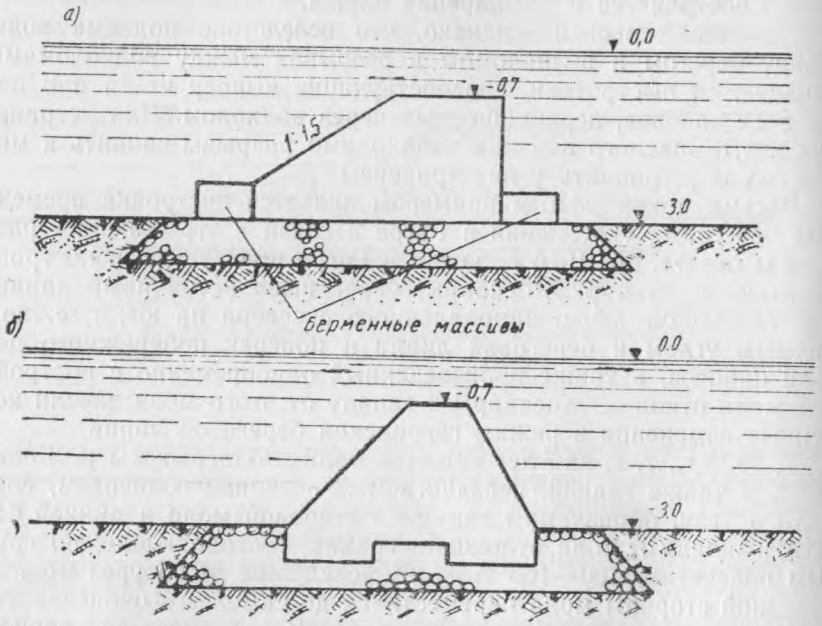


Рис. 205. Типы подводных волноломов из бетонных массивов

Для устройства подводных волноломов можно применять бетонные массивы, специально для этой цели изготовленные. На рис. 205 приведены типы подводных волноломов из бетонных массивов; в волноломах обоих типов сделаны углубления дна, заполненные камнем средней крупности. В первом типе (рис. 205,*а*) наклонной является только внешняя грань; во втором типе (рис. 205,*б*) обе грани сделаны наклонными. В обоих случаях верх волнолома погружен на 0,7 *м* от нулевого уровня моря, причем в волноломе первого типа для защиты передней грани от подмыва уложены берменные массивы.

Волнолом может быть изготовлен также из железобетонных блоков (рис. 206), что уменьшает объем бетона.

На Кавказском побережье Черного моря для защиты берега от размыва был построен в 1947 г. подводный волнолом общей протяженностью около 2 *км*. Он состоял из 5 секций, каждая

длиной от 220 до 640 *м*, расположенных параллельно берегу и на расстоянии 20—40 *м* от него. Волнолом был сооружен из бетонных массивов весом 30 *т* (рис. 207). Передняя часть массива, обращенная к морю, устроена откосной, что способствует переброске наносов во время волнения через волнолом.

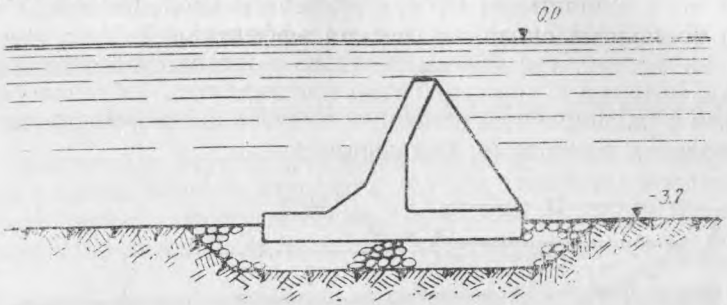


Рис. 206. Тип подводного волнолома из железобетонных блоков

В месте установки массивов имелась обнаженная коренная порода в виде мергелистых сланцев. Перед установкой массивов выравнивалось дно с помощью водолазов. В целях предупреждения перемещения массивов по своему основанию под действи-

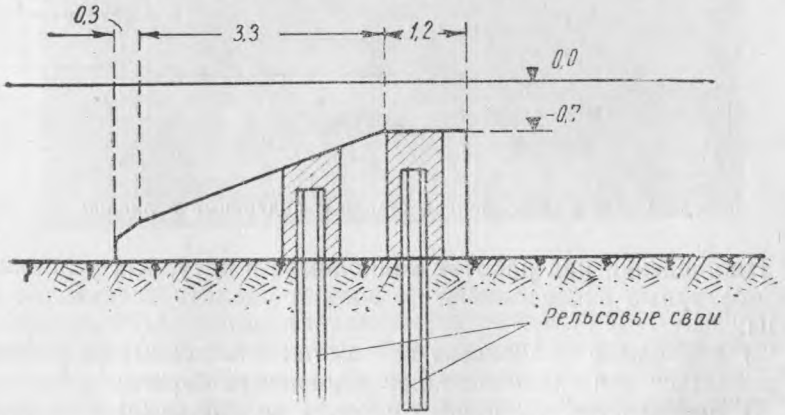


Рис. 207. Подводный волнолом из бетонных массивов

ем ударов волн они были скреплены с основанием рельсами. Через отверстия в массивах (по два отверстия в каждом) пробуривались скважины в мергелистом сланце, в которые забивались рельсовые сваи, после чего отверстия в массиве заполнялись цементным раствором.

На боковых гранях массивов устраивался вертикальный паз, который после установки массивов заполнялся бетоном методом подводного бетонирования. Такое устройство перекрывало щели

между массивами, через которые легко могли проходить мелкие наносы. Когда рельсовые сваи не забивали через тело массива, их забивали в этих пазах и так же, как и в первом случае, обеспечивали сцепление массива с основанием.

На рис. 208 показаны разрез и план установки подводного волнолома в сочетании с берегоукрепительной стенкой. Работа этого волнолома оказалась весьма эффективной. Уже через два года на местах, где совсем не было наносов, образовывались пляжи, которые с каждым годом расширялись. Абразия берега, в связи с расширением пляжей и значительным гашением энергии волн на волноломе, уменьшилась.

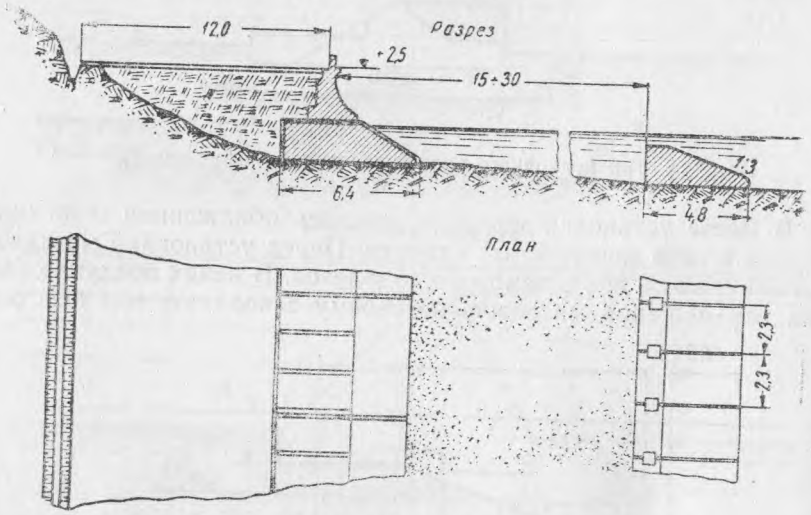


Рис. 208. Волноотбойная стенка и подводный волнолом

Наблюдения над работой волноломов в натурных условиях и лабораторные исследования позволяют сделать следующие выводы:

а) подводные волноломы во многих случаях могут успешно применяться для пляженакопления и защиты берега;

б) располагать волноломы следует не ближе 20 *м* от уреза, так как более близкое расположение мало уменьшает абразионную деятельность волн;

в) при среднем уровне воды верхняя грань волнолома должна быть покрыта слоем воды в 0,3—0,7 *м*;

г) внешняя грань волнолома должна иметь уклон не меньше чем 1 : 3;

д) при устройстве в массиве вертикальной нижней грани со стороны моря она должна быть не больше 0,4 *м*, так как при большей величине можно ожидать образования донных токов воды;

е) для сцепления массива с основанием необходимо забивать сваи через специально устроенные отверстия в массивах;

ж) разрывы между секциями волнолома должны быть сведены к минимуму как по количеству, так и по величине; в местах разрыва необходимо устраивать траверсы, которые должны задерживать наносы;

з) накопление наносов между урезом и волноломом происходит наиболее интенсивно в осенне-зимний штормовой период; при малом волнении оно менее интенсивно.

§ 105. ПОПЕРЕЧНЫЕ БЕРЕГОУКРЕПИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

К поперечным берегоукрепительным сооружениям активного метода защиты берегов относятся б у н ы, представляющие собой сооружения, расположенные нормально к линии берега и возвышающиеся над водой на 1—2 *м*.

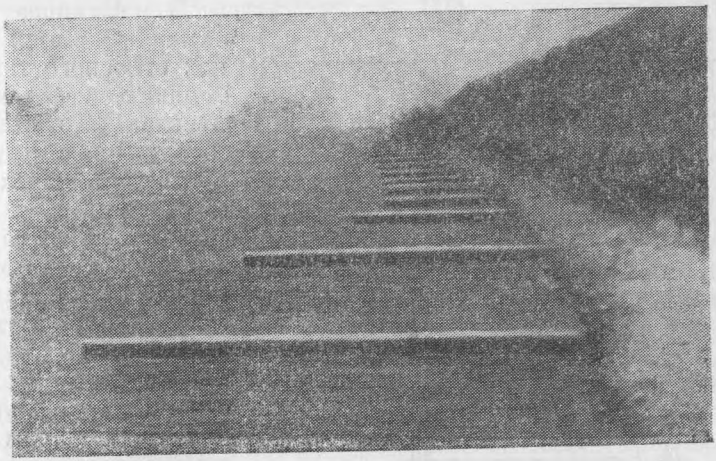


Рис. 209. Буны

Обычно буны устанавливаются группами параллельно друг другу (рис. 209). Назначение бун — перегородить путь движению побережных наносов и способствовать таким образом расширению пляжа. Кроме того, при наличии береговых течений, подмывающих берег, буны имеют целью отклонить течение от берега.

Как сооружения, предназначенные для защиты морских берегов, буны стали применяться сравнительно недавно, но в последнее время они получили очень широкое распространение как у нас, так и за рубежом.

По основному принципу устойчивости буны могут быть подразделены на гравитационные и скрепленные сваями с грунтом основания.

Выбор типа и конструкции буны зависит в основном от геологических условий, режима волнения и режима побережных наносов.

Наиболее рациональными типами являются буны откосной формы, с плавными очертаниями, без резких переломов, заставляющие волну плавно перекатываться, а течение — плавно затухать. При применении бун, приближающихся по форме к вертикальным стенкам, получаются всплеск и подмыв у подошвы. Однако и в бунах откосной формы следует обеспечить подошву от подмыва.

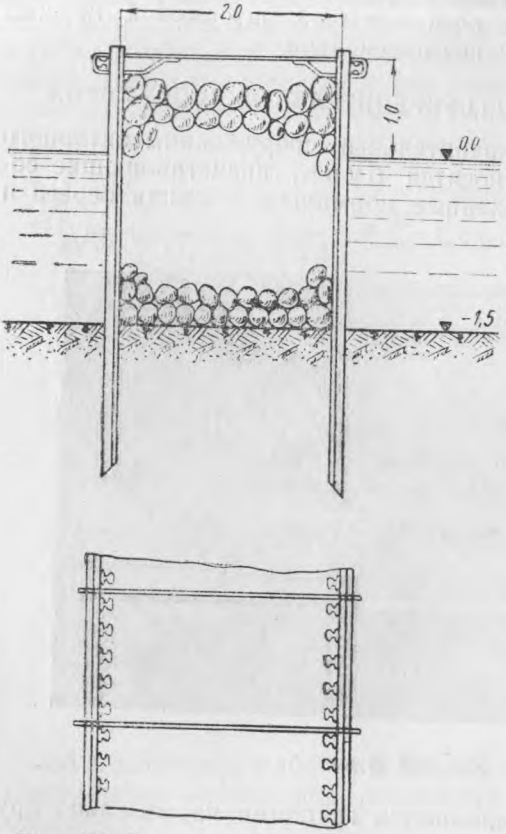


Рис. 210. Буны с применением рельсов

В настоящее время каменные блоки в бунах откосного типа заменяются бетонными массивами. Этот тип сооружения имеет преимущество перед другими типами в части сохранности его при подвижках дна и возможности произвести исправление в случае изменения профиля, происшедшего под действием волн или по другим причинам. Вместе с тем высокая стоимость такого типа сооружения, из-за большого объема бетона, ограничивает его применение.

Широко применяются буны, устроенные из двух рядов свай с заполнением промежутка камнем. В местах, где отсутствуют древоточцы, применяют деревянные сваи, которые забиваются вертикально или наклонно. В местах распространения древоточцев вместо деревянных свай используют старые железнодорожные рельсы (рис. 210). Рельсы забиваются по четыре на погонный метр ряда, что позволяет применять для засыпки камень средней крупности. Для создания связи вдоль рядов свай с наружных сторон привариваются рельсы или уголки. Ряды свай соединяются между собой металлическими анкерами (тяжами):

головы свай покрываются бетонной продольной балкой. Покрытие каменной наброски сплошной бетонной плитой допускать не следует, так как наброска оседает и между нею и плитой образуются пустоты.

Можно рекомендовать установку небольших бетонных массивов, которые должны размещаться между тяжами. Массивы следует устанавливать тогда, когда наброска будет подсыпана после основной осадки.

На Северном и Балтийском морях широко применяются буны, построенные из металлического шпунта. Расстояние между шпунтовыми рядами достигает 4 *м*. Промежуток между сваями заполняют песком, поверх которого укладывают слой бетона. Свайные ряды соединяются анкерами со стяжными муфтами.

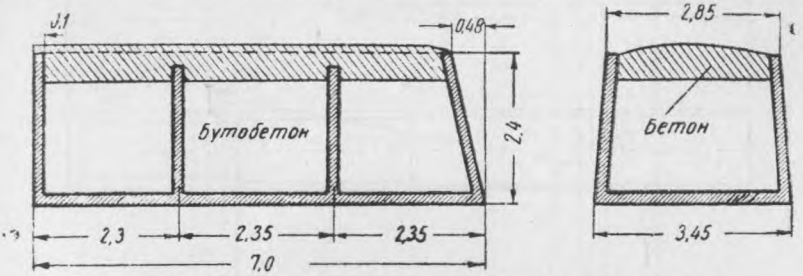


Рис. 211. Железобетонный ящик, применяемый для бун

Широкое применение этого типа сооружения объясняется возможностью применять для заполнения песок, который имеется в изобилии поблизости.

Буны такой конструкции в последние годы стали широко применять в Англии, причем в некоторых случаях, когда опасались подмыва основания, шпунт забивался в два ряда.

На Кавказском побережье Черного моря были применены буны следующей конструкции. Корневая часть буны длиной от 4 до 8 *м* представляет собой один бетонный массив, изготовленный на месте. Бетонирование производят или с предварительным откачиванием воды, или методом подводного бетонирования. Головная часть буны устраивается из железобетонных ящиков (рис. 211), изготовленных на берегу и доставляемых к месту установки на плаву. Размеры ящиков устанавливались с таким расчетом, чтобы каждый ящик являлся частью буны; высота каждого ящика назначалась в соответствии с профилем берега, где устанавливалась буна (рис. 212). Толщина внутренних стен и днища принималась 0,1 *м*, а наружных стен — 0,15 *м*; при такой толщине стен вес пустого ящика не превышает 20 *т*. Ящики устанавливаясь на предварительно выравненное дно, причем так как основанием служила плотная коренная порода, ящики покоились непосредственно на ней. Ящики заполняли разным материалом: бутобетоном, тощим бетоном или галькой с песком.

Независимо от заполнения поверх него укладывали слой бетона толщиной 0,4 *м*. Корневую часть буны возводили после установки всех ящиков.

Буны описанной конструкции хорошо выдержали многие штормы и поэтому могут быть рекомендованы для защиты открытых берегов при условии использования в качестве основания плотной коренной породы.

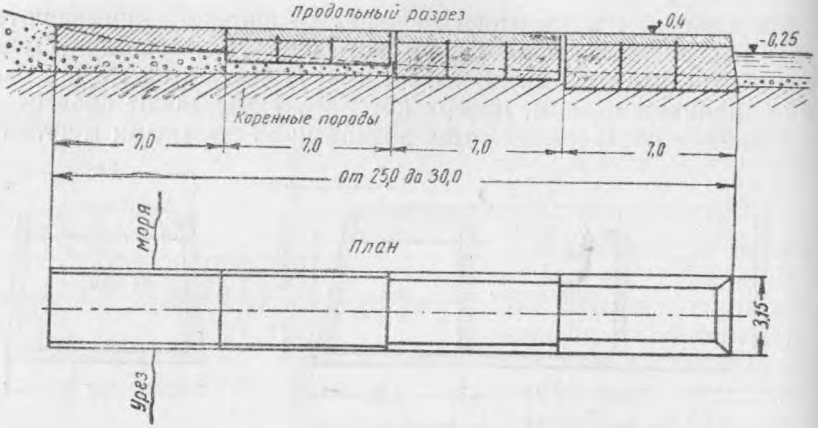


Рис. 212. Буны из железобетонных ящиков

В Англии у Селса построены так называемые гибкие буны. 15-тонные бетонные массивы изготовлялись на месте и заглублялись в грунт на 60 *см*. Для предотвращения смещения массивов они скреплялись с грунтом рельсами, которые забивались через отверстия, устраиваемые в обоих концах массива. При подмыве основания массив может свободно опускаться, не смещаясь со своего места. Подобное же приспособление было применено у нас в 1947 г. при постройке затопленного волнолома из массивов на Кавказском побережье Черного моря.

Степень эффективности работы бун зависит главным образом от их длины, расстояния между ними и направления.

Направление бун обычно принимается нормальное к береговой линии; однако не всегда оно является оптимальным. Практика показывает, что отклонение направления бун от нормали навстречу движению наносов в некоторых случаях способствует интенсивной аккумуляции последних.

Длина бун определяется в соответствии с основной целью их устройства: удержать наносы, находящиеся у данного берега, от перемещения в сторону; задержать перемещающиеся наносы; отклонить течение.

На надводной части берега, выше уреза моря, буны должны доходить до того места, куда поднимается волна. Ниже уреза воды буны должны прорезать подвижную часть пляжа. Таким

образом, длина бун каждый раз должна определяться в зависимости от местных условий.

В Балтийском море на германском берегу длина бун определяется следующими соображениями. Параллельно берегу идут три песчаные банки. Первая находится в расстоянии 20—25 *м* от уреза моря на глубине около 1 *м*; вторая — в расстоянии 60—70 *м* на глубине 2 *м*; третья — в расстоянии 140—150 *м* на глубине 3 *м*. Наиболее интенсивная миграция наносов происходит на полосе до второй банки, т. е. на полосе 60—70 *м*. Подводный уклон берега от 1 : 35 до 1 : 40. Исходя из этих данных, длина бун в подводной части определяется в 60—70 *м*. Выше уреза

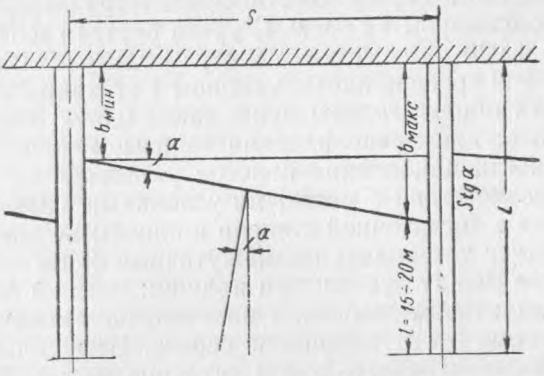


Рис. 213. Схема расположения бун

воды берег имеет уклон от 1 : 20 до 1 : 30 и хорошо сопротивляется действию волны. Наибольший подъем волны не превосходит 2—2,5 *м* выше ординара. Длина буны выше уреза воды определяется максимально в 50—60 *м* и минимально в 35—40 *м*.

Длина бун может быть определена и другим способом. При наличии бун на побережье урез имеет пилообразное очертание с максимальной шириной пляжа у одной буны и минимальной шириной у другой буны данного пролета. Между ними может быть установлена следующая зависимость (рис. 213):

$$b_{макс} = b_{мин} + S \operatorname{tg} \alpha, \qquad (153)$$

где S — расстояние между бунами;

α — угол отклонения от нормали направления штормового волнения.

Минимальная ширина пляжа $b_{мин}$, при которой сила удара волн снижается примерно в 2 раза, по данным натурных и лабораторных наблюдений, может быть принята 6—7 *м*.

Головную часть буны допускается располагать от уреза в расстоянии 15—20 *м*; тогда полная длина буны определяется по формуле

$$L = b_{мин} + S \operatorname{tg} \alpha + (15 \div 20\ м). \qquad (154)$$

В Северном море буны служат только для отклонения течения, и в каждом отдельном случае длина их определяется направлением течения. Длина бун 60—70 *м* была определена после неудачного применения бун длиной 20—30 *м*, которые были устроены в Стрекельберге.

На французском берегу Атлантического океана длина бун на пляжах с гравием равна 40—60 *м*, а на песчаных пляжах — около 120 *м*.

На определение высоты бун большое влияние оказывают характер ледохода (если последний имеется), а также возможность размыва нижележащего участка берега.

На германском берегу Балтийского моря верх бун возвышается над ординаром на 0,5 *м*. С уреза берега гребень бун идет с уклоном в 1 : 20 до отметки +2 или +2,5 *м*. У головы бун на протяжении 6 *м* гребень идет с уклоном 1 : 6 таким образом, что отметка верха обреза головы буны равна 0,5 *м*. Это делается с двоякой целью: для предохранения головы мола от подмыва и для возможности накопления наносов у головы.

Если в соответствии с местными условиями занесение песком происходит не в достаточной степени и наносы не достигают уреза моря, следует устраивать промежуточные буны.

Расстояние между бунами при наличии течений определяется не только характером движения наносов, но также силой течения и близостью этого течения к берегу. Чем сильнее течение и чем оно ближе к берегу, тем расстояние между бунами должно быть меньше. При сильном течении на берегах Северного моря расстояние между соседними бунами берут в пределе $^3/_4$ длины бун, а при слабом — $1^1/_2$ длины бун.

Расстояние между соседними бунами на побережье с гравием обычно равно $1^1/_2$—2 длинам самих бун.

При устройстве бун как на песчаном побережье, так и на побережьях из гравия следует сначала располагать их на больших расстояниях друг от друга и затем постепенно увеличивать число бун в зависимости от полученных результатов. Вообще расстояние между соседними бунами зависит от количества наносов, от угла направления волн к урезу моря, а в случае приливов — от сизигийной амплитуды приливо-отливного явления.

Выше уже указывалось, что при встрече наносов с выдвинутым молом у последнего происходит накопление наносов; если они не могут обойти голову мола, то с подветренной стороны, на некотором расстоянии от мола, произойдет размыв берега. Поэтому буны, предназначаемые для задержания наносов, оказывают действие лишь тогда, когда они сооружены целой группой. Возведение их должно начинаться с буны, расположенной в конце участка защищаемого берега, в направлении движения наносов.

При сооружении группы бун, с целью заполнения промежутков между ними, необходимо учесть возможность разрушения

береговой полосы на соседнем участке берега. Если на определенном участке берега будет приостановлен весь поток наносов или этот поток будет отклонен от берега, то может произойти разрушение соседнего участка берега, как это бывает при сооружении одного мола.

Чтобы дать наносам возможность пройти дальше к соседнему незащищенному участку берега, следует обеспечить плавность общей береговой линии и плавное сопряжение защищенного и незащищенного участков.

При большой мощности потока наносов можно устраивать разрыв между буной и берегом. Этот разрыв, устраиваемый в виде лотка, предназначается для свободного пропуска наносов. Для того чтобы в случае необходимости преградить перемещение наносов, лоток снабжается шандорным затвором.

На побережье в Италии при значительном размыве берега с одной стороны сооружения и усиленном накоплении наносов с другой применили следующий способ, давший хорошие результаты: дноуглубительными снарядами вычерпали наносы, образовавшиеся с одной стороны, и уложили их в те места, где происходит размыв берега.

При устройстве бун нужно обращать особое внимание на сопряжение их с берегом (корень бун) или с продольными береговыми укреплениями во избежание подмыва этого сопряжения.

Устройство поперечных береговых укреплений при отсутствии наносов является бесцельным. В этих случаях можно рекомендовать устройство подводных волноломов, через которые во время волнения перебрасываются наносы, образующие в дальнейшем пляж.

Применение бун, при отсутствии пляжа, возможно при условии искусственной засыпки песком или галькой береговых частей в промежутках между бунами. Песчаный или песчано-галечный материал доставляют большей частью водным путем; в некоторых случаях пользуются сухопутным транспортом.

В Германии на острове Нордерней в 1952 г. было отсыпано 1 млн. $м^3$ песка, добытого землесосами. Опыты по искусственному образованию пляжа путем отсыпки грунта были проведены на Кавказском побережье Черного моря и дали вполне благоприятные результаты.

Искусственная отсыпка материала на пляж может производиться при наличии достаточного числа бун, так как при их отсутствии или недостатке отсыпанный материал будет унесен в кратчайший срок.

Глава XXVIII

ХАРАКТЕРИСТИКИ МОРСКИХ КАНАЛОВ

§ 106. КЛАССИФИКАЦИЯ МОРСКИХ КАНАЛОВ

Морской канал представляет собой искусственную земляную выемку правильной формы, обеспечивающую для судов с теми или иными осадками возможность подхода к портам.

По назначению морские каналы делятся на соединительные и подходные.

Соединительные каналы связывают бассейны двух морей или больших внутренних водоемов, сокращая при этом, как правило, протяженность морского пути.

Примерами каналов этой группы являются Суэцкий, Панамский, Кильский, Керчь-Еникальский, Каледонский и другие.

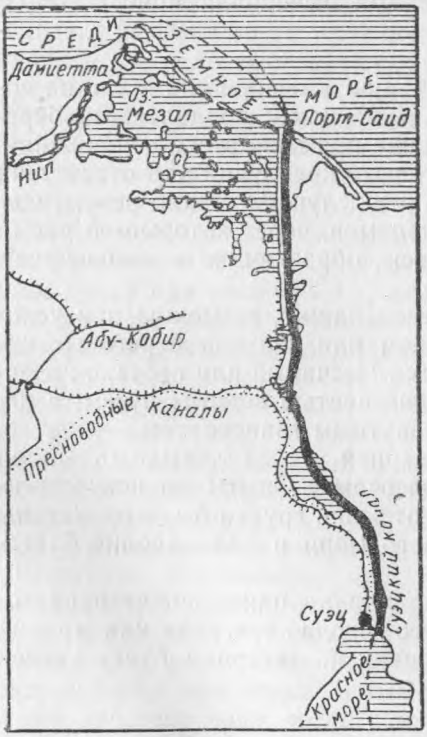


Рис. 214. Суэцкий канал

Суэцкий канал (рис. 214), соединяющий Средиземное море с Красным, имея в длину 161 *км*, значительно сократил путь громадного протяжения вокруг Африки. Ширина канала на прямолинейных участках составляет 60 *м*, на закруглениях — до 100 *м*. Этот канал доступен для судов с осадками до 10,5 *м* (35 футов).

Панамский канал соединяет Атлантический и Тихий океаны; его длина около 76 *км*, в то время как путь вокруг Южной Америки — огромной протяженности.

Кильский канал соединяет кратчайшим путем Балтийское и Северное моря; длина канала 98 *км*, глубина 11,3 *м*.

Керчь-Еникальский канал проходит в Керчь-Еникальском проливе, соединяющем Черное море с Азовским; строительство этого канала было вызвано мелководьем пролива.

Каледонский канал в Великобритании соединяет залив Марифёрт на северо-восточном побережье Шотландии с заливом Фёрт-оф-Лори на западном побережье; при общей длине канала 112 *км* протяженность участков искусственной прорези составляет 40 *км*; канал доступен для судов с осадкой до 4,5 *м*.

Подходные каналы обеспечивают судам подход с моря к портам и внутри портов — к отдельным причалам. Каналы этой группы являются самыми многочисленными. Наличие в СССР большого количества внутренних морей, большей частью мелководных, вызывает необходимость строительства подходных каналов, к которым относятся Архангельский, Ростовский, Волго-Каспийский, Ждановский, Херсонский и многие другие. В составе этой группы иногда выделяют каналы, проникающие в глубь прибрежной территории. Примерами их являются подводные прорези, увеличивающие глубины в устьевых частях рек для обеспечения морским судам подхода к внутренним портам (Бремен на Везере, Гамбург на Эльбе, Нью-Орлеан на Миссисипи, Архангельск на Северной Двине, Херсон на Днепре и др.). По сути дела эта группа каналов разделяется на собственно подходные каналы, прорезающие бары и входящие в устья рек, и речные каналы, проходящие по руслам рек.

По способу устройства морские каналы подразделяются на открытые и закрытые (шлюзованные). Выбор устройства канала диктуется положением уровня воды в соединяемых водных бассейнах или стремлением уменьшить объем земляных работ.

Открытые каналы имеют свободное постоянное сообщение в пределах канала и прилегающей части моря благодаря одинаковому высотному положению уровня воды в них. Открытые каналы наиболее распространены; в СССР к этой группе относятся все подходные морские каналы.

Открытые морские каналы можно разделить на *неогражденные и огражденные*.

Открытый неогражденный канал представляет собой прорезь определенного сечения, устраиваемую по естественным морским глубинам без ограждения канала искусственными сооружениями (дамбами, молами).

Ежегодный слой заносимости открытых неогражденных каналов колеблется в значительных пределах, достигая 1—2 *м* в год, а на некоторых каналах — и того больше. Особенно велика заносимость прорези в устьевых участках рек и на барах, образующихся на выходе рек в море.

Архангельский открытый неогражденный канал (рис. 215)

проходит по одному из рукавов дельты р. Северной Двины — Маймаксе, самому узкому из пяти основных рукавов реки. Затруднения в судоходстве по рукавам дельтовой части реки начиная с 1887 г. обусловили необходимость производства землечерпательных работ и сооружение подходного канала к Архангельскому порту.

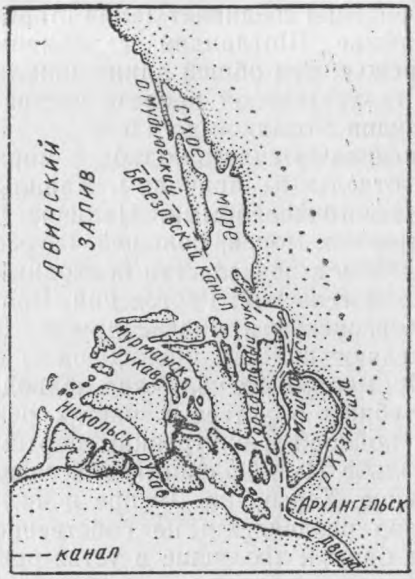


Рис. 215. Архангельский (подходной) морской канал

В Днепровско-Бугском лимане землечерпание было начато в связи с возросшей осадкой судов. В 1885—1886 гг. каналом, имевшим длину 8 *км*, был прорезан Очаковский бар (от о-ва Березани на Черном море); в дальнейшем по мере увеличения осадки судов увеличивали и длину канала. Канал проходит по средней части лимана, через Касперовский (Рвач) рукав входит в р. Днепр и служит для подхода судов к Херсонскому порту.

Общая длина канала в современных условиях: от устья лимана до поворота у мыса Аджигиол около 28 *км*, от поворота до р. Днепр около 40 *км*.

Открытый огражденный канал имеет подводную прорезь требуемого для судоходства сечения и глубины, защищенную от наносов искусственным ограждением. Он в меньшей мере, чем открытый неогражденный канал, подвержен динамическому воздействию водных масс, но имеет продольные течения.

Искусственное ограждение представлено обычно парными дамбами, причем длина их может быть неодинакова. Иногда дамба устраивается только с одной стороны, как это имеет место на Суэцком канале в Порт-Саиде, Ждановском канале на Азовском море и др.

Канал в Балтийске, расположенный в протоке залива лагунного типа и соединяющий его с морем, огражден парными молами длиной свыше 1000 *м* при расстоянии между головами молов около 360 *м*; он является морским выходом для Калининградского канала.

Огражденный парными молами канал, открытый для проникновения в него морской зыби, обычно не дает благоприятных навигационных условий для движения по нему судов.

Канал Нордзе (Эймёйденский), соединяющий г. Амстердам с Северным море, является примером морского канала, ограж-

денного сходящимися молами. Образуемая ими водная площадь расширяющейся формы способствует поглощению волнения. Канал по выходе из молов в море подвержен заносимости, обусловленной отложением песчано-иловатых наносов, перемещаемых приливо-отливными течениями.

Шлюзованные каналы устраиваются; а) при необходимости сопряжения разных по высоте уровней воды в соединяемых водных бассейнах; б) с целью уменьшения объемов земляных работ, достигающих при высоких водоразделах и длинных каналах значительных размеров.

Разность уровней, наблюдающаяся одновременно в противоположных концах канала, может вызвать появление течений, создающих условия, при которых судоходство крайне затруднительно или невозможно. Так, например, в связи с приливо-отливными явлениями разность уровней на концах Северо-Голландского канала (Эймёйден — Амстердам) могла достигнуть 4 *м*, а в Кильском канале — еще большей величины; для устранения этого данные каналы шлюзованы.

Шлюзованные каналы характеризуются относительно меньшей заносимостью и отсутствием течений. В то же время они являются самыми дорогими как по величине капиталовложений, так и по эксплуатационным затратам, связанным с содержанием искусственных сооружений.

По сезонности перевозок каналы делятся на *равномерно* используемые в течение года (Потийский, Одесский и др.) и *неравномерно,* сезонно используемые вследствие замерзания моря (Николаевский, Херсонский, Таганрогский и др.).

По расположению каналы подразделяются на проходящие по береговой территории, речному руслу, лиману или морю.

Наконец, деление каналов на классы производится по интенсивности судоходства, т. е. по суточному судообороту порта (табл. 45).

Таблица 45

Классификация каналов по интенсивности судоходства

Класс канала	Суточный судооборот
I	Более 5 судов
II	2—5 „
III	Менее 2 „

Для определения суточного судооборота принимается общее количество крупнотоннажных судов в обоих направлениях за навигацию (в среднем за 3—5 лет).

Основными элементами морских каналов являются его *трасса, поперечное и продольное сечения.*

§ 107. ТРАССА КАНАЛА

Трасса определяется расположением оси канала в плане. Исходными точками трассы соединительных каналов служат входные участки в соединяемые водоемы, на которых обеспечиваются необходимые проходные глубины для судов. У подходных каналов начальной точкой является вход в порт, конечной — участок, где имеются глубины, необходимые для выхода в море.

Наиболее сложную задачу при проектировании каналов представляет выбор его трассы, поскольку она определяет капиталовложения и эксплуатационные расходы.

Выбор зависит от топографии местности, рельефа морского дна, геологических и гидрологических условий.

Основные положения при выборе трассы канала сводятся к следующим:

а) трасса канала должна быть по возможности прямолинейной и проходить по наибольшим глубинам;

б) заносимость канала должна быть наименьшей;

в) судоходная обстановка канала должна быть постоянной.

Прямолинейная трасса канала обладает большими преимуществами перед ломаной; в этом случае обеспечивается наименьшая длина канала, нет необходимости в уширениях на закруглениях (при поворотах трассы), устройство обстановки упрощается и, наконец, обеспечивается бо́льшая безопасность судоходства в условиях волнения и течения.

Направление трассы канала в большинстве случаев определяет и его заносимость. Прогноз последней необходим в целях установления таких технических мероприятий, осуществление которых при строительстве канала позволит уменьшить его заносимость при эксплуатации.

При всей трудности прогноза можно все же определить ожидаемую заносимость канала путем тщательно поставленных гидрологических изысканий и лабораторных исследований. Кроме того, накопленный опыт дает в этом отношении ряд полезных указаний для разных случаев устройства каналов.

Для трассирования открытого судоходного канала в дельтах больших рек следует выбирать рукав с наименьшим или, во всяком случае, с малым расходом воды и с наименьшим количеством наносов. Благодаря незначительности расхода в таком рукаве затухание речного течения и оседание наносов при встрече с массой морской воды будут происходить ближе к берегу. Вследствие этого бар будет короче и потребность в землечерпании или в ограждающих канал дамбах будет также меньше.

Примером рационального трассирования является канал в дельте р. Дона. До 1928 г. канал к порту Ростов-на-Дону проходил в многоводном гирле Переволока, расположенном в средней части дельты; расход воды этого рукава в половодье состав-

лял 31,5% общего расхода Дона. Трудность поддержания глубин в гирле Переволока и на баре заставила перейти на новое направление канала, трассированное в гирле Песчаное, расположенном в южной части дельты; здесь расход воды в половодье составляет уже только 3,9% общего расхода р. Дона.

После прорытия канала по новой трассе произошло перераспределение расходов р. Дона по гирлам. Хотя в гирле Песчаном расход воды увеличился почти в 2,5 раза, все же он не превышал в половодье 9% общего расхода р. Дона, т. е. был в 3 с лишним раза меньше, чем расход воды в гирле Переволока.

Примерами трассирования каналов в маловодных рукавах могут служить также каналы Архангельский и Херсонский.

С другой стороны, имеются и примеры трассирования каналов по одному из многоводных рукавов. Так, Волго-Каспийский канал в пределах дельты р. Волги протрассирован по широкому и многоводному рукаву Бахтемир, так как попытки прорытия канала (в 1858—1869 гг.) по менее многоводному Камызякскому рукаву не достигли цели.

По наиболее широкому и многоводному рукаву Золотому протрассирован и Урало-Каспийский канал в дельте р. Урала.

Благодаря развитию глубин в портах, морские участки канала бывают чаще значительно длиннее и имеют соответственно бо́льшую кубатуру выемки, чем дельтовые и баровые участки каналов. В этом случае при трассировании канала в дельте или баре и в море превалирующую роль играет морской участок канала.

Основными данными при выборе трассы *морского канала* являются инженерно-геологические условия и гидрологический режим района.

При трассировании каналов нужно избегать малоустойчивых иловатых грунтов, определяющих пологие откосы прорези и большую заносимость канала; кроме того, в этом случае наносы будут представлены жидкими илами, трудно удаляемыми многочерпаковыми снарядами, чаще всего применяющимися при ремонтном черпании на каналах в море. Однако избежать слабых грунтов при трассировании каналов в заливах, лиманах и бухтах не всегда удается, так как дно этих водоемов сложено именно слабыми иловатыми грунтами.

Поэтому решающим для выбора трассы канала является гидрологический режим района. Так, на выходе из устья реки канал следует трассировать по направлению ее подводного русла, а далее придерживаться направления господствующих в районе ветров, течения и волнения. При трассировании канала от берега моря направление его нужно по возможности выбирать тоже по направлению господствующих в районе ветров, течения и волнения. При трассировании канала по направлению господ-

ствующего динамического воздействия морской среды на дно заносимость канала будет относительно наименьшей, что вытекает из практики эксплуатации существующих каналов.

Так, например, канал к аванпорту Мариупольского (сейчас Ждановского) порта к 1901 г. имел глубину 6,4 *м* и длину 9,5 *км*. Он был протрассирован поперек господствующих в этой части Таганрогского залива течения, волнения и движения наносов. После углубления канала, произведенного в целях обеспечения прохода судов с осадкой 7 *м*, заносимость его резко увеличилась. Для ее уменьшения расширили прорезь канала, что оказа-

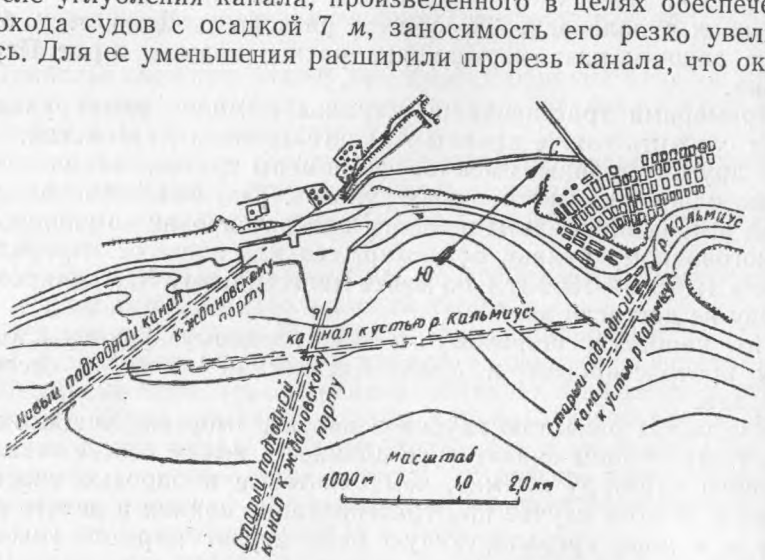


Рис. 216. Подходные каналы к порту Жданов

лось безрезультатным. Из-за невозможности поддерживать здесь необходимые глубины землечерпанием в 1926 г. было начато черпание по новой трассе, идущей под острым углом к направлению господствующих ветров и течений (рис. 216). Это новое направление канала себя оправдало: заносимость его значительно уменьшилась.

При трассировании канала в морской части, когда не всегда возможен исчерпывающий учет гидрологических условий, необходимо предусмотреть защитные мероприятия от наносов, особенно на выходе канала в море.

Повороты прямолинейных участков трассы канала вызывают необходимость создания криволинейных участков закруглений. В существующих каналах радиус закруглений колеблется в пределах 1000—3000 *м*. Иногда при широких каналах он уменьшается; так, например, на р. Темзе ниже Лондона при ширине канала 300 *м*, радиус закругления равен 580 *м*, на р. Тайн ниже Ньюкасла при ширине канала 195 *м* радиус закругления равен 390 *м*.

Значения минимальных радиусов R для каналов определяют по следующим формулам проф. П. К. Божича:

по территории
$$R_т = 3{,}5\ L, \tag{155}$$

на море
$$R_м = 4{,}5\ L, \tag{155а}$$

на реке
$$R_р = 3{,}75\ L, \tag{155б}$$

проходящий через бар
$$R_б = 4{,}0\ L, \tag{155в}$$

в лимане
$$R_л = 4{,}25\ L. \tag{155г}$$

Здесь L— длина судна в *м*.

Во избежание уширения канала на повороте радиус закруглений можно определять по следующей формуле:

$$R_{макс} = \frac{L^2}{0{,}05\ L + 2{,}5}. \tag{156}$$

Здесь $R_{макс}$— максимальный радиус закругления в *м*, при котором не требуется уширения канала на закруглении.

§ 108. ГЛУБИНА КАНАЛА

Отсчетные уровни, необходимые для обеспечения той или иной глубины подходных каналов, назначаются по данным многолетней продолжительности стояния уровней за навигацию; их обеспеченность принимается от 90 до 98% в зависимости от интенсивности судооборота глубокосидящих судов.

Отсчетные уровни для различных участков устьевых каналоз должны назначаться с учетом поверхностного уклона реки.

В приливных морях при незначительном судообороте и коротком канале целесообразно назначать глубину его с учетом прохода судов на приливном горизонте.

Проектная глубина h канала (как и портовой акватории) определяется по формуле

$$h = T + z_1 + z_2 + z_3 + z_4, \tag{157}$$

где T — наибольшая осадка судов, обслуживаемых каналом;
z_1 — навигационный запас глубины под килем судна;
z_2 — запас глубины на волну;
z_3 — запас глубины на увеличение осадки судна при движении;
z_4 — запас глубины на отложение наносов.

Для определения проектной глубины на канале необходимо сначала провести технико-экономические расчеты, с тем чтобы выявить оптимальную предельную осадку судов T.

Навигационный запас глубины z_1 следует принимать по табл. 46, заимствованной из сборника «Строительные нормы и правила» (СНиП), ч. II, стр. 315.

Таблица 46

Навигационный запас глубины под килем судна

Донные грунты	Длина судов, *м*		
	более 125	125—86	85 и менее
Слабые:			
а) илистые	0,20	0,20	0,20
б) пески заиленные, глинистые и рыхлые	0,30	0,25	0,20
Плотные слежавшиеся песчаные и глинистые	0,45	0,30	0,20
Скалистые	0,60	0,45	0,30

Приведенные в таблице значения следует принимать при толщине слоя грунта ниже проектной отметки дна не менее 0,5 *м*, если же толщина слоя грунта (ниже проектной отметки дна) меньше 0,5 *м*, то величина запаса назначается по данным табл. 46, но по подстилающему грунту. Кроме того, у тех причальных сооружений, где устраиваемые в основании отсыпи и постели из камня выступают в сторону акватории от линии кордона более чем на 2 *м*, значения навигационного запаса глубины следует принимать, как для плотных грунтов.

Запас глубины на волну z_2 должен быть установлен по формуле

$$z_2 = 0{,}3\,H - z_1, \tag{158}$$

где H — высота волны в *м*, равная:

а) для открытого рейда — максимальной расчетной высоте волны; б) для закрытой акватории — максимальной расчетной высоте волны на акватории; в) для причалов на открытых рейдах — максимальной высоте волны, при которой возможно выполнение перегрузочных операций; г) для морского канала — максимальной расчетной высоте волны, установленной с учетом предельной силы ветра, совпадающего по направлению с максимальным разгоном волны, при условии возможности движения судов по каналу.

В тех случаях, когда величина z_2 получает по этой формуле отрицательное значение, надлежит принимать ее равной нулю.

Запас глубины на увеличение осадки судна при движении z_3 определяется по формуле

$$z_3 = kv, \tag{159}$$

где v — скорость судна в *км/час*;

k — коэффициент, принимаемый по данным табл. 47.

Таблица 47

Значение коэффициента k при определении запаса глубины на увеличение осадки

Длина судна, *м*	Коэффициент k
185 и более	0,033
125 — 185	0,027
85 — 125	0,022
Меньше 85	0,017

При определении проектной глубины закрытой портовой акватории запас на увеличение осадки судна при движении z_3 не учитывается.

Запас глубины на отложение наносов z_4 должен быть установлен, исходя из интенсивности ожидаемого отложения наносов в период между ремонтным черпанием.

Для определения рабочей глубины канала h_p к проектной глубине h прибавляется запас на переборы проектной глубины канала:

$$h_p = h + z_n. \tag{160}$$

При землечерпательных работах на морских каналах и в портовых акваториях трудно выдержать проектную глубину h. Допустимое увеличение z_n сверх проектной глубины определяется по данным табл. 48.

Таблица 48

Допускаемое увеличение глубины сверх проектной при землечерпании

Наименование земснарядов	Нормы допуска, *м*	Примечание
Многочерпаковые снаряды и папильонажные землесосы	0,15—0,30	Указанные пределы принимаются в зависимости от гидрометеорологических и грунтовых условий
Траншейные землесосы	0,30—0,50	

Недоборы глубин более 10 *см* против проектных должны быть устранены. Превышение указанных выше допусков рассматривается как брак в работе земснарядов.

Глубина прорези канала $h_{пр}$ определяется вычитанием из рабочей глубины h_p естественной глубины h_e, т. е.

$$h_{пр} = h_p - h_e. \tag{161}$$

При определении проектной глубины h морского канала волновой запас необходимо вычислять по участкам, причем длина участка назначается в зависимости от рельефа дна района через 3—5 *км*. Запас на заносимость вычисляется по километрам; затем канал разбивается на участки с одинаковой заносимостью.

§ 109. ШИРИНА КАНАЛА

Ширину канала устанавливают исходя из требования обеспечить одностороннее либо двустороннее движение судов; это условие проверяется следующим неравенством:

$$L_к > 0{,}5\, vt,$$

где $L_к$ — длина канала в *км*;

v — установленная для канала наибольшая допустимая скорость движения судов в *км/час*, а при разных скоростях для судов различных групп — среднее значение этих скоростей;

t — средний интервал в часах, между прохождением через некоторый траверз канала последовательно судов одного направления за период наиболее интенсивного судооборота.

При одностороннем движении ширина канала на прямолинейных участках определяется по следующим формулам в зависимости от расположения канала (П. К. Божич):

по территории

$$B_т' = 0{,}2\, L + 10{,}0; \tag{162}$$

на море

$$B_м' = L\,\frac{v_0}{v} + 0{,}10\, L + 15{,}0; \tag{162а}$$

на реке

$$B_р' = 0{,}25\,(3\, B_т' + B_м'); \tag{162б}$$

проходящий через бар

$$B_б' = 0{,}5\,(B_т' + B_м'); \tag{162в}$$

в лимане

$$B_л' = 0{,}25\,(B_т' + 3B_м'), \tag{162г}$$

где $B_т', B_м', B_р', B_б', B_л'$ — ширина по дну канала в *м* в зависимости от его расположения при одностороннем движении;

L — максимальная длина расчетного судна в *м*;

v_0 — наибольшая скорость в *км/час* возможного на канале бокового дрейфа следующего по нему судна.

При двустороннем движении ширину канала рекомендуется определять по следующей формуле:

$$B''_{т-м} = 2\, b'_{т-м} + \frac{2}{9}(B'_{т-м} - b'_{т-м}), \tag{163}$$

где $B''_{т-м}$ — искомая ширина канала в *м* при двустороннем движении в зависимости от его расположения;

$B'_{т-м}$ — ширина канала при том же его расположении, но при одностороннем движении судов, вычисленная по формулам (162)—(162а) для максимальной длины судна;

$b'_{т-м}$ — аналогичная ширина канала, исчисленная по тем же формулам, но для средней длины судна, т. е. при $L_{ср}$, а не при максимальной длине расчетного судна L.

После определения проектной ширины канала B' (или B'') вычисляют рабочую ширину канала $B_р$ для дноуглубления; при этом учитывается заложение откосов прорези канала n и глубина прорези канала $h_{пр}$:

$$B_р = B' + h_{пр} n. \tag{163а}$$

Ширина канала по дну для криволинейных участков при одностороннем движении определяется по следующим формулам П. К. Божича:

по территории

$$B'_{т.к} = \frac{L^2}{R_т} + 0{,}15\,L + 7{,}5; \tag{164}$$

на море

$$B'_{м.к} = \frac{L^2}{R_м} + L\,\frac{v_0}{v} + 0{,}05\,L + 12{,}5; \tag{164а}$$

на реке

$$B'_{р.к} = 0{,}25\,(3\,B'_{т.к} + B'_{м.к}); \tag{164б}$$

проходящий через бар

$$B'_{б.к} = 0{,}5\,(B'_{т.к} + B'_{м.к}); \tag{164в}$$

в лимане

$$B'_{л.к} = 0{,}25\,(B'_{т.к} + 3\,B'_{м.к}), \tag{164г}$$

где $B'_{т.к}, B'_{м.к}, B'_{р.к}, B'_{б.к}, B'_{л.к}$ — ширина по дну криволинейных участков канала в зависимости от его расположения;

$R_т$ и $R_м$ — радиусы закруглений канала при расположении его на территории или на море в *м*, определяемые по формулам (155) и (155а).

Ширина канала по дну на криволинейных участках при двустороннем движении судов определяется по формуле (163); в этом случае величина B' исчисляется по формулам (164)—(164г) для максимальной длины судна, а величина b' — по тем же формулам, но для средней длины судна.

При производстве землечерпательных работ норма допуска по ширине (выход за бровку рабочей прорези) составляет до 2 *м*. Превышение ее является браком в работе земснарядов.

§ 110. ОТКОСЫ ПРОРЕЗИ КАНАЛА

Формирование откосов прорези морских каналов зависит от грунтовых условий, а также динамического воздействия волнения и течений.

Вследствие выработки при землечерпании откосов прорези, близких к вертикальным, происходит обрушение грунта, продолжающееся до тех пор, пока откос прорези канала не примет угла естественного откоса, соответствующего данным грунтам.

Процесс формирования откосов имеет затяжной характер, так как из-за волнения и наличия течений все время происходит размыв грунта в откосе и новое его обрушение.

Заносимость дна канала и особенно откосов прекращает процесс формирования откосов прорези. В наносных грунтах, геотехнические свойства которых обычно резко отличаются от геотехнических свойств коренных грунтов прорези, в дальнейшем снова начинается формирование откосов; в коренных грунтах прорези круче, чем в наносных. Для правильного выбора заложения откосов прорези канала необходимо изучить геотехнические свойства как коренных пород, так и наносов.

Анализ данных о формировании откосов некоторых каналов позволяет сделать следующие выводы:

а) процесс формирования откосов прорези каналов происходит достаточно медленно, причем откосы из года в год становятся более пологими;

б) после проведения очередного ремонтного черпания откосы становятся более крутыми, что способствует их быстрому обрушению; по накоплении в прорези наносов происходит процесс формирования откосов уже в наносных грунтах, причем откосы прорези уполаживаются;

в) с уменьшением глубины прорези ее откосы становятся также более пологими;

г) откосы одной и другой стороны прорези почти не отличаются друг от друга.

Правильный выбор заложения откосов прорези морских каналов имеет большое значение. Назначение чрезмерно пологих откосов приводит к излишним объемам землечерпания — строительным, а в дальнейшем и ремонтным. В первом приближении можно рекомендовать для разных грунтовых условий указанные в табл. 49 значения углов откосов прорезей каналов.

Таблица 49

Откосы прорези каналов для разных грунтовых условий

Наименование грунтов	α°	$\operatorname{tg}\alpha$	Отношение $h:b$
Ил жидкий	2—3	0,035—0,052	1 : 30÷1 : 20
Ил текучепластичный	3—4	0,052—0,070	1 : 20÷1 : 15
Ил мягкопластичный	4—6	0,070—0,105	1 : 15÷1 : 10
Ил пластичный	6—8	0,105—0,141	1 : 10÷1 : 7
Ил песчаный мягкопластичный	8—11	0,141—0,194	1 : 7÷1 : 5
Ил-ракушечник мягкопластичный	11—15	0,194—0,268	1 : 5÷1 : 4
Глина мягкопластичная	15—20	0,268—0,364	1 : 4÷1 : 3
Глина пластичная	20—30	0,364—0,577	1 : 3÷1 : 2
Глина тугопластичная	30—45	0,577—1,000	1 : 2÷1 : 1
Песок рыхлый	7—8	0,123—0,141	1 : 8÷1 : 7
Песок средней плотности	8—12	0,141—0,213	1 : 7÷1 : 5
Песок плотный	12—18	0,213—0,325	1 : 5÷1 : 3

Глава XXIX

ЗАНОСИМОСТЬ КАНАЛОВ В МОРЕ И В УСТЬЕВЫХ УЧАСТКАХ РЕК

§ 111. ПРИЧИНЫ ЗАНОСИМОСТИ МОРСКИХ КАНАЛОВ

Заносимость морских каналов происходит под влиянием внешних и внутренних причин.

К внешним причинам относится выпадение в прорезь канала части наносов, находящихся в водной среде, к внутренним — изменение профиля прорези канала после землечерпания.

Внешняя заносимость морских каналов

Динамике русловых потоков посвящен ряд работ наших ученых. Механизм движения наносов чрезвычайно сложен и полностью еще не выяснен. Наибольшее распространение получили теории движения наносов В. М. Маккавеева (диффузионная) и М. А. Великанова (гравитационная). Обе теории выведены для плоского равномерного потока и содержат ряд допущений.

Движение наносов вызывается турбулентностью водного потока. Наиболее общим случаем является скачкообразное движение донных наносов, причем при подъеме твердой частицы на известную высоту она становится как бы взвешенной в потоке.

Между движениями со скачками малой высоты и малой длины и такими же движениями большего подъема и большего протяжения скачка принципиальной разницы нет; следовательно, между движением так называемых «влекомых» и «взвешенных» наносов различие не качественное, а лишь количественное.

Взвешенные частицы, имеющие чрезвычайно малый размер, переносятся потоком приблизительно с той же скоростью, которой обладает и окружающая жидкость.

Распределение наносов, находящихся во взвешенном состоянии, в потоке по вертикали в среднем за достаточный промежуток времени остается неизменным, и количество этой доли наносов в любом элементарном объеме постоянно. Следовательно, поток непрерывно производит работу по подъему наносов.

Ветер, вызывающий волнение, одновременно создает и течение. Оба эти явления связаны между собой, хотя иногда ветровую волну и ветровое течение рассматривают отдельно.

Уравнение баланса наносов в морском потоке при одновременном действии волнения и течения может быть получено путем приравнивания количества наносов, осаждающихся в единицу времени и взмываемых вновь. При этом на дне моря в естественных условиях могут происходить следующие явления:

а) количество наносов, взмываемых вверх, равно количеству осаждающихся наносов; в этом случае отсутствует размыв или намыв дна, т. е. имеет место стационарное состояние;

б) количество наносов, взмываемых вверх, больше количест-

ва осаждающихся наносов; в этом случае происходит размыв дна моря;

в) количество наносов, взмываемых вверх, меньше количества осаждающихся наносов; в этом случае происходит намыв дна.

Морские каналы проходят в прибрежной части моря — от берега или устья реки с выходом на естественные морские глубины 5—10 *м*, реже 11—12 *м*.

Количество наносов в морском потоке на данной глубине зависит от скорости течения и интенсивности волнения, вызываемых ветром. При усилении этих факторов мутность воды, т. е. степень насыщенности ее наносами, увеличивается.

С увеличением глубины динамическое воздействие морского потока на дно уменьшается. При глубине, равной приблизительно длине волны, влияние волнения на дно моря практически прекращается; на этой и большей глубине действует только один фактор — течение. На глубине, равной приблизительно половине длины волны, обнаруживается заметное влияние дна (явление рефракции волн).

Наиболее эффективное движение наносов происходит при переходе поступательной волны в волну перемещения, т. е. в прибрежной части моря.

При илистом дне морские наносы представлены илистыми и глинистыми фракциями, находящимися в агрегатном состоянии; содержание песчаных фракций (диаметром более 0,05 *мм*) не превышает 20%. Если донные грунты представлены песками мелкозернистыми чистыми или в разной степени заиленными, содержание песчаных фракций, находящихся во взвешенном состоянии, даже на глубинах 4 *м* может достигать 40% (по данным анализов наносов, отложившихся в приборах Шаповалова).

В течение двух лет проводились наблюдения на Ждановском канале за гидрометеорологическими элементами (ветер, уровень, течение, волнение, наносы) на постах в море для изучения его заносимости.

Обработка полученных материалов по заносимости Ждановского канала позволила связать заносимость канала с энергией волнения. Энергия волнения e определялась из учета энергии ветра для двух главных направлений движения водных масс — сгонного движения, вызываемого сгонными ветрами (ССВ-В), и нагонного движения, вызываемого нагонными ветрами (ЮЮЗ-З):

$$e = Pv^2\sqrt[3]{D}, \qquad (165)$$

где — средняя повторяемость ветра в процентах за период определения наносов в канале;

v — средняя скорость ветра от данного румба в *м/сек*;

D — длина разгона (протяженность водоема по данному румбу) в *км*.

Интенсивное перемешивание и насыщение морского потока, как было установлено этими наблюдениями, начинается при ветрах скоростью более 10 *м/сек* и в особенности при ветрах скоростью более 15 *м/сек*. Эти скорости и вошли в подсчет энергии волнения. Полученные значения энергии волнения делились на 1000, чтобы не иметь дело с большими цифрами (по предложению Р. Я. Кнапса, который называет их «килоединицами»). Подсчеты энергии волнения и заносимости канала сведены в табл. 50.

Таблица 50

Распределение кубатуры заносимости на Ждановском канале и энергии волнения по годам

Года	Объем вынутого грунта, тыс. $м^3$	Кубатура заносимости, тыс. $м^3$	Энергия волнения в килоединицах						ССВ-В и ЮЮЗ-З ветры, скорость 11 *м/сек* и более
			ССВ-В ветры			ЮЮЗ-З ветры			
			скорость 11—15 *м/сек*	скорость более 15 *м/сек*	всего	скорость 11—15 *м/сек*	скорость более 15 *м/сек*	всего	
1928	866	1072							
1929	972	904							
1930	740	648	0,87	—	0,87	0,10	—	0,10	0,97
1931	649	683	2,06	1,18	3,24	0,38	—	0,38	3,62
1932	340		1,74	0,17	1,91	0,19	—	0,19	2,10
1933	793	875	(данные отсутствуют)						
1934	1017	987	2,14	1,69	3,83	1,35	0,41	1,76	5,59
1935	993	900	0,71	3,05	3,75	0,58	0,20	0,78	4,54
1936	800	800	2,77	1,52	4,29	0,48	0,41	0,89	5,18
1937	748	991	1,35	0,17	1,52	0,73	0,29	1,02	2,54
1938	900	595	1,68	0,85	2,53	0,32	0,20	0,52	3,05
1939	922	762	1,03	—	1,03	0,29	—	0,29	1,32
1940	976	900	2,46	1,53	3,99	0,38	—	0,38	4,39
1941	500								
1946	1150	1150	(данные отсутствуют)						
1947	2020	1130							

Продолжение

Года	Объем вынутого грунта, тыс. $м^3$	Кубатура заносимости, тыс $м^3$	Энергия волнения в килоединицах						ССВ-В и ЮЮЗ-З ветры, скорость 11 *м/сек* и более
			ССВ-В ветры			ЮЮЗ-З ветры			
			скорость 11—15 *м/сек*	скорость более 15 *м/сек*	всего	скорость 11—15 *м/сек*	скорость более 15 *м/сек*	всего	
1948	1050	1920	2,38	4,75	7,13	0,87	3,08	3,95	11,08
1949	2560	1380	5,00	2,20	7,20	—	0,82	0,82	8,02
1950	1420	1880	2,14	5,94	8,08	0,38	0,21	0,59	8,67
1951	2020	1390	3,81	1,87	5,68	0,58	1,03	1,61	7,29
1952	1720	1880	2,46	6,29	8,75	1,83	0,41	2,24	10,99
1953	2320	800	2,46	1,19	3,65	0,96	—	0,96	4,61
1954	940								

Примечание. В графах «Объем вынутого грунта» и «Кубатура заносимости» подчеркнутые цифры являются приближенными.

Между энергией волнения, развиваемой господствующими ветрами (особенно сгонными), и заносимостью канала имеется вполне определенная зависимость. Большей энергии волнения соответствует и большая заносимость канала. По сравнению с периодом 1930—1940 гг. период 1947—1954 гг. отличается активным действием штормовых ветров сгонной и нагонной групп, вследствие чего и заносимость за последний период возросла (рис 217).

При пересечении морским потоком канала уменьшаются высота волны и орбитальная скорость и происходит осветление потока за счет выпадения части наносов в прорезь канала. При увеличении турбулентного перемешивания в морском потоке (увеличение скорости течения и интенсивности волнения) ослабление волны при переходе через канал происходит более интенсивно, что вызывает активное выпадение наносов в канал.

Волна, поступая с меньших глубин в канал и захватывая большую толщу воды, теряет часть своей энергии, вследствие чего образуется перенасыщение потока наносами, избыток которых откладывается в канале.

Внутренняя заносимость морских каналов

Внутренняя заносимость морских каналов обусловливается следующими явлениями.

Оплыв откосов прорези. При строительном или ремонтном черпании землечерпательные снаряды создают прорези каналов почти с вертикальными стенками; как уже выше ука-

зывалось, в дальнейшем боковые стенки канала обрушиваются, создавая тем самым заносимость прорези.

Процесс ремонтного черпания. Многочерпаковые снаряды не в состоянии эффективно производить черпание илистых наносов, заполняющих каналы и имеющих жидкую консистенцию. Для удаления жидких наносов черпаковые снаряды работают с завалом, т. е. опускают раму ниже подошвы наносного слоя и выбирают более плотный грунт, замещая его верхним жидким наносом.

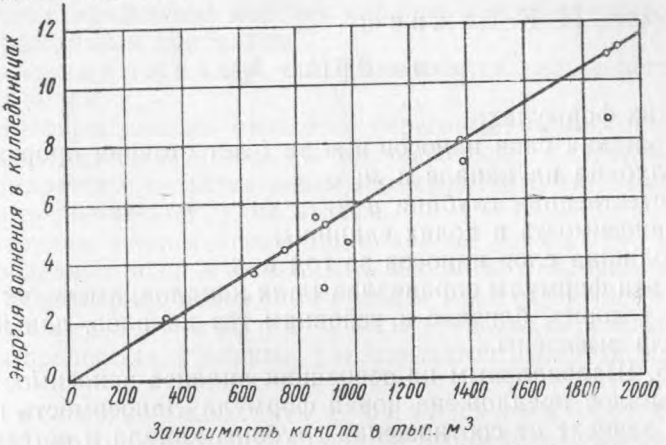


Рис. 217. График связи заносимости Ждановского канала с энергией волнения, образуемого ССВ—В и ЮЮЗ—З ветрами

Земснаряд при углублении в более плотные грунты на канале своими черпаками разрыхляет и частично взмучивает верхние наносные грунты. Вследствие разрыхления, взмучивания и последующего осаждения наносов уменьшается объемный вес наносов и толщина их слоя увеличивается. Непосредственно после прохода многочерпакового земснаряда и спустя 5—6 дней разница в глубинах может достигать 0,5 *м* (в сторону их уменьшения). В последующем происходит некоторое уплотнение наносов. Подбирая более плотный грунт, черпаковый снаряд постепенно углубляет прорезь канала, не изменяя ее ширины, что вызывает увеличение мощности наносов. Увеличение глубины прорези канала вызывает новое формирование откосов и заносимость канала вследствие оплыва боковых сторон его прорези.

Таким образом, ремонтное черпание илистых наносов жидкой консистенции с завалом приводит к повышению заносимости. При ремонтном черпании в этих грунтах необходимо отказаться от работы многочерпаковыми снарядами и перейти на землесосы.

§ 112. СПОСОБЫ ПОДСЧЕТА ЗАНОСИМОСТИ КАНАЛОВ

Существующие формулы для подсчета заносимости каналов исходят из соотношения глубины канала и естественной глуби-

ны. По этим формулам определяется общая заносимость на канале.

Формула Б. А. Аполлова (выведена при глубине на канале $h<5$ *м*):

$$\sigma_t = (2 - 0{,}34\, h_0)(h - h_0)^t. \tag{166}$$

Формула В. М. Баланина:

$$\sigma_t = \frac{1 - (1 - P)^t}{(1 - P)^t}(h - h_0). \tag{167}$$

Формула П. К. Божича:

$$\sigma = 0{,}6\,(h - h_0). \tag{168}$$

В этих формулах:

σ_t — толщина слоя наносов в *м* за t лет стояния прорези;
h — глубина на канале в *м*;
h_0 — естественная глубина в *м*:
P — заносимость в долях единицы;
σ — толщина слоя наносов за год в *м*.

Все эти формулы справедливы для каналов, имеющих естественные условия, близкие к условиям тех каналов, для которых они были выведены.

П. Б. Шаповаловым на основании анализа заносимости морских каналов предложена новая формула. Заносимость прорези канала зависит от соотношения глубины канала и естественной глубины; с увеличением естественной глубины, при одной и той же глубине канала, толщина слоя наносов уменьшается. На этом соотношении и построена формула П. Б. Шапоовалова:

$$\sigma = (1 - k)\,\frac{h}{h_0}. \tag{169}$$

Значение коэффициента k в этой формуле зависит от отношения $\frac{h}{h_0}$.

При отношении $\frac{h}{h_0} = 2{,}1 - 2{,}5$ $k = 0{,}2 - 0{,}3$;
" " $\frac{h}{h_0} = 1{,}7 - 2{,}0$ $k = 0{,}3 - 0{,}4$;
" " $\frac{h}{h_0} = 1{,}3 - 1{,}6$ $k = 0{,}5 - 0{,}6$;
" " $\frac{h}{h_0} = 1{,}1 - 1{,}3$ $k = 0{,}7 - 0{,}8$;
" " $\frac{h}{h_0} = 1$ $k = 1$.

Ремонтное дноуглубление на морских каналах требует огромных ежегодных затрат. В связи с этим, помимо необходимости правильного проектирования, следует уделять значительное внимание борьбе с заносимостью эксплуатируемых каналов путем устройства легких конструкций подводных и надводных дамб,

ограждения каналов плетневыми завесами (опыт Т. А. Ушатинского на Волго-Каспийском канале) и т. п.

Глава XXX
СУДОХОДНАЯ ОБСТАНОВКА

Основным требованием, предъявляемым к судоходной обстановке, т. е. к средствам навигационного ограждения морских каналов, является обеспечение бесперебойного и безопасного движения по каналу в различных условиях погоды.

Средства ограждения морских каналов можно классифицировать по различным признакам.

По расположению они разделяются на береговые и плавучие знаки.

К береговым знакам относятся береговые маяки, береговые огни и навигационные знаки. Их географическое положение точно определяется и остается неизменным; поэтому по ним можно определять положение судна в море.

К плавучим знакам относятся плавучие маяки, буи и вехи. Они определяют вход в канал, его повороты и бровки, но для точного определения положения судна в море служить не могут.

По целевому назначению средства ограждения делятся на предостерегательные, указательные, поворотные и приемные.

По использованию в различных условиях погоды можно различить средства ограждения, которые могут действовать: а) при нормальной и удовлетворительной видимости; б) при тумане и в пасмурную погоду и в) в любую погоду.

По сезонности применения выделяются средства летнего и зимнего ограждения.

По технической основе знаки имеют следующие деления: 1) освещаемые; 2) неосвещаемые; 3) акустические и 4) радиотехнические.

§ 113. БЕРЕГОВЫЕ ЗНАКИ ОГРАЖДЕНИЯ

Береговой маяк представляет собой сооружение в виде сплошной башни, обеспечивающее дневную видимость на значительном расстоянии.

Береговой огонь является также специальным сооружением, но менее капитальной конструкции.

Навигационный знак — неосвещаемое сооружение в виде башни, пирамиды или щита.

Осветительная аппаратура освещаемых знаков состоит из источника света, оптического аппарата и маячного фонаря.

На освещаемых знаках применяются следующие источники света: а) ацетиленовые открытые (рожковые) горелки, б) ацетилено-калильные горелки, в) электрические лампы, г) газосветные трубки.

Ацетиленовое освещение имеет наибольшее распространение; ацетилен как газ, пламя которого отличается достаточной яркостью, вполне пригоден для маячного источника света.

В целях экономии расходования газа для выключения его с

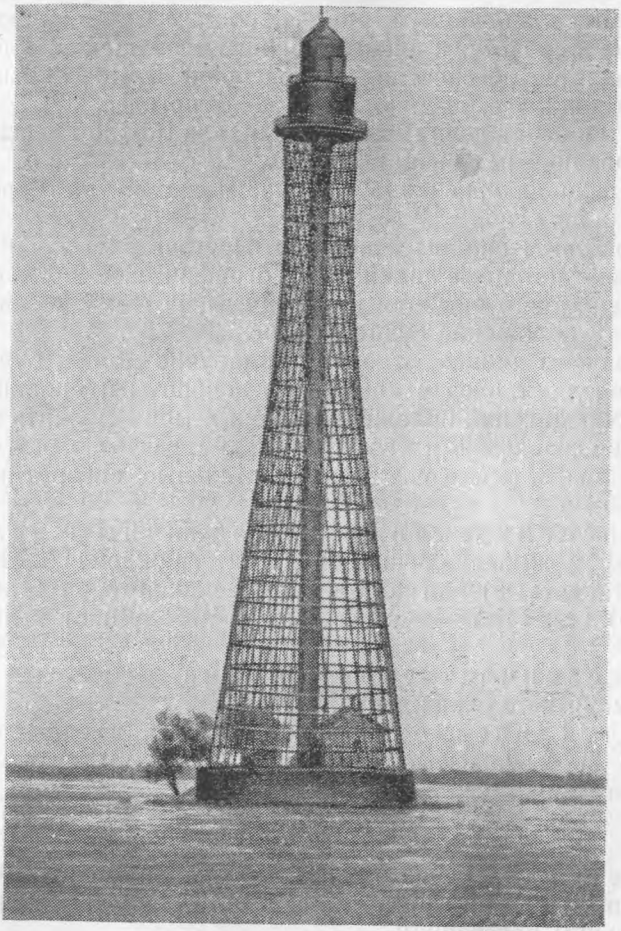


Рис. 218. Створный знак — круглая ажурная башня с балконом и фонарным сооружением наверху

наступлением светлого времени служат солнечный клапан или выключающие часы.

Ацетилено-калильные аппараты сложнее первых. Они подразделяются на аппараты для постоянного огня и аппараты с проблесковым огнем.

Электрические лампы накаливания общеизвестны. Перевод береговых маяков, огней и створных знаков на электроосвещение

производится в том случае, если есть уверенность в бесперебойном действии электростанции или другого источника тока и при наличии соответствующих экономических показателей.

В последнее время на створных знаках нашло применение газосветное освещение. Оно основано на свечении разреженного газа — чаще всего неона — при прохождении электротока. Свечение этого газа имеет красно-оранжевый цвет. Достоинство данной системы освещения заключается в относительно лучшей видимости сигнального огня в пасмурную и туманную погоду.

Для обеспечения необходимой дальности видимости маячного огня, кроме источника света, необходим оптический аппарат, назначение которого состоит в том, чтобы собрать и направить возможно бóльшую часть света источника в нужную сторону.

Для судовождения по каналам применяются створные знаки (рис. 218). Под створом понимается некоторая условная вертикальная плоскость, проходящая: днем — через оси симметрии створных знаков (маяки или башни), ночью — через центры огней. Эта плоскость определяет собой осевую линию канала.

Дневные створы образуются башнями и знаками. Размеры и форма их определяются особым расчетом; окраска применяется такая, чтобы достигался наибольший контраст яркости по отношению к фону, на котором они проектируются.

Ночные створы образуются маяками и огнями. Источником света на створных знаках чаще всего служат электрические лампы, хотя применяются также и ацетиленовые проблесковые установки.

Огни должны иметь такой характер, чтобы при следовании по створу глаз мореплавателя не терял на продолжительный срок створную линию.

Створные знаки, определяющие путь следования судна по рекомендованному курсу (ось искусственного канала или заданного фарватера), называются ведущими навигационными створами; створные знаки, определяющие место изменения курса или указывающие километраж на канале, называются секущими створами.

В обстановке морских фарватеров применяют также систему, состоящую из трех знаков,— так называемые щелевые створы. В этом случае два передних знака устанавливаются на одной линии, но с некоторым расстоянием между ними; задний знак ставится в определенном удалении от передних знаков. При следовании судна по оси канала задний знак должен быть виден посередине между передними знаками; если это условие не соблюдено, значит судно сошло со своего курса.

§ 114. ТУМАННЫЕ ПРЕДОСТЕРЕГАТЕЛЬНЫЕ УСТАНОВКИ

В условиях туманной и пасмурной погоды для ориентировки мореплавателя служат акустические и радиоакустические средства.

Акустические средства ограждения относительно береговой части делятся на аэроакустические сирены, диафоны, тайфоны и гидроакустические осцилляторы.

На морях Советского Союза наибольшее распространение получили сирены: звуковой аппарат в сирене состоит из двух цилиндров, расположенных вертикально, с продольными прорезями. Дальность слышимости зависит от ряда метеорологических условий и может достигать 18—22 *км*.

Диафон отличается от сирены тем, что его цилиндры расположены горизонтально и подвижный цилиндр ходит в неподвижном как поршень.

Тайфон отличается от сирены и диафона тем, что сжатый воздух приводит в колебание металлическую мембрану.

Звуковые колебания могут создаваться при помощи электричества. Наибольшее распространение получили электромагнитные мембранные отправители: воздушные — наутофоны и подводные — осцилляторы.

В наутофонах стальная мембрана колеблется от действия на электромагниты тока. Осцилляторы, или подводные отправители, основаны на том же электромагнитном принципе и обычно сочетаются с воздушными. Колебание плоской или грибовидной мембраны дает звук, хорошо распространяющийся в воде; их дальность действия 26—28 *км*.

Часто электроакустические мембранные отправители, особенно осцилляторы, сочетаются с действием радиомаяка.

§ 115. РАДИОМАЯКИ И РАДИОЛОКАЦИЯ

Существующие навигационные системы радиомаяков подразделяются на радиомаяки с круговым или с направленным излучением.

Радиомаяки кругового излучения используются для пеленгования с помощью судовых радиопеленгаторов.

Радиомаяки направленного излучения используются для навигационных определений с помощью обычных судовых радиоприемников и для целей вождения по заданному курсу.

Одним из выдающихся достижений в области судовождения является радиолокация. Установленная на судне радиолокационная станция дает возможность видеть на экране контуры берега, знаки ограждения канала (буи, вехи), встречные суда и т. п. днем и ночью, в пасмурную погоду и во время тумана. Радиолокационная станция, установленная в порту, позволяет следить за судами, идущими по каналу к порту или на подходах к нему.

Радиолокационная техника позволила создать так называемую гиперболическую систему навигации для вождения судов на больших расстояниях от берега. В то время как при астрономических ориентировках положения судна требовалась ясная

погода, применение радиолокации позволяет определять место судна во время тумана, в пасмурную и штормовую погоды.

Для увеличения дальности видимости в условиях применения радиолокационных средств на буях, створных знаках или на других средствах навигационного ограждения устанавливаются так называемые пассивные отражатели, которые представляют собой разные фигуры из взаимно перпендикулярных металлических листов, не прозрачных для электромагнитных волн.

§ 116. НАВИГАЦИОННЫЕ ЗНАКИ ОГРАЖДЕНИЯ

Методы ограждения

Для навигационного ограждения морскими предостерегательными знаками применяются кардинальная, или компасная, и латеральная, или двусторонняя, системы ограждения.

Кардинальная система служит для ограждения отдельных опасностей и ориентируется по компасу по четырем главным румбам: север, юг, восток, запад. При ограждении опасностей большого размера, например банки или острова, устанавливают четыре вехи по сторонам света. При небольшой протяженности опасности ставится одна веха — крестовая.

Латеральная система служит для указания и ограждения судового хода по обеим его кромкам.

Плавучая обстановка

Для непосредственного указания судового хода по каналу служат морские предостерегательные знаки: плавучие маяки, буи, вехи.

Наибольшее распространение имеют буи и вехи.

Буи представляют собой плавучие навигационные знаки жесткой конструкции. В реке и лимане вместо морского буя применяются более облегченные — бакены. Как буй, так и бакен могут быть освещаемыми, с использованием для этой цели ацетилена или электричества; ранее применявшееся керосиновое освещение в настоящее время почти повсеместно изъято.

В практике ограждения приняты три основных типа буя: большой, средний и малый морской буй.

Большой (рис. 219) и средний морские буи применяются со звуковыми установками — гудками или колоколами. Действие гудка основано на сжатии воздуха в трубе буя в момент его опускания в волну.

Для обстановки каналов применяются средние морские буи без звуковых сигналов, реже с колоколом. На небольших глубинах (до 4 *м*) по каналу устанавливают малые морские буи с плоским дном.

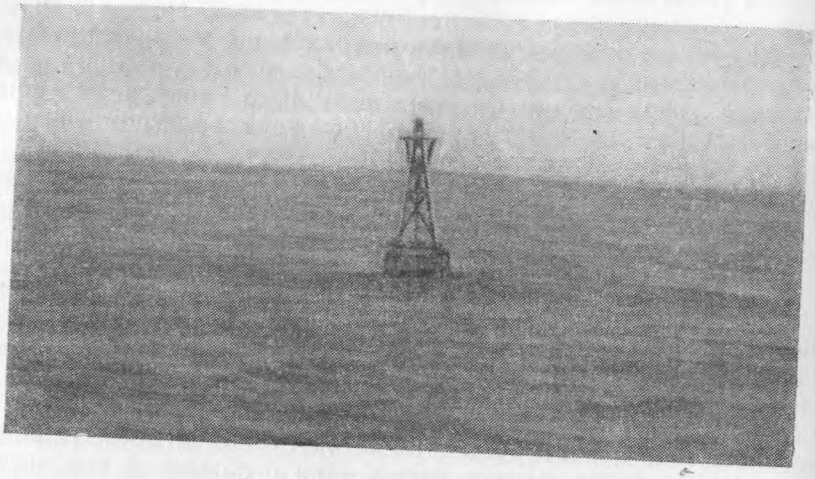


Рис. 219. Большой морской буй

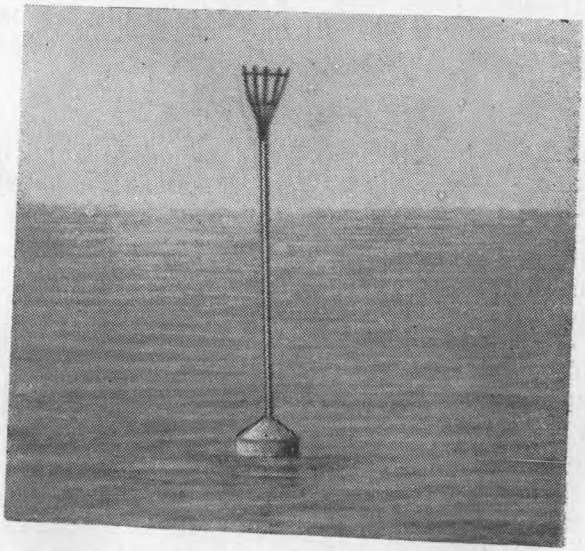


Рис. 220. Морская веха с бочкообразным шпирт-бакеном

Буи устанавливаются на якорях -- обычно в виде бетонного сегмента с присосом, весом для малых буев до 300 *кг* и для средних — до 1000 *кг*.

Веха (рис. 220) состоит из шеста, поплавка (шпирт-бакена), голика, троса и груза (якоря). Веха соединяется с якорем при помощи стального троса или цепи. По установившейся терминологии вехи делятся на морские, рейдовые и бухтовые; применяют также деление на большие, средние и малые вехи.

Вехи делают деревянными и металлическими. В деревянных шест и шпирт-бакен изготовляют из ели или сосны.

В металлических вехах шест делается из пустотелой трубы, шпирт-бакен — из листового железа.

Для якоря употребляются бетонные или чугунные присосные сегменты; вес якоря в зависимости от величины вехи колеблется от 100 до 300 *кг*.

Ограждение морских каналов

При проектировании морского порта необходимо одновременно составлять проект обстановки подходов к нему и ограждения портовой акватории, выполняя следующие условия:

а) во время движения судна к порту должна быть обеспечена возможность определения места судна и безопасность его следования по каналу и портовой акватории;

б) подход к каналу, плавание по каналу и перемещение судна по портовой акватории должны быть обеспечены в пасмурную погоду и туман;

в) необходимо учитывать возможность плавания при ледяном покрове, т. е. разработать систему зимнего ограждения для подхода к каналу и плавания по нему.

Плавание по подходным каналам к морским портам обеспечивается применением латеральной системы расстановки знаков ограждения. На правой стороне (при входе с моря, а в реке — справа против течения) ставятся черные вехи, у которых черные голики направлены вершинами вверх; буи окрашены в черный цвет и имеют белый постоянный или проблесковый огонь. Левая, противоположная сторона обставляется красными вехами с красными голиками, направленными вершиной вниз; буи имеют красный цвет и красный постоянный или проблесковый огонь.

Вехи выставляются через 1 *км*, освещаемые буи — через 2 — 5 *км*. При летнем ограждении канала вехи и буи ставятся попарно у нижней бровки канала; в зимнее время обставляется вехами только одна бровка и ограждение разрежается, но в опасных местах и на поворотах сохраняется попарная расстановка вех. Зимнее ограждение требует к себе особого внимания, и плавание зимой должно обеспечиваться расстановкой зимних вех, буев и створов. К зимним знакам относятся специальные кону-

сообразные (сигарообразные) буи и деревянные вехи без шпирт-бакенов (рейс-вехи).

Для ночного плавания на буи, а иногда и на вехи устанавливаются рефлекторы (оптические отражатели). Судно,

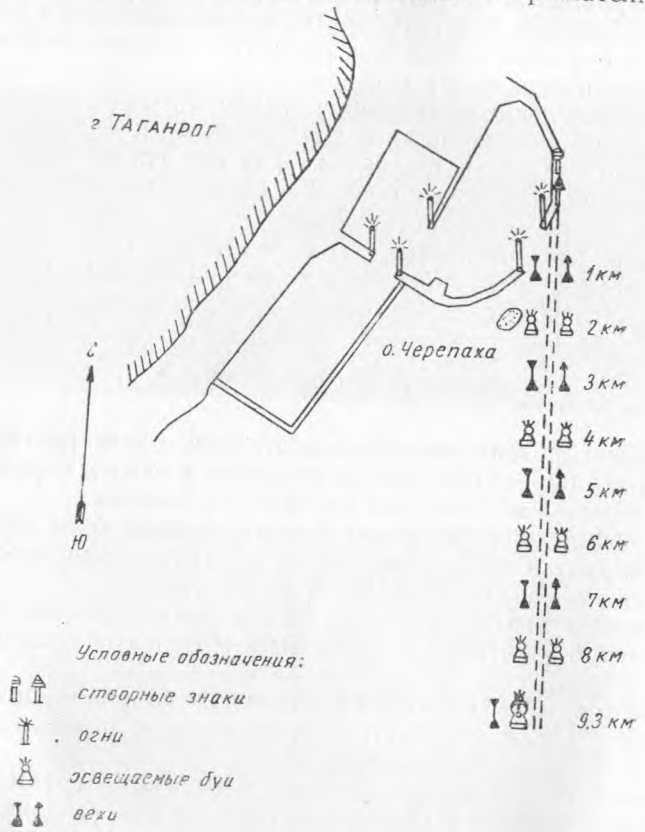


Рис. 221. Схема навигационного ограждения подходного канала к Таганрогскому порту и акватории порта

желающее воспользоваться плавучим ограждением с рефлектором, освещает его прожектором и получает от той призмы, на которую попал луч, встречный (отраженный) луч света.

На рис. 221 показана для примера схема навигационного ограждения подходного канала к Таганрогскому порту.

РАЗДЕЛ VIII

ОБОРУДОВАНИЕ ПОРТОВ

Глава XXXI

ОБОРУДОВАНИЕ ПОРТОВ ДЛЯ ПЕРЕГРУЗКИ И ХРАНЕНИЯ ГРУЗОВ

§ 117. ПЕРЕГРУЗОЧНЫЕ МАШИНЫ

Контрольными цифрами развития народного хозяйства СССР на 1959—65 гг., утвержденными XXI съездом КПСС, предусмотрено к 1965 г. довести до 75% комплексную механизацию перегрузочных работ в морских портах. Комплексная механизация перегрузочных работ характеризуется следующими основными чертами: применение машин во всех без исключения звеньях перегрузочного процесса; ликвидация тяжелого физического труда; видоизменение характера труда рабочих, который сводится к управлению и обслуживанию машин. Современное развитие техники выдвинуло в качестве следующего этапа переход к автоматизации перегрузочных процессов, при которой физический труд полностью устраняется.

Для осуществления комплексной механизации в портах применяются перегрузочные машины различных типов. Некоторые из них благодаря своим положительным качествам получили особенно широкое распространение в морских портах. К числу таких машин относятся портальные краны, автомобильные и гусеничные краны, автопогрузчики, тягачи.

Портальный кран — основная, важнейшая машина для производства перегрузочных работ в портах. В настоящее время практически доказано преимущество портальных кранов перед судовыми стрелами при перегрузке не только навалочных, но также штучных и лесных грузов.

Грузоподъемность обычных судовых стрел равна 3—5 *т*; большие суда вооружены специальными тяжеловесными стрелами грузоподъемностью до 50 *т* и выше. Грузоподъемность судовых стрел вполне приемлема, однако стрелы уступают портальным кранам в других отношениях.

Так, портальный кран обслуживает сплошную площадь, тогда как судовая стрела подает груз в одну точку (как в трюме, так и на берегу). Занимая определенную позицию, портальный кран обслуживает площадь в форме кольца (рис. 222), внешний радиус которого равен наибольшему вылету его стрелы, а внутренний — наименьшему. Используя возможность перемеще-

ния вдоль причала, портальный кран обслуживает сплошную площадь шириной, равной двойному наибольшему вылету. Благодаря этому преимуществу кран имеет условия для расширения фронта своей работы, тогда как судовая стрела лимитирована подачей или отвозом груза из одной точки. Поэтому при равной грузоподъемности производительность крана всегда значительно выше, чем судовой стрелы, чему способствуют, кроме того, повышенные скорости и возможность совмещения движений. Кран берет груз в любой точке на площади просвета люка,

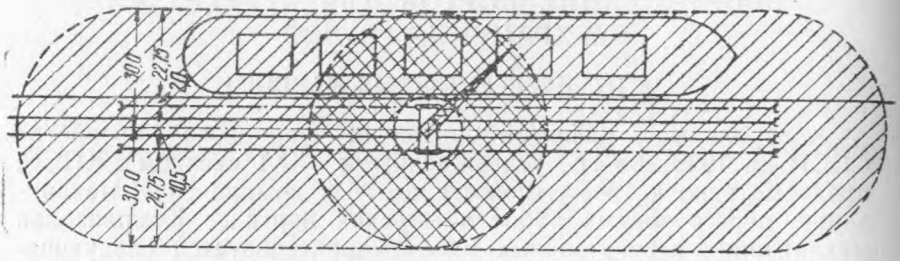


Рис. 222. Схема обслуживания площади портальными кранами

что сокращает объем внутритрюмных работ и позволяет заготовлять в трюме одновременно несколько подъемов. При погрузке-разгрузке вагонов кран обрабатывает сразу группу вагонов, тогда как для стрелы каждый вагон по мере его обработки приходится передвигать, что увеличивает маневровую работу и замедляет темп грузовой операции. Как следствие из сказанного, выработка рабочих при работе кранами значительно выше.

Судовые стрелы имеют недостаточный вылет за борт; даже на крупных современных судах его не всегда хватает для обработки вагонов на первом прикордонном пути. Вылет стрелы портального крана в несколько раз больше, чем судовой стрелы. До Отечественной войны 1941—1945 гг. вылет портальных кранов составлял около 20 *м*; современные краны в соответствии с возросшими требованиями имеют вылет 30, а в отдельных случаях 35—40 *м*. Минимальное требование, предъявляемое к вылету прикордонного крана, состоит в том, чтобы он с морской стороны перекрывал всю площадь люка судна; однако весьма желательно, чтобы перекрывалась вся ширина судна, а также чтобы была возможность обрабатывать лихтеры, ошвартованные с морского борта. С береговой стороны вылет крана должен перекрывать возможно бо́льшую площадь открытых складов или приемо-отпускные фронты крытых складов.

К достоинствам портальных кранов следует отнести хорошую сохранность груза благодаря точному и плавному его опусканию, а также готовность крана в любой момент к немедленному действию, тогда как для установки стрел в рабочее положение требуется известное время.

Несмотря на оборудование причалов портальными кранами, судовые стрелы и лебедки находят эффективное применение при обработке судов в качестве вспомогательных средств на трюмных работах.

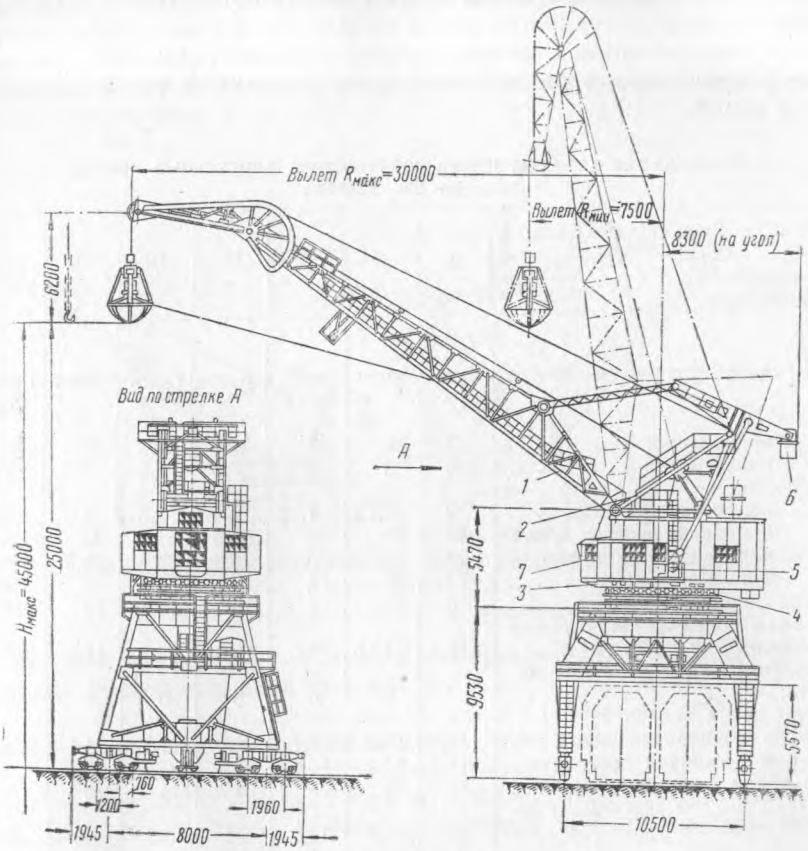


Рис. 223. Портальный кран (размеры даны в *мм*)

Грузоподъемность портальных кранов колеблется в широких пределах. Для штучных грузов желательна грузоподъемность 3—5 *т*, для навалочных грузов, металлов и тяжеловесов 10—20 *т*. Краны грузоподъемностью свыше 20—25 *т* для переработки обычных грузов неудобны, поскольку их большая грузоподъемность не может быть реализована в силу размеров люков, характеристики груза и захватного приспособления. Поэтому такие краны применяются лишь для перегрузки особо тяжеловесных грузов.

Портальный кран (рис. 223) представляет собой полноповоротный стреловой кран, установленный на портале. В табл. 51

приведены основные технические характеристики современных портальных кранов.

Колея портала назначается из расчета пропуска под порталом железнодорожных путей — одного, двух или трех; соответственно порталы и сами краны называются одно-, двух- и трехпутными.

Основным типом являются двухпутные порталы, отвечающие распространенному размещению в прикордонной части причала двух путей.

Таблица 51

Техническая характеристика современных портальных кранов завода им. Кирова

Наименование параметров \ Грузоподъемность, *т*	3	5	5	10	10	15	15
Вид захватного приспособления	Крюк	Крюк	Грейфер	Крюк	Грейфер	Крюк	Грейфер
Вылет, *м*:							
наибольший	22	30	30	30	30	30	30
наименьший	6	8	8	7,5	7,5	7,5	7,5
Скорости:							
поворота *об/мин*	2	1,75	1,75	1,5	1,5	1,5	1,5
изменения вылета, *м/мин*	40	49	49	51,5	51,5	43	43
передвижения, *м/мин*	28,2	33	33	28,2	28,2	28,2	28,2
подъема, *м/мин*	72	65	73	49	56	47	56
Число ходовых колес	8	12	12	16	16	16	16
Ширина колеи (между осями рельсов), *м*	10,5	10,5	10,5	10,5	10,5	10,5	10,5
Смещение оси поворотной части, *м*	1,4	0	0	0	0	0	0
Давление на колесо, *т*:							
в рабочем состоянии	16,6	17,3	17,1	21,0	21,7	24,1	24,8
в нерабочем состоянии	19,6	14,1	14,6	22,8	23,1	25,4	26,1
Вес крана с крюком, *т*	88,5	89	94	204	214	215	230
Полная высота подъема крюка (грейфера), *м*	35	43,5	43,5	61	45	60	45

При размещении на причале трех прикордонных путей целесообразно избегать пересечений подкрановых и железнодорожных путей, для чего следует применять трехпутные порталы, особенно при большой длине участка причального фронта. Нормальные размеры колеи для портальных кранов: 6,5 *м* (однопутного), 10,5 *м* (двухпутного) и 15,3 *м* (трехпутного).

Для эксплуатационной работы в порту большое значение имеет возможность маневрирования кранами, т. е. переброски их не только вдоль причала, но и в тыл и на соседние причалы. В советских кранах последней конструкции ходовые тележки сделаны поворотными, что дает возможность перевода крана на перпендикулярные подкрановые пути; кроме того, эти краны

могут двигаться по кривым радиуса 150 *м* и более. Указанные качества намного повышают подвижность портальных кранов.

В верхней части портала закреплен круговой опорный рельс, по которому катятся опорные устройства поворотной части.

Поворотная часть портального крана включает (см. рис. 223) укосину *1*, каркас *2*, раму *3*, опорно-поворотное устройство *4*, механизмы поворота, подъема, изменения вылета *5*, противовес *6* и кабину управления *7*.

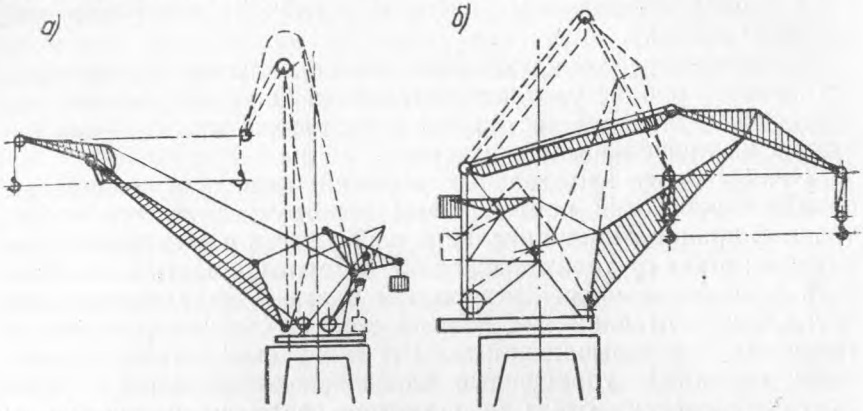


Рис. 224. Схемы шарнирно-сочлененных укосин с горизонтальным перемещением груза:
а — с гибкой оттяжкой хобота, *б* — с жесткой оттяжкой хобота

Укосина является наиболее характерным элементом, определяющим конструктивный тип крана.

Современные портальные краны имеют уравновешенную качающуюся укосину с горизонтальным перемещением груза при изменении вылета. Благодаря горизонтальному перемещению груза работа, затрачиваемая на изменение вылета, примерно в пять раз меньше, чем у кранов, у которых груз при изменении вылета поднимается и опускается.

Уравновешенные качающиеся укосины с горизонтальным перемещением груза могут быть осуществлены по двум принципиальным схемам:

1) жесткая укосина, в которой горизонтальное перемещение груза достигается изменением свободной длины подъемного каната;

2) шарнирно-сочлененная укосина (рис. 224):

а) с профилированным хоботом и гибкой оттяжкой;

б) с прямым хоботом и жесткой оттяжкой.

Первая схема (жесткая укосина) имеет недостатки, заключающиеся в том, что при изменении вылета грузовой канат перемещается по блокам и интенсивно изнашивается, что требует частой смены канатов; расстояние между концевыми блоками

стрелы и крюком увеличивается и приводит к излишнему раскачиванию груза.

Вторая схема (шарнирно-сочлененная укосина) более приемлема для работы в портах. При этом укосины с гибкой оттяжкой целесообразно применять для кранов обычной грузоподъемности (до 15 *т*), а укосины с жесткой оттяжкой — для кранов большой грузоподъемности (20 *т* и выше).

Советские портальные краны завода им. Кирова грузоподъемностью 3—15 *т* (см. табл. 51) имеют шарнирно-сочлененную укосину с профилированным хоботом и гибкой оттяжкой или жесткую укосину.

Сложившийся конструктивный тип портальных кранов нельзя признать вполне удовлетворительным. Один из основных недостатков — большой вес кранов и соответственно большие нагрузки на причальные сооружения.

Поиски более экономичных решений привели к созданию в западноевропейских портах новых конструктивных типов портальных кранов. Принципиальные особенности новых кранов следующие: отказ от уравновешивания поворотной части и от обычного устройства опоры поворотной части в виде поворотного круга большого диаметра; замена его устройствами, воспринимающими опрокидывающий момент (кольцевые шарикоподшипники, колонны); упрощенный благодаря этому портал, резко суженный кверху; отказ от шарнирно-сочлененной укосины и применение различных канатных устройств для регулирования линии движения груза. Новые конструктивные решения нашли применение в кранах для штучных грузов небольшой грузоподъемности (3 *т*) и позволили существенно снизить вес этих кранов.

Производительность портальных кранов определяется следующими факторами:

а) использованием грузоподъемности крана;

б) длительностью цикла;

в) перерывами между циклами.

Для использования грузоподъемности крана применяются захватные приспособления, в наибольшей степени отвечающие характеристике данного груза. Для сокращения длительности цикла передовыми крановщиками разработаны различные приемы, в частности, совмещение движений крана. Перерывы между циклами при правильно построенном технологическом процессе полностью устраняются, что достигается обеспечиванием надлежащего фронта работы крана в трюме и на берегу.

Большое значение для увеличения производительности портальных кранов имеют такие технические усовершенствования, как автоматические крановые весы, полуавтоматическое и дистанционное управление краном.

Автоматические крановые весы имеют автоматический взвешивающий и счетный механизм, осуществляющий взвешивание

поднимаемого груза в процессе работы крана, и записывающее устройство, фиксирующее показания веса.

Дистанционное управление портальным краном производится крановщиком, находящимся не в кабине крана, а на борту обрабатываемого судна, посредством легкого переносного нагрудного пульта, подающего крану управляющие сигналы. Преимущество дистанционного управления заключается в том, что крановщик получает наилучшие условия работы для совмещения движений крана и сокращения времени цикла; он непосредственно может обозревать трюм и не нуждается в указаниях специального рабочего-сигнальщика. Наряду с дистанционным управлением практически возможна полуавтоматическая работа кранов по заданной программе, которая корректируется по мере изменения условий перегрузочного процесса.

Разновидностью портальных кранов являются так называемые полупортальные краны, у которых тыловая опора удаляется с территории и выносится на конструкцию прикордонного склада. Этим высвобождается небольшая, но очень ценная часть территории причала (шириной 3—4 *м*). Кроме того, прокладка железнодорожных путей на причале не стеснена подкрановым рельсом. Пролет полупортала определяется местными условиями, поэтому он не унифицирован, как у полных порталов.

Автомобильные и гусеничные краны. Эти краны не являются специфическими портовыми машинами, так как они находят широкое применение не только в портах, но и в промышленности, на строительстве и железнодорожном транспорте. Изготовление этих машин осуществляется крупными сериями на машиностроительных заводах.

Гусеничные краны могут быть с приводом от паровой машины, двигателя внутреннего сгорания или электромотора. Ходовая часть состоит из двух гусеничных цепей, огибающих концевые звездочки — приводную и натяжную. Опорная поверхность гусениц передает удельное давление на грунт: при подъеме — до 4 *кг/см*^{2}, при движении — до 2 *кг/см*^{2}.

Автомобильные краны по конструктивному типу делятся на две группы:

1) краны, в которых на автомобильном шасси установлена поворотная часть с поворотной стрелой;

2) краны облегченного типа, не имеющие поворотной части, но которые могут вращаться стоя на месте; маневренность крана достигается сближением вплотную двух задних колес и установкой их на поворотной тележке.

К кранам такого типа относится автомобильный кран АК-2, имеющий три точки опоры (рис. 225). Передние его колеса—ведущие, заднее, сдвоенное колесо — поворотное; при развороте заднего колеса на 90° кран вращается на месте. Грузоподъемность крана АК-2 при минимальном вылете стрелы (1,2 *м*) 3 *т*, при максимальном (3 *м*)—1,5 *т*.

Автопогрузчики — основной тип машин для складских и вагонных работ со штучными и лесными грузами; применяются также на трюмных работах. Автопогрузчики с вилочным захватом при переработке штучных грузов по пакетному методу позволяют полностью механизировать перегрузочные работы. Атопогрузчик осуществляет захватывание груза, его перемещение, подъем на высоту до 4,5—6 *м*.

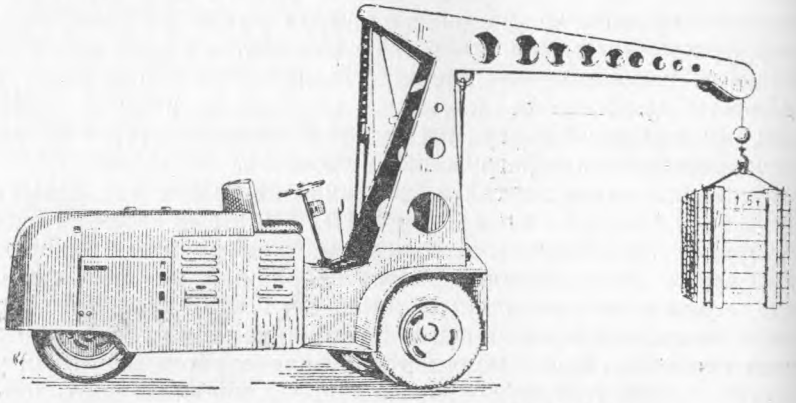


Рис. 225. Автомобильный кран АК-2

Вилки перемещаются в вертикальных направляющих, которые могут отклоняться назад на 10—12°, чем создается устойчивость перемещаемого груза при движении, или, наоборот, наклоняться вперед на 3 — 5° для облегчения разгрузки. Для возможности прохода автопогрузчиков в двери складов и вагонов вертикальные направляющие имеют телескопическое устройство.

Вместо вилочного захвата на автопогрузчик могут быть поставлены стрела или различной формы подъемные захваты (ковши, штыри, захваты для мешков и др.).

Автопогрузчики могут быть с электродвигателями, питаемыми от аккумуляторных батарей, или с двигателями внутреннего сгорания. Автопогрузчики с электроприводом характеризуются несложным управлением, обслуживанием и ремонтом, но требуют ровных, гладких дорог, что несколько ограничивает их применение. Автопогрузчики с приводом от двигателя внутреннего сгорания рекомендуется применять главным образом на открытых складах.

В зависимости от того, на каких работах используется автопогрузчик, к нему предъявляются разные требования в отношении грузоподъемности, габаритов и других характеристик. В связи с этим возникла специализация автопогрузчиков. Характеристика советских автопогрузчиков различных типов приведена в табл. 52.

Таблица 52

Характеристика советских автопогрузчиков

Показатели	УПМ-6	4004 А	ЗИО 02	ПТШ-1,5	УПМ-3	4000М	4003
Грузоподъемность на вилках, *т*	0,5	0,75	1,5	1,5-3,0	3,0	3,0	5,0
Наибольшая высота подъема с вилками, *м*	2,0	2,8	2,7	5,0	3,0	4,0	4,0
Вес без груза, *кг*	1560	1720	2800	5160	5000	5050	6400
Наименьший радиус поворота, *мм*	1300	1550	2100	2500	3000	3600	4000
Габариты автопогрузчиков, *мм*:							
высота с опущенными вилками	1545	1900	2030	2340	2250	3200	3250
длина с вилками . . .	2290	2335	2970	3700	4200	4575	5010
ширина	1020	910	1000	1570	1560	2240	2330
Тип двигателя	Аккум.	Аккум.	Аккум.	Аккум.	Д. в. с.	Д. в. с.	Д. в. с.

Малогабаритные автопогрузчики УПМ-6 (рис. 226) предназначены для вагонных работ. Автопогрузчик этого типа благодаря своей высокой маневренности свободно передвигается и раз-

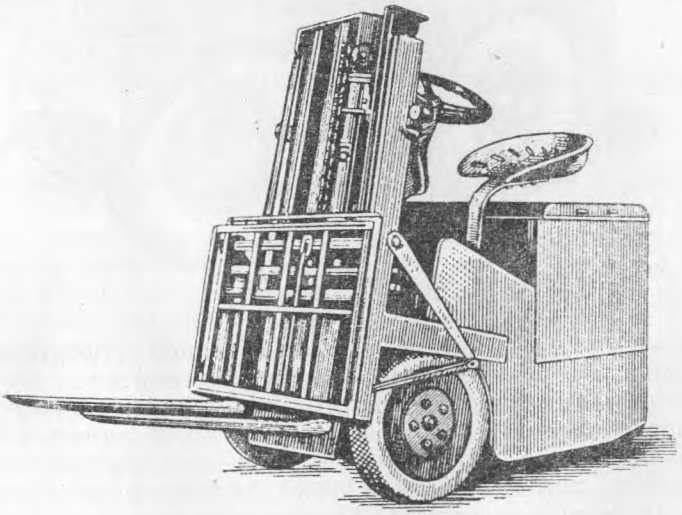


Рис. 226. Автопогрузчик УПМ-6

ворачивается в крытом вагоне, выгружает из вагона штучные грузы, производит погрузку в вагоны со штабелированием на полную высоту. Погрузчик имеет гидравлический сталкиватель, который освобождает вилки от груза; это позволяет укладывать груз в труднодоступных местах без помощи грузчиков.

Для работы в трюмах морских судов разработан и внедряется в практику автопогрузчик ПТШ-1,5. Благодаря большой высоте подъема и хорошей маневренности погрузчик ПТШ может эффективно работать также и на складах.

За рубежом получили большое развитие различные специализированные типы автопогрузчиков. Конструкторская мысль направлена, в частности, на повышение маневренности машин, уменьшение их габаритов с целью уменьшения потерь складской площади на проезды. Для этого служат такие конструктивные решения, как применение трехколесной тележки с одним приводным управляемым колесом сзади; применение телескопической рамы, благодаря которой длина машины при движении сокращается. В результате достигается уменьшение ширины проездов на 1—1,5 *м*.

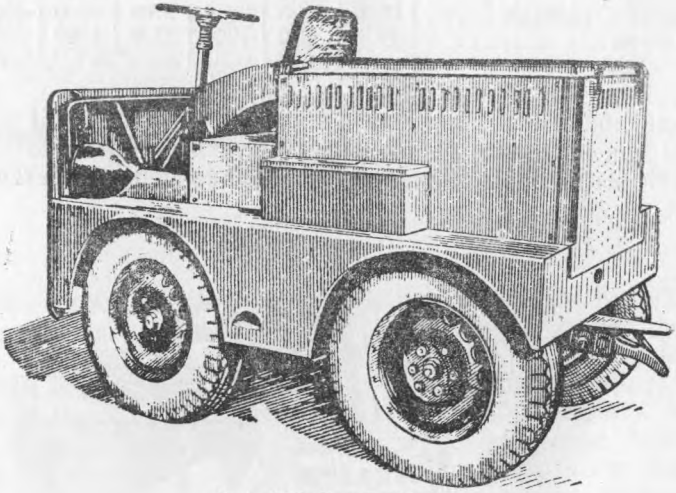


Рис. 227. Тягач ТА-1

Другим специализированным типом являются погрузчики для длинномеров (прокатного металла, леса и др.).

Особенность погрузчиков этого типа—размещение груза при транспортировании вдоль машины. Для этого рама погрузчика поворачивается на 90° и сбоку к нему прикреплены откидные кронштейны, которые поддерживают длинномер. Благодаря такому устройству погрузчик с длинномерным грузом может проходить через проезды шириной 3 *м*. В других машинах этого назначения та же задача решается применением четырехколесной тележки, поперек которой перемещается телескопическая выдвижная рама с вилками.

Тягачи предназначены для внутрипортовой транспортировки грузов на расстояние свыше 100—150 *м*. Основным видом операций тягача является транспортировка грузов на прицеп-

ных тележках. Помимо этого, тягачи выполняют различные другие операции: перемещение железнодорожных вагонов, толкание грузов на небольшие расстояния и т. п.

В СССР для работы в портах производятся тягачи — аккумуляторный модели ТА-1 (рис. 227) и моторный модели ТМА-3. Характеристика этих тягачей приведена в табл. 53. Тягачи снабжены устройством для автоматической сцепки с прицепной тележкой.

Таблица 53

Характеристика тягачей

Технические данные	Аккумуляторный ТА-1	Моторный ТМА-3
Число прицепных тележек в нормальном поезде	3	4
Полезный груз поезда	7000	6200
Наибольшее тяговое усилие, *кг*	500	760
Ширина колеи, *мм*	900	900
База колес, *мм*	1150	1000
Габаритные размеры, *мм*:		
длина со сцепкой	2305	2140
ширина	1150	1200
высота	2100	1500
Вес в рабочем состоянии, *кг*	1950	1470

§ 118. СХЕМЫ ОБОРУДОВАНИЯ ПОРТОВЫХ ГРУЗОВЫХ РАЙОНОВ

Штучные грузы

К наиболее характерным особенностям штучных грузов относится их разнотипность как по размеру, форме и весу, так и по характеру тары. Большинство штучных грузов для обеспечения сохранности требует хранения в крытых складах. Все грузы необходимо правильно укладывать в штабеля; беспорядочное хранение штучных грузов — наброской — не допускается.

Классификация штучных грузов проводится по различным транспортным признакам.

По размерам одного грузового места различают грузы обычных габаритов и длинномеры. По весу одного места различают грузы весом до 250 *кг* и тяжеловесы от 250 *кг* до 3 *т*. Грузы весом более 3 *т* представляют собой специальные тяжеловесы, которые по условиям их переработки выделяются из состава штучных грузов.

По признаку тары могут быть:

а) тарно-упаковочные грузы — ящичные, мешковые, катно-бочковые, киповые, тюковые;

б) бестарные грузы — металлы, оборудование без упаковки;

в) грузы в контейнерах.

По условиям хранения штучные грузы делятся на: а) грузы

крытого хранения, которые для обеспечения сохранности должны храниться в крытых складах, и б) грузы открытого хранения, которые могут храниться на открытых складских площадках.

Штучные грузы, особенно сборные, являются, в смысле их переработки в портах, трудоемким грузом, причем трудоемкость их переработки увеличивается при необходимости взвешивания.

Указанные отрицательные особенности штучных грузов устраняются при перевозке их в контейнерах. Контейнер представляет собой унифицированную крупную, многократно обращающуюся тару. Контейнеры не только заменяют обычный мелкий сборный груз крупным и однородным (со всеми вытекающими отсюда преимуществами при перегрузке), но обладают еще следующими положительными качествами:

а) предельно упрощают захват груза кранами;

б) являются надежным средством сохранности груза и борьбы с потерями и хищениями;

в) радикально упрощают учет груза;

г) не требуют крытого хранения.

Перевозкой в контейнерах охвачена пока лишь небольшая часть штучных грузов.

Перегрузка штучных грузов в морских портах производится почти всегда машинами циклического действия — береговыми и плавучими кранами, судовыми средствами. Господствующей системой механизации переработки штучных грузов в портах СССР является краново-безрельсовая. При этой системе на причальном фронте установлены портальные (иногда полупортальные) краны, работающие в сочетании с автопогрузчиками или другими безрельсовыми машинами. В зависимости от размеров обслуживаемых судов на одном причале устанавливается от трех до пяти кранов (в отдельных случаях более пяти).

Для того чтобы успешно механизировать переработку штучных грузов кранами, необходимо преодолеть основную отрицательную особенность этих грузов — разнообразие типоразмеров тары и малый размер грузовых мест. Это достигается формированием из группы грузовых мест укрупненных блоков, так называемых пакетов. Идея применения пакета состоит в том, что, будучи один раз выложен, он сохраняется на протяжении всего перегрузочного процесса в порту. Пакетный метод — это ведущий принцип современной технологии переработки штучных грузов.

Пакетный метод осуществляется преимущественно посредством применения универсальных грузовых площадок-поддонов (рис. 228) в сочетании с автопогрузчиками с вилочным захватом. Поддоны изготовляются из дерева или металла, а также из пластмасс. За рубежом получают распространение поддоны из

алюминиевых сплавов, которые характеризуются легкостью и повышенным сроком службы.

Основные преимущества пакетного метода заключаются в ликвидации многократных перекладок груза и в упрощении застропки и расстропки. Это повышает темп грузовых работ и производительность труда, а также положительно влияет на сохранность груза. Кроме того, пакетный метод позволяет увеличивать высоту укладки, что в свою очередь увеличивает емкость складов.

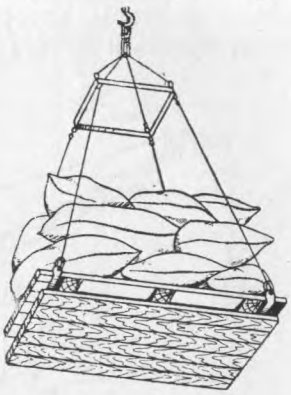


Рис. 228. Универсальная грузовая площадка-поддон

Еще бо́льшие преимущества пакетного метода выявляются при перевозках пакетов в судах, вагонах и автомобилях по принципу контейнеров. Такие перевозки, имеющие большие перспективы развития, позволяют придать законченный характер комплексной механизации переработки штучных грузов в портах.

Труднее всего поддаются механизации трюмные работы со штучными грузами. Значительная часть грузовых помещений судна расположена под палубой и мало доступна для непосредственной перегрузки береговыми кранами или судовыми стрелами, что определяет большой объем внутритрюмных перемещений. Внедрение автопогрузчика ПТШ-1,5, специально приспособленного для трюмных работ со штучными грузами, должно повысить степень механизации этих работ. Существенной особенностью указанной машины является наличие выдвижной каретки, благодаря которой может производиться ступенчатая укладка грузов и в таком же порядке — разборка штабеля.

В деле механизации трюмных работ со штучными грузами можно получить известный эффект и не располагая специализированными трюмными машинами. В ряде советских портов на этих работах успешно используют обычные аккумуляторные автопогрузчики с вилочным захватом. В зависимости от конфигурации трюмов и твиндеков этими машинами удается загрузить от 25 до 60% емкости судовых грузовых помещений, не считая того, что 25—30% загружается непосредственно портальными кранами. На трюмных работах широко используются в качестве вспомогательных средств судовые стрелы и лебедки в сочетании с канифас-блоками и другими приспособлениями, а также находят применение переносные звеньевые транспортеры различных типов.

Выработка портальных кранов при обработке судов со сборными штучными грузами составляет 40—45 *т/час*, однако при хорошей организации и механизации трюмных работ она может

намного вырасти. Выработка вилочного автопогрузчика составляет 20—30 *т/час*, т. е. на каждый портальный кран желательно иметь два автопогрузчика.

Схемы оборудования причалов штучных грузов характеризуются различной компоновкой основных элементов — складов, кранов, железнодорожных путей. Важнейшие факторы, которые влияют на выбор схемы оборудования причалов штучных грузов, следующие:

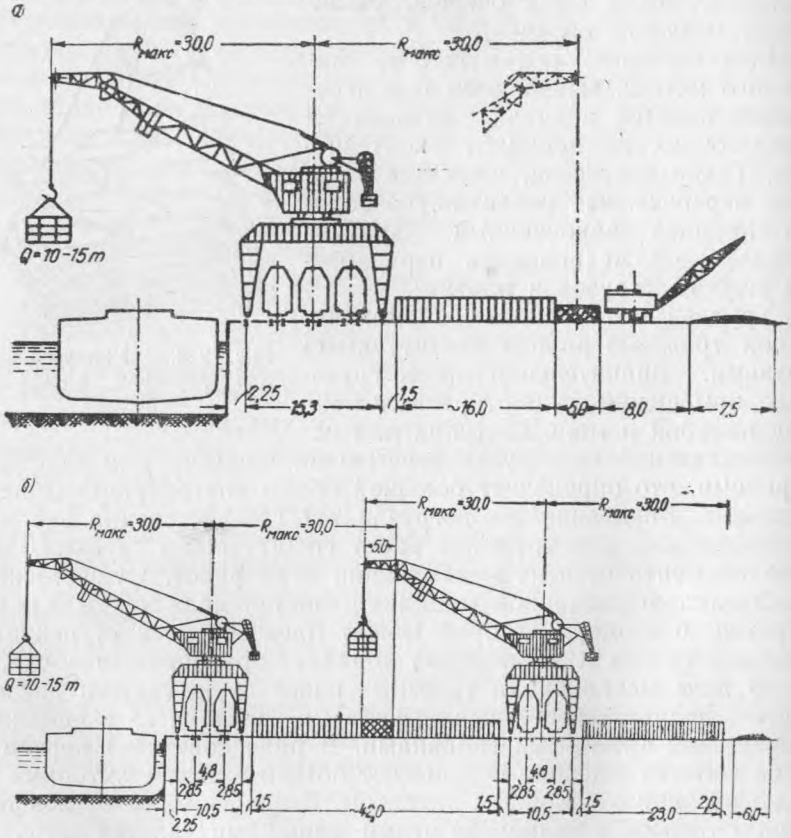


Рис. 229. Схемы оборудования причала для перегрузки штучных грузов открытого хранения

а) соотношение грузов открытого и крытого хранения;

б) соотношение между смежными видами транспорта (железнодорожным, автомобильным, речным) на данном причале;

в) соотношение между прямым и складским вариантами;

г) продолжительность хранения грузов.

Не существует такой универсальной схемы, которая была бы одинаково пригодна и хороша для всевозможных условий. В зависимости от того, каковы конкретные соотношения по указан-

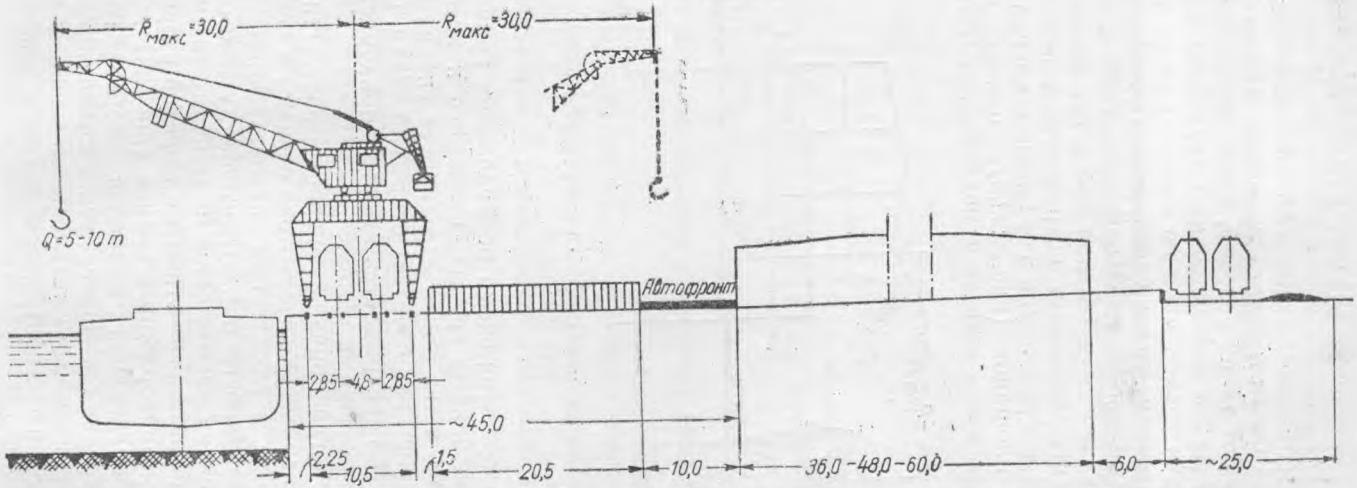


Рис. 230. Схема оборудования причала для перегрузки штучных грузов крытого и открытого хранения

ным важнейшим факторам, следует отдать предпочтение той или иной схеме.

На рис. 229 изображены схемы оборудования причалов, перерабатывающих грузы открытого хранения. Схема рис. 229,*а* отвечает требованиям таких условий, когда перевалка производится в основном на железнодорожный транспорт (или обратно), причем в значительной мере по прямому варианту. Для этого на причале установлены трехпутные портальные краны; в развитии тылов здесь нет необходимости. Если в отличие от приведенного случая значительная часть грузов проходит по складскому варианту, возникает потребность в развитии тыла причала: создании второй линии портальных кранов и второй линии складских площадок (рис. 229,*б*), причем, у кордона причала достаточно иметь два железнодорожных пути.

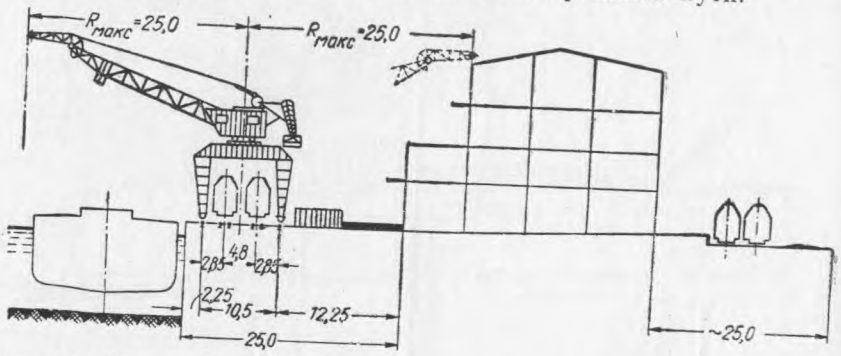


Рис. 231. Схема оборудования причала для перегрузки штучных грузов крытого хранения

На рис. 230 изображена схема оборудования причала, перерабатывающего смешанные грузы — открытого и крытого хранения. Эта схема является одной из наиболее гибких в эксплуатационном отношении: она сочетает открытый склад, очень ценный тем, что он весь перекрывается вылетом прикордонных кранов, и удобный одноэтажный склад.

В тех случаях, когда причал перерабатывает генеральные грузы, которые по характеру грузопотока оседают в порту в значительном количестве, а также при недостаточных размерах территории причала прибегают к строительству многоэтажного склада. При этом склад размещается на причале так, чтобы его приемо-отпускные фронты всех этажей с морской стороны были в зоне досягаемости прикордонных кранов (рис. 231).

Среди схем оборудования причалов, перерабатывающих штучные грузы, встречаются также, хотя и сравнительно редко, схемы со специализированными установками непрерывного действия. Такие установки создаются, как правило, при совершенно однородном грузопотоке.

Приведенные выше схемы не исчерпывают многообразия конкретных случаев, которыми богата практика отечественного и зарубежного портостроения.

Лесные грузы

Среди лесных грузов различают следующие группы:

а) круглый лес длинномерный (бревна);

б) круглый лес короткомерный, к которому относятся рудничная стойка, балансы (сырье для производства бумаги и целлюлозы), дрова;

в) пиломатериалы (доски и брусья);

г) прочие лесные грузы (шпалы, клепка, фанера и др.).

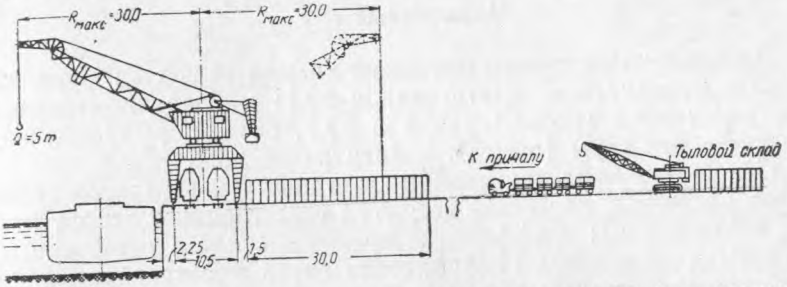


Рис. 232. Схема оборудования причала для перегрузки короткомерного леса

Наибольший удельный вес в объеме морских перевозок леса имеют пиломатериалы, балансы и рудничная стойка (пропсы).

К особенностям судовых работ с лесными грузами относится тщательная, весьма трудоемкая штивка как в трюмах, так и на палубе, где перевозится около $^1/_3$ принимаемого судном леса.

В последнее время в СССР получает распространение прогрессивный метод перевозки пиломатериалов и короткомерного леса в пакетах. Пакеты формируются на лесозаводах и закрепляются там хомутами, после чего на всем дальнейшем пути транспортировки и перевалки не разбираются. Поступление в порты лесогрузов в виде пакетов создает условия для механизации переработки леса, сходные с условиями переработки штучных грузов. Поэтому современные схемы оборудования лесных причалов могут быть построены с применением типовых перегрузочных машин, применяемых на причалах штучных грузов.

Примером может служить схема оборудования причала для перегрузки на морские суда короткомерного леса, поступающего по железной дороге в пакетах (рис. 232). В этой схеме судовые работы осуществляются портальными кранами, а для тыловых используются гусеничные краны, тягачи и прицепные тележки.

При большом грузообороте и интенсивной работе склада для тыловых операций целесообразно ставить вторую линию портальных кранов.

Оборудование причалов для перегрузки пиломатериалов в пакетах в принципе ничем не отличается от изложенного выше.

Для многих северных портов СССР (Архангельск и др.) характерно расположение причалов для пиломатериалов непосредственно у складов лесозаводов. Механизация больших складов пиломатериалов осуществляется автолесовозами или узкоколейными вагонетками. Примером узкоколейной системы механизации служит довоенное оборудование гавани пиломатериалов Ленинградского порта.

Навалочные грузы

К навалочным грузам относятся каменный уголь и руда (железная, марганцевая, апатитовая и др.); минерально-строительные материалы (песок, гравий и др.), соль, порошкообразные вещества без тары (цемент, концентрат и др.).

Основными характеристиками для навалочных грузов разных видов являются: насыпной вес; угол естественного откоса (в покое и движении); коэффициент трения о сталь в движении; допускаемая по условиям сохранности груза высота сбрасывания; свойства слеживания и смерзаемости. Кроме того, имеют значение, особенно с точки зрения перегрузки машинами непрерывного действия, кусковатость и липкость.

Преобладающее место по объему перевозок занимают каменный уголь и руда. Насыпной вес каменного угля 0,8—0,9 $т/м^3$, антрацита 0,9—1 $т/м^3$, бурого угля 0,7 $т/м^3$, руды 1,6—2,2 $т/м^3$.

Уголь, руда и большинство других навалочных грузов хранятся на открытых складах. Исключение составляют цемент, апатитовый концентрат и некоторые другие грузы, подлежащие хранению в крытых складах; оборудование для перегрузки и хранения грузов этой группы носит специфический характер.

Между способами морской перевозки угля и руды существуют некоторые различия. Руда, являясь тяжелым грузом, занимает неполный объем трюма, причем грузу должна быть придана форма усеченной пирамиды с верхним основанием не менее площади люка. Уголь занимает почти весь объем трюма, и при погрузке должна производиться штивка (разгребание) его так, чтобы по крайней мере посередине трюма груз доходил до палубы.

Выгрузка навалочных грузов из морских судов осуществляется машинами циклического действия. Извлечение навалочного груза из трюма машинами непрерывного действия технически возможно, но сложно и неудобно, поэтому практически в морских портах не находит применения. Особое положение в этом отношении занимают порошкообразные грузы; выгрузка их

может производиться пневматическими агрегатами через всасывающий трубопровод, что обеспечивает полную механизацию процесса.

Для выгрузки из судов обычных навалочных грузов (кусковых и зернистых) применяются портальные краны, мостовые краны или кабель-краны. Применяются также комбинированные системы, например, портальные краны в сочетании с мостовыми.

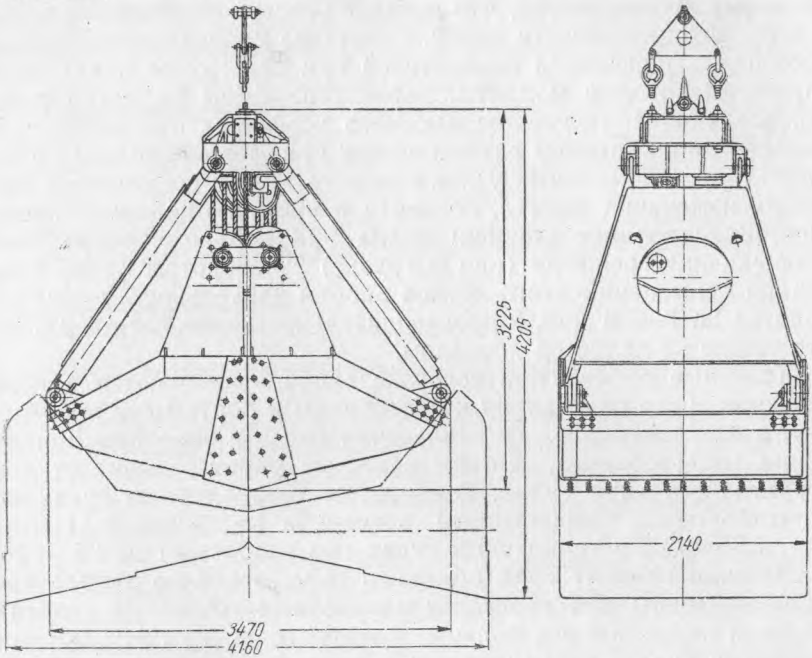


Рис. 233. Двухканатный грейфер (размеры даны в *мм*)

Погрузка навалочных грузов в суда может осуществляться как перечисленными выше крановыми установками, так и установками непрерывного действия. Последние характеризуются рядом положительных сторон, в частности, сравнительно малой первоначальной стоимостью, высокой производительностью, простотой конструкции. Вместе с тем установки непрерывного действия носят узко специализированный характер и создаются лишь в отдельных случаях; условием, благоприятствующим их применению, является крупный грузооборот при небольшом числе сортов груза.

В портах СССР в качестве основного типа машин как для выгрузки, так и для погрузки навалочных грузов в большинстве случаев приняты грейферные портальные краны.

Двухканатный грейфер (рис. 233) представляет собой современное приспособление для крановой перегрузки навалочных

грузов. Грейферы применяются различных типов в зависимости от назначения и характера перегружаемого материала, а также различной емкости в зависимости от размера люков и грузоподъемности крана.

Работа по перегрузке навалочных грузов грейферными портальными кранами является высокоинтенсивной. Благодаря полностью механизированному захвату и высыпанию груза удельный вес машинного времени в общей длительности цикла работы крана весьма высок, что создает условия достижения высокой производительности крана. Советские крановщики-новаторы добились выдающихся показателей при перегрузке навалочных грузов. Некоторые моменты, характеризующие их метод работы, следующие: получение высокого коэффициента заполнения грейфера применением рациональных приемов выбирания груза; работа на минимальных углах поворота крана; совмещение движений изменения вылета, поворота и частично подъема-опускания, использование инерции крана при повороте, совмещение опорожнения грейфера (при выгрузке) с поворотом крана. Благодаря применению этого метода работы длительность цикла доводится до 1—1,5 *мин*, а производительность—до 250—300 *т/час*, что также не является пределом.

Трюмные работы при погрузке судна заключаются в перемещении груза под палубу к переборкам и бортам судна (штивка), а при разгрузке — в извлечении груза в обратном направлении (подгребание). Объем трюмных работ зависит от конструктивного типа судна. В обычных однопалубных судах количество груза, подлежащее штивке и подгребанию, составляет 35—40%; в твиндечных судах оно возрастает до 55—60%. Но именно поэтому суда обычного типа, особенно твиндечные, мало пригодны для перевозки навалочных грузов. В практике морских перевозок все большее распространение получают специальные суда — углерудовозы; в этих судах благодаря большим размерам люков и конструктивным особенностям внутреннего устройства трюмов условия трюмных работ существенно облегчаются, а объем груза, подлежащего штивке и подгребанию, значительно уменьшается и составляет не более 20—25%.

Кроме применения специальных углерудовозов, для решения проблемы полной механизации трюмных работ с навалочными грузами создается и совершенствуется специальное оборудование.

Так, для штивки навалочных грузов в СССР сконструированы и внедрены в практику погрузчики типа ПТС (ПТС-1, ПТС-2 и др.). Производительность погрузчика ПТС-1 (рис. 234) 350 *т/час*, общий вес 7,2 *т*. Его транспортирующее устройство телескопической конструкции имеет возможность поворачиваться вокруг вертикальной оси на 360°, а также менять угол наклона к горизонту вверх или вниз на 10°. Управление всеми движениями погрузчика дистанционное, сосредоточено на

переносном пульте, который может быть расположен на палубе судна, и осуществляется одним машинистом. Трюм судна сначала загружается свободно до определенного уровня, затем береговым краном в него вводят погрузчик, устанавливаемый на груз; дальнейшая погрузка производится через бункер погрузчика; как показано на рис. 235; ручная штивка устраняется.

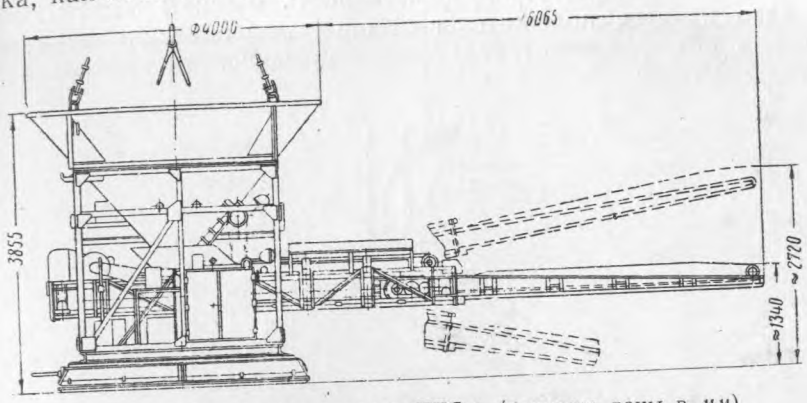


Рис. 234. Трюмный погрузчик ПТС-1 (размеры даны в *мм*)

При разгрузке судов для осуществления подгребания большой эффект дают специальные подгребающие грейферы (рис. 236). В отличие от обычного этот грейфер имеет большой размах челюстей и малую высоту в раскрытом виде, что позволяет ему выбирать груз из подпалубного пространства. Применение таких грейферов при выгрузке угля и руды сокращает объем подгребания в 2—3 раза, а на углерудовозах почти полностью его устраняет. Поскольку производительность при работе подгребающим грейфером ниже, чем обычным, он вводится на определенном этапе разгрузки судна. Процесс выгрузки навалочного груза из трюма подразделяется на три этапа:

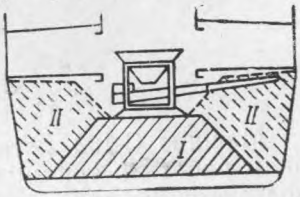


Рис. 235. Схема штивки трюмным погрузчиком:
I — объем, загружаемый без погрузчика, *II* — объем, загружаемый при помощи погрузчика

I — работа обычным грейфером с полной производительностью без подгребания (40—50% груза);

II — работа подгребающим грейфером;

III — зачистка трюма, при которой требуется дополнительная переброска груза к подгребающему грейферу.

Для механизации трюмных работ на последнем, III этапе применялись механические передвижные лопаты, ковшевые тракторные погрузчики, скреперные установки, бульдозеры и другие машины и устройства, которые только частично решали задачу и поэтому не получили распространения. Более приемлемым

средством механизации подгребания явилась шахтная углепогрузочная машина С-153 на гусеничном ходу, приспособленная для работы в трюме. Эта машина загребает груз двумя вертикальными лопатами, подавая его на свой скребковый транспортер. Транспортер перемещает груз на 6,5 *м*, он может поворачиваться вправо и влево от продольной оси на 45°, а также менять угол наклона. Производительность машины 50—60 *т/час*, однако имеется положительный опыт модернизации этих машин, в результате которой производительность повысилась до 140—150 *т/час*.

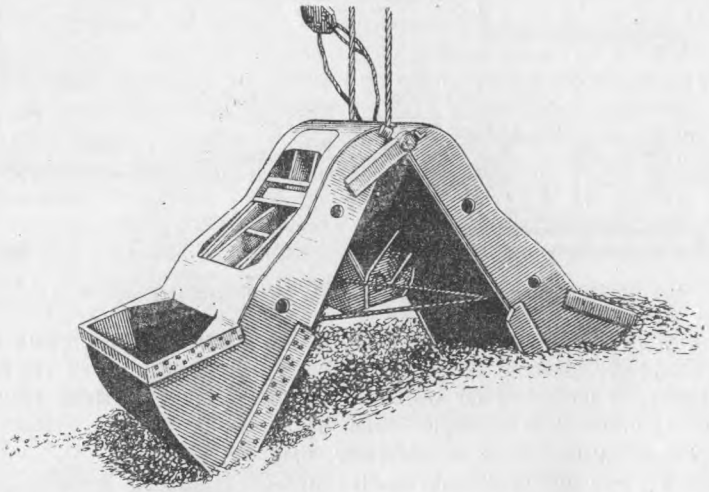


Рис. 236. Подгребающий грейфер

Машина С-153, хотя и не полностью удовлетворяет требованиям работы в трюмных условиях, все же довольно широко используется в портах СССР во взаимодействии с грейфером.

Более совершенной машиной является самоходный погрузчик ПСГ-200 с лапчатым захватом (конструкция ЦПКБ-3). Погрузчик (рис. 237) состоит из трех основных частей: приемного скребкового конвейера *1*, отвального ленточного конвейера *2* и гусеничного хода *3*. Производительность погрузчика 200 *т/час*. Управление кнопочное, электрическое; пульт управления может находиться на погрузчике или на расстоянии от него.

Описанные машины характеризуются пока еще довольно большими габаритами и весом. Наряду с дальнейшим совершенствованием этих машин имеют перспективу развития также машины, основанные на других принципах подгребания, в частности, специальные малогабаритные бульдозеры и ковшовые погрузчики, получившие распространение за рубежом.

Схемы оборудования причалов навалочных грузов при применении портальных кранов могут быть с одной или с двумя

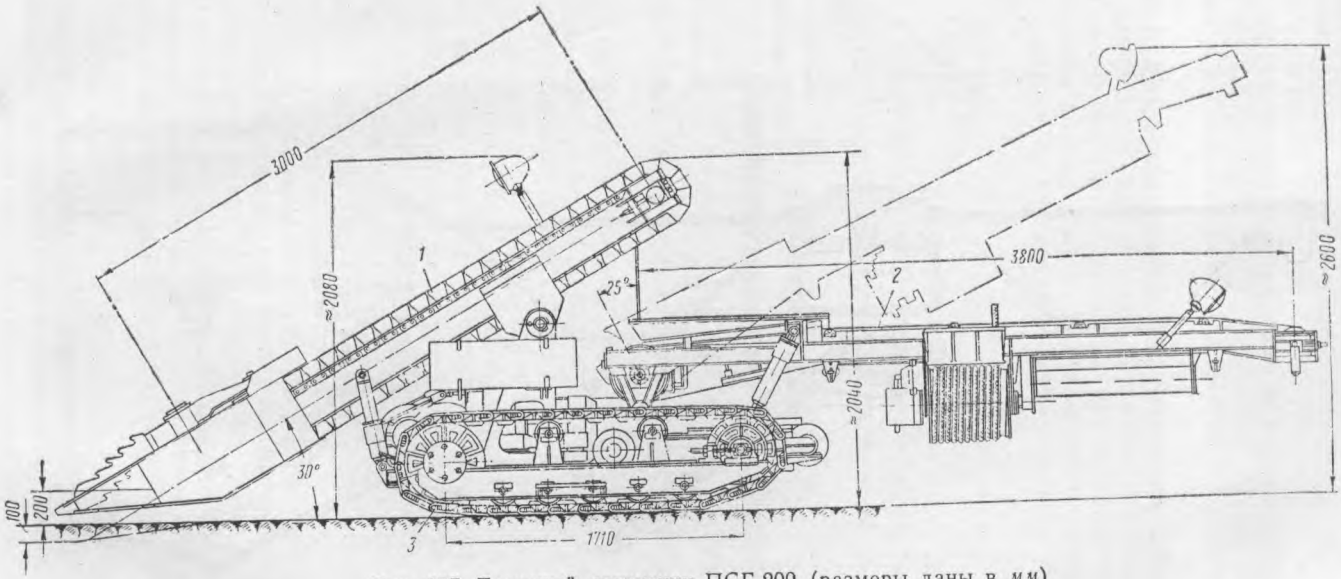


Рис. 237. Трюмный погрузчик ПСГ-200 (размеры даны в *мм*)

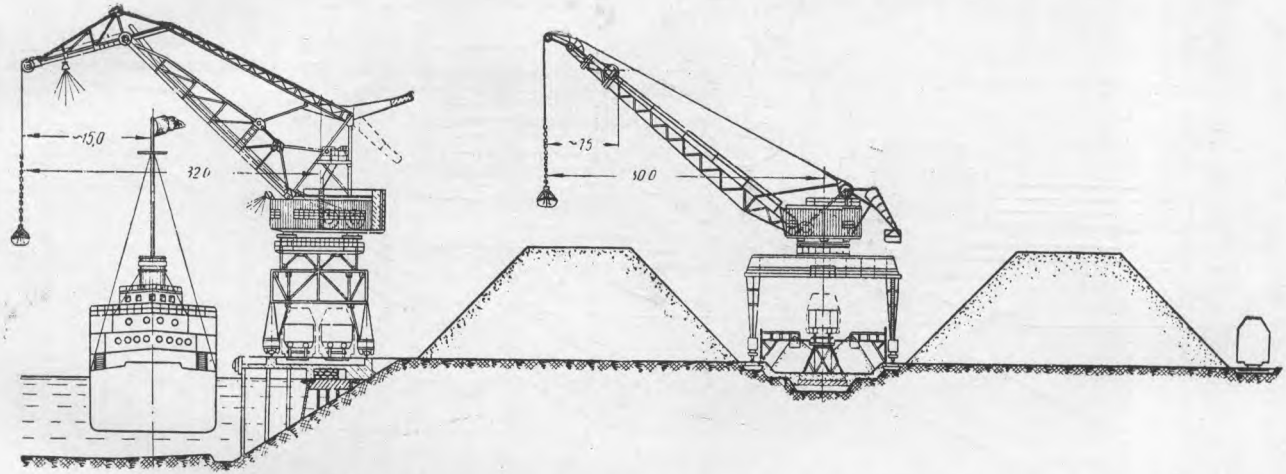


Рис. 238. Схема оборудования причала для перевалки угля с железной дороги на воду

линиями кранов и штабелей. Последние схемы применяются при большом грузообороте причалов.

При оборудовании причалов, работающих по перевалке с железной дороги на воду, устраиваются железнодорожные разгрузочные эстакады (рис. 238). Основным типом вагонов, используемым в настоящее время для перевозки навалочных грузов, являются четырехосные полувагоны-гондолы грузоподъемностью 60 *т*. Разгрузка гондол на эстакадах осуществляется через специальные донные люки в течение 12—15 *мин*. Сконструированы специальные устройства, при помощи которых трудоемкость работ по открыванию и закрыванию люков гондол, а также по зачистке их от остатков груза сводится к минимуму.

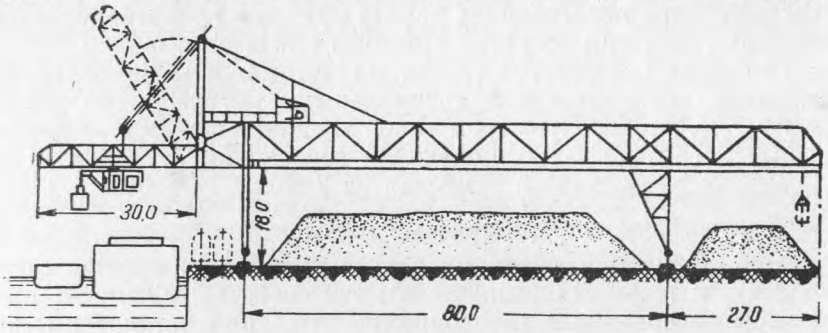


Рис. 239. Схема оборудования причала мостовым перегружателем

Однако радикальным решением, при котором достигается полная механизация, является создание вагонов с централизованным открытием и закрытием люков.

В некоторых портах оборудование причалов, работающих по перевалке с железной дороги на воду, осуществлено по крановокюбельной системе. Кюбель — двухстворчатый ковш, служащий как контейнер для перевозки навалочного груза и в то же время как захватное приспособление; при поступлении груза в порт в кюбелях, установленных на железнодорожных платформах, перевалка по прямому варианту осуществляется простейшим и полностью механизированным путем.

Наибольшая интенсивность разгрузки железнодорожных вагонов с навалочными грузами может быть достигнута применением вагоноопрокидывателей. Последние представляют собой довольно сложное, дорогостоящее сооружение; поэтому вагоноопрокидыватели применимы лишь при специализированной схеме оборудования причалов, перерабатывающих особо крупный грузопоток навалочного груза.

Как при погрузке, так и при выгрузке навалочных грузов в ряде случаев применяются схемы с мостовыми перегружателями, конструктивные формы которых довольно разнообразны. На рис. 239 представлен мостовой перегружатель с нижним ката-

нием. Тележка такого перегружателя имеет полноповоротную стрелу, что увеличивает площадь обслуживания. Грузоподъемность грейферных тележек перегружателя составляет при перегрузке угля 10—15 *т*, руды 15—30 *т*.

При оборудовании причалов, перерабатывающих навалочные грузы, применяются различные типы бункеров, облегчающие погрузку судов, вагонов и автомобилей. В одних случаях бункера представляют собой стационарные сооружения и способны вмещать известное количество груза, т. е. служат своего рода складом-аккумулятором, компенсирующим несовпадение режимов обработки морских судов и железнодорожных вагонов. В других случаях бункера осуществляются в виде легких передвижных устройств, облегчающих работу кранов и предотвращающих россыпь груза при погрузке в вагоны или в автомобили.

Погрузка навалочных грузов на автомашины наиболее эффективно осуществляется специальными погрузчиками непрерывного действия. Примером такой машины является многоковшовый погрузчик Т-166, подающий груз на высоту 3,5 *м* и погружающий пятитонный самосвал за 3 *мин*.

Зерновые грузы

Характерными свойствами зерновых грузов являются однородность и текучесть (сыпучесть); эти свойства облегчают применение совершенных высокопроизводительных установок механизации перегрузочных работ. К тому же зерно может сбрасываться с большой высоты и допускает большую высоту штабелирования; последняя практически достигает 20 *м* и более. Насыпной вес зерна составляет 0,65—0,85 $т/м^3$, а наиболее легких сортов (овес) 0,4—0,5 $т/м^3$. Углы естественного откоса в покое 35°, в движении — 25—30°. Исключительное значение для состояния зерна имеет его влажность; поэтому сушка и проветривание зерна являются операциями, неразрывно связанными с его переработкой в порту. Кроме того, в портах приходится выполнять сортировку зерна и очистку.

Механизация перегрузки зерна осуществляется системами непрерывного транспорта и пневматическими установками. Машины циклического действия не характерны для зерновых грузов и в качестве специального оборудования зерновых причалов не употребляются.

В портах, перерабатывающих значительный грузопоток зерновых грузов, сооружаются элеваторы.

Портовые элеваторы представляют собой мощные механизированные склады, приспособленные, с одной стороны, для длительного хранения большого количества зерна и, с другой стороны, для приема-отпуска его на все виды грузового транспорта. Элеваторы наилучшим образом решают одновременно задачи хранения и переработки зерна в портах. Их основные положительные качества следующие:

а) высокая производительность погрузки судов (достигающая 2000 *т/час*);

б) полная механизация всех процессов по приему и отпуску зерна и возможность их автоматизации;

в) создание правильных условий хранения зерна посредством механизированного осуществления его просушки, проветривания и всех других вспомогательных операций;

г) большая емкость, достигающая в наиболее крупных современных элеваторах 100—200 тыс. *т* зерна.

Элеватор существенно отличается от обычных портовых складов; он осуществляет не только краткосрочное, но и долгосрочное хранение зерна, являясь в одних случаях базой концентрации, в других — базой снабжения зерном по отношению к обширному району или одновременно и тем и другим. Кроме того, элеватор может являться пунктом хранения государственных резервов зерна.

Таким образом, функции портового элеватора значительно более широки, чем только перевалка зерна с внутреннего транспорта на морской. Поэтому элеваторы не находятся в эксплуатационном ведении портов: представляя собой сложные хозяйственно-технические комплексы, они организационно оформлены в виде самостоятельных хозрасчетных предприятий и подведомственны организациям, занимающимся заготовками и хранением зерна.

Порт, как транспортное предприятие, при наличии на его территории элеватора принимает участие в перегрузке зерна только в части, непосредственно относящейся к судовым операциям (трюмные работы, оформление приема и отпуска судов).

Расположение портовых элеваторов практикуется или на кордоне, или в тылу (200—300 *м* от причала и более). В первом случае участок причального фронта не может быть использован для всех незерновых грузов, причем стоимость сооружения элеватора повышается из-за усложнения фундаментов. Вместе с тем такие элеваторы более дешевы в эксплуатации вследствие малого расхода электроэнергии на перемещение зерна.

Погрузка зерна в судно с конвейерной галереи, идущей от элеватора к судам, осуществляется самотеком, по ссыпным трубам. После свободной загрузки 60—70% емкости трюма приходится переходить к штивке, которая, согласно существующим правилам, должна обеспечить плотное заполнение всего объема грузовых помещений вплоть до люковых крышек.

Ручная штивка зерна — весьма трудоемкая и вредная работа. С целью механизации штивки зерна разработаны трюмные машины и устройства различного типа. Высокую производительность показали машины метательного типа; однако при работе их происходят самосортировка и дробление зерна, что недопустимо, особенно для экспортных грузов. В последние годы в советских портах внедряются различные конструкции триммe-

ров (штивщиков) барабанно-лопастного типа, представляющие в своей основе вращающийся в желобе барабан с радиальными лопастями; в машинах этого типа самосортировка и дробление зерна существенно уменьшаются. Та же цель достигается применением телескопических ленточных конвейеров; машина этого типа представляет собой перемещающийся по палубе судна портал, на котором передвигается тележка с телескопической трубой; к последней подвешен телескопический конвейер.

Для выгрузки из трюма и подачи на берег зерна лучшим оборудованием является пневматическая установка (плавучая или береговая). При ее применении проблема подгребания почти полностью отпадает: гибкие всасывающие трубы позволяют заносить сопло в любую точку трюма и выгружать почти все зерно, за исключением незначительного его слоя.

Нефтеналивные грузы

К нефтеналивным грузам относятся сырая нефть и продукты ее перегонки, перевозимые без тары в специальных судах — танкерах и в железнодорожных цистернах. Нефтеналивные грузы составляют примерно половину всего грузооборота портов СССР.

Перевозка и перегрузка наливом имеет особенности, резко отличающие наливные грузы от всех остальных, именуемых в противоположность наливным «сухогрузами».

Характеристика нефтеналивных грузов включает следующие основные показатели: температуру вспышки, температуру застывания, испаряемость, удельный вес и внутреннее трение (вязкость).

Температура вспышки служит критерием для отнесения жидкости к тому или иному разряду по степени ее пожарной опасности, что определяет противопожарные правила, которые применяются при ее перевозке, перегрузке и хранении. Температура застывания имеет значение потому, что некоторые сорта нефтепродуктов (парафинистые сорта нефти, большинство мазутов и масел) застывают при сравнительно высокой температуре, что затрудняет их перекачку и заставляет производить подогрев груза, осуществляемый обычно паром, подаваемым в змеевики. Испаряемость является таким свойством нефтегрузов, которое может привести к большим потерям при их хранении, если не принять специальных защитных мер.

Все нефтепродукты принято делить на три основные группы: светлые продукты, темные продукты и масла́.

Перегрузка нефтеналивных грузов в портах сосредотачивается в специализированных районах — нефтегаванях, включающих группу нефтеналивных причалов, связанных системой трубопроводов с нефтебазой. Нефтебаза — это крупное комплексное складское предприятие по хранению и перевалке нефтегрузов на различные виды транспорта, включая трубопроводный.

На рис. 240 показана общая схема нефтебазы, основными элементами которой являются: резервуары (емкости) для хранения грузов; насосные установки — отдельно для светлых и

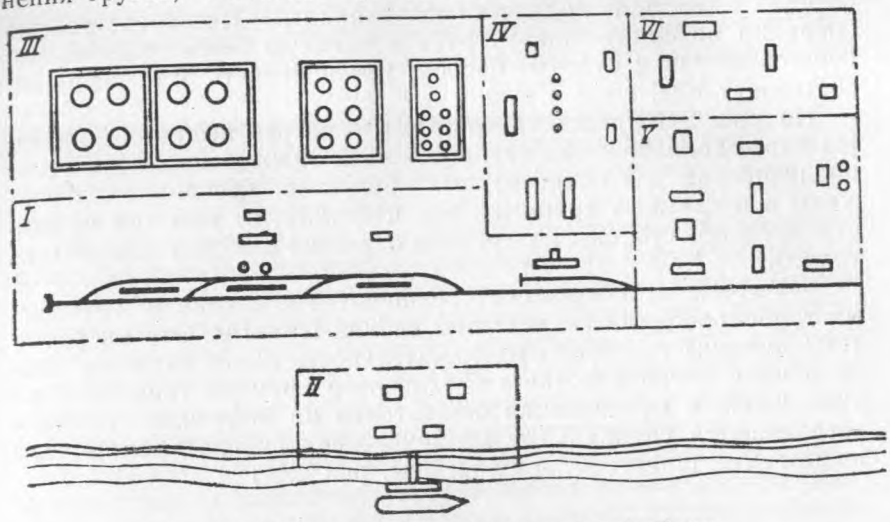


Рис. 240. Схема портовой перевалочной нефтебазы:

I — зона железнодорожного приема, *II* — зона водного приема и отпуска, *III* — зона резервуарного хранения, *IV* — зона розничного отпуска, *V* — зона подсобно-производственных зданий и сооружений, *VI* — зона административно-хозяйственных зданий и сооружений

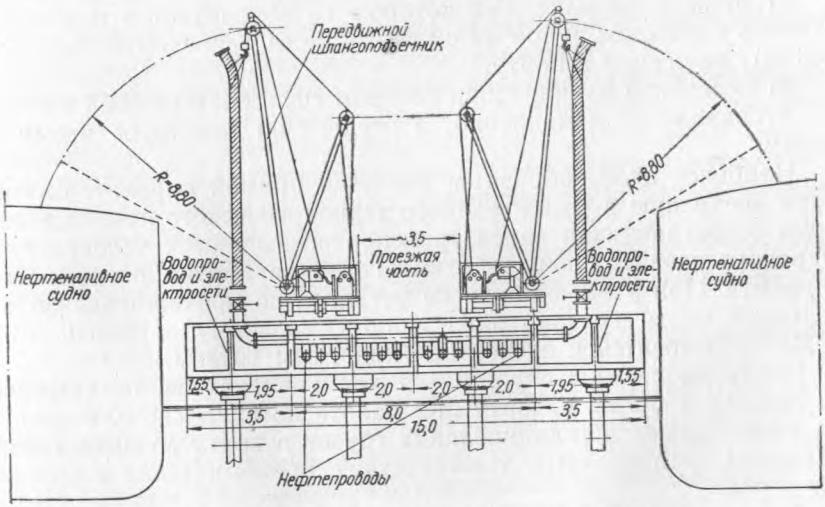


Рис. 241. Схема-разрез нефтяного пирса

темных нефтепродуктов и масел; железнодорожные сливо-наливные фронты, также специализированные по группам нефтепродуктов; разливочные для автотранспорта.

По местным условиям нефтебаза может находиться на большом расстоянии от причалов (несколько километров); в таких случаях целесообразно размещать в порту так называемую буферную емкость и подкачечную станцию. Непосредственные операции по сливу-наливу груза в танкеры осуществляют как береговые, так и судовые насосы; интенсивность этих операций составляет 1000 *т/час* и выше.

На рис. 241 представлена схема — разрез нефтяного пирса. На пирсе проложен ряд трубопроводов, каждый из которых специализирован для определенных продуктов. Трубопроводы уложены в подземных траншеях под настилом, от каждого из них отходят в обе стороны поперечные отростки с перепускными вентилями.

Береговые трубопроводы соединяются с судовыми грузовыми трубопроводами посредством гибких шлангов. Эта операция (ошланговка) по своей продолжительности имеет значение ввиду общего очень короткого стояночного времени танкера. Для убыстрения и механизации ошланговки на нефтяных причалах устраиваются специальные механические приспособления, так называемые шлангоподъемники (см. рис. 241).

§ 119. СКЛАДСКОЕ ХОЗЯЙСТВО

Функции портовых складов. Схема прохождения грузов через порт имеет два основных варианта:

а) прямой вариант, при котором груз передается непосредственно с морских судов на смежные виды транспорта (или обратно), не оседая в порту;

б) складской вариант, при котором груз, поступивший в порт, не отправляется немедленно, а оседает на некоторое время в порту.

Наиболее целесообразным является прямой вариант. Благодаря внедрению в СССР единого технологического процесса работы сопрягающихся видов транспорта, создаются условия для широкого развития переработки грузов в портах по прямому варианту. При этом, однако, не устраняется прохождение определенной части грузов также и по складскому варианту, что особенно относится к экспортно-импортным грузам.

Портовые склады служат для хранения грузов, оседающих на некоторое время в порту при работе по складскому варианту. Необходимость складирования грузов в порту возникает под влиянием транспортных, коммерческих, экономических и других факторов.

Транспортные факторы состоят в том, что погрузка-выгрузка морских судов часто не совпадает по времени и интенсивности с переработкой грузов другими видами транспорта — с погрузкой-выгрузкой железнодорожных вагонов, автомобилей, речных судов.

Коммерческие факторы заключаются в том, что грузы в ряде случаев задерживаются в порту на некоторое время по причинам, связанным с клиентурой.

Экономические факторы оказывают свое влияние в том, что поступление грузов в порт и отправление их из порта в отдельные периоды года взаимно не уравновешивается (в количественном отношении), вследствие чего в порту создаются более или менее длительные сезонные накопления грузов.

Наконец, по некоторым грузам в порту производятся сортировка, перемаркировка, просушка, ремонт тары, что также создает их задержку на известное время.

Поскольку влияние тех или иных из перечисленных факторов может сказываться на всех грузопотоках, то соответственно во всех частях порта должны быть устроены склады, в которых возможно хранить необходимое количество грузов, чем предотвращаются простои судов, вагонов, автомашин. Таким образом, склады в общем комплексе морского порта играют весьма существенную роль, являясь одним из его важнейших элементов, призванных обеспечить бесперебойную работу транспорта.

Классификация складов. Совокупность складов в морских портах характеризуется большим разнообразием. Наиболее существенным является способ хранения грузов в крытых помещениях или на открытых площадках. Соответственно различаются крытые и открытые склады. Промежуточной формой являются склады-навесы, мало распространенные в морских портах.

Крытые склады в свою очередь делятся на: а) одноэтажные и б) этажные (двухэтажные и многоэтажные).

Классификация крытых складов по назначению определяется специализацией причального фронта; соответственно этому различают:

а) склады для сборных штучных (генеральных) грузов;

б) склады для однородного штучного груза (муки, сахара, хлопка, цемента и т. д.);

в) склады, предназначенные для хранения скоропортящихся грузов, снабженные для этого холодильным оборудованием (холодильники);

г) склады для хранения зерна насыпью (зерновые элеваторы, механизированные амбары);

д) склады для хранения порошкообразных грузов без тары (цемента, апатитового концентрата, суперфосфата, соли и т. п.);

е) склады для хранения жидких грузов наливом;

ж) склады для хранения взрывчатых и отравляющих веществ.

Поскольку в состав генеральных грузов входят грузы разных наименований, склады для хранения этих грузов часто не совсем точно называют складами общего назначения, в отличие от всех прочих складов, которые являются складами специализирован-

ными, так как они предназначены для узкой группы грузов и технически для этого приспособлены.

Открытые склады представляют собой предназначенные для хранения грузов участки портовой территории. Они делятся на: склады для металлов, оборудования и других штучных грузов открытого хранения; лесные склады; склады для минерально-строительных материалов; склады для навалочных грузов (угля, руды и т. п.).

По признаку расположения по отношению к причальному фронту различают:

а) склады прикордонные (или склады первой линии);

б) склады тыловые (или склады второй линии).

Следует отметить, что в зарубежных портах тыловые склады принято называть также складами долгосрочного хранения, в отличие от прикордонных, которые называются транзитными складами или складами краткосрочного хранения. Для советских портов такое деление нехарактерно, поскольку долгосрочное хранение грузов не входит в нормальные функции порта, и всемерное сокращение срока пребывания грузов в порту является задачей, стоящей в равной мере перед всеми портовыми складами.

Существенное значение имеет ведомственная принадлежность складов. По этому признаку различают:

а) склады порта, т. е. находящиеся в эксплуатационном ведении порта как транспортного предприятия;

б) склады клиентуры, находящиеся на территории порта, но принадлежащие различным организациям (или арендованные ими у порта).

К складам клиентуры, в частности, относятся такие специализированные склады-предприятия, как элеваторы, холодильники, нефтебазы. Эти склады наряду с функциями, присущими портовым складам, обычно имеют и другие задачи, а именно — долгосрочное хранение грузов и некоторые операции по их технологической обработке.

По основному материалу постройки крытые склады делятся на склады с железобетонным или с металлическим каркасом, склады каменные и деревянные.

Основные размеры и конструктивные типы складов. Наряду с основным материалом постройки важнейшее значение для конструктивной схемы склада имеют число и ширина пролетов, а также продольный шаг опор. С эксплуатационной точки зрения требуется, чтобы ширина пролетов была возможно большей; в одноэтажных складах внутренние колонны не должны препятствовать маневрированию крупных автопогрузчиков, а также въезду грузовых автомобилей.

При проектировании и строительстве портовых складов следует, подобно тому как это делается в промышленном строительстве, придерживаться определенных стандартных основных раз-

меров и унифицированных конструктивных решений. Такая установка — необходимое условие внедрения типового проектирования и индустриальных методов строительства и в первую очередь применения сборных железобетонных конструкций. В настоящее время в СССР основные размеры одноэтажных железобетонных складов морских портов, включая число пролетов и их ширину, унифицированы (табл. 54).

Таблица 54

Основные параметры одноэтажных железобетонных складов

Тип склада	Ширина склада, *м*	Ширина пролетов, *м*	Общие данные для всех типоразмеров
Трехпролетный с одной тыловой рампой	60 48	18+24+18 12+24+12	Продольный шаг опор: наружных — 6 *м* внутренних — 12 *м*
Двухпролетный с одной тыловой рампой	36	18+18	
Однопролетный с одной тыловой рампой или без рамп	24	24	Высота склада (от пола до низа несущих конструкций—6 *м*
Однопролетный без рамп	12	12	

Приведенные в таблице стандартные пролеты не являются, однако, пределом. При современном уровне строительства из сборного железобетона, в частности, путем применения арочных

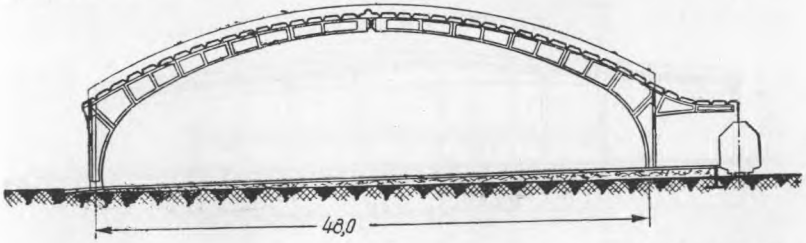


Рис. 242. Однопролетный склад с применением сборных железобетонных арок

сборных железобетонных ферм, технически возможно и экономически целесообразно строить одноэтажные однопролетные склады не только малой, но и большой ширины. Примером может служить однопролетный склад шириной 48 *м* (рис. 242). Полная ликвидация внутренних колонн в однопролетных складах создает наибольшие эксплуатационные удобства.

Длина одноэтажных складов соответствует примерно длине обрабатываемых судов. Унификация (табл. 54) не препятствует строительству склада любой длины; единственное требование,

предъявляемое в этом смысле к длине склада, состоит в том, что она должна быть кратна установленному продольному шагу колонн (12 *м*).

По требованиям пожарной безопасности склад по длине должен разделяться на отсеки посредством устройства брандмауерных стен. Условия размещения брандмауерных стен определяются предельно допустимой площадью отсеков, которая нормируется в зависимости от степени огнестойкости здания и характера хранимых грузов.

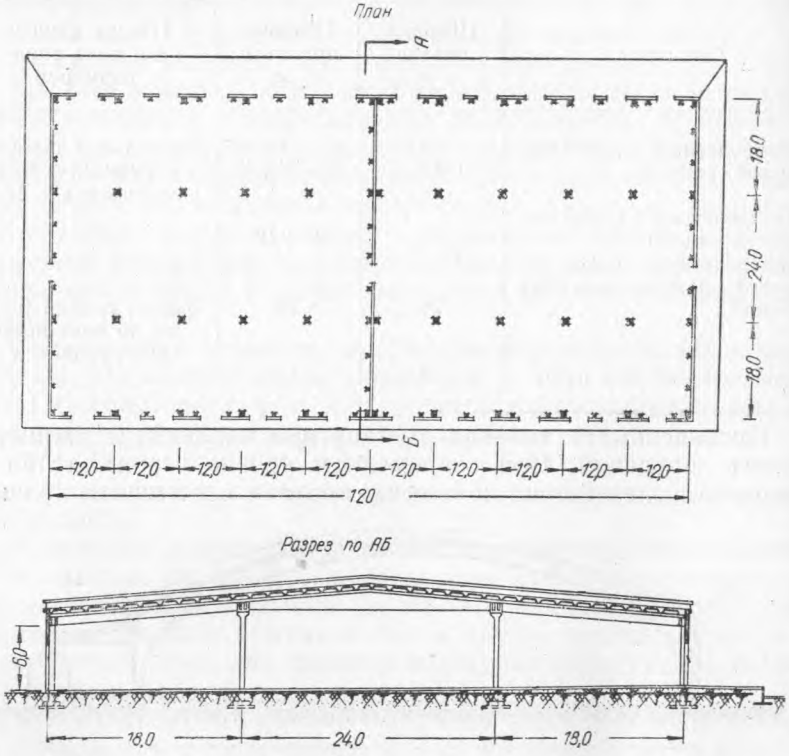


Рис. 243. Трехпролетный типовой склад с железобетонным каркасом

Высота склада должна быть достаточной для выкладки высоких штабелей груза в соответствии с техническими возможностями современных автопогрузчиков; этому требованию соответствует принятая в настоящее время в качестве минимальной высота 6 *м* (считая от пола до низшей точки конструкции покрытия склада).

Унифицированная конструкция одноэтажных складов предусматривает применение сборного железобетона. Основная несущая конструкция здания склада решается в виде сборной железобетонной рамы с жестким защемлением стоек в фундамен-

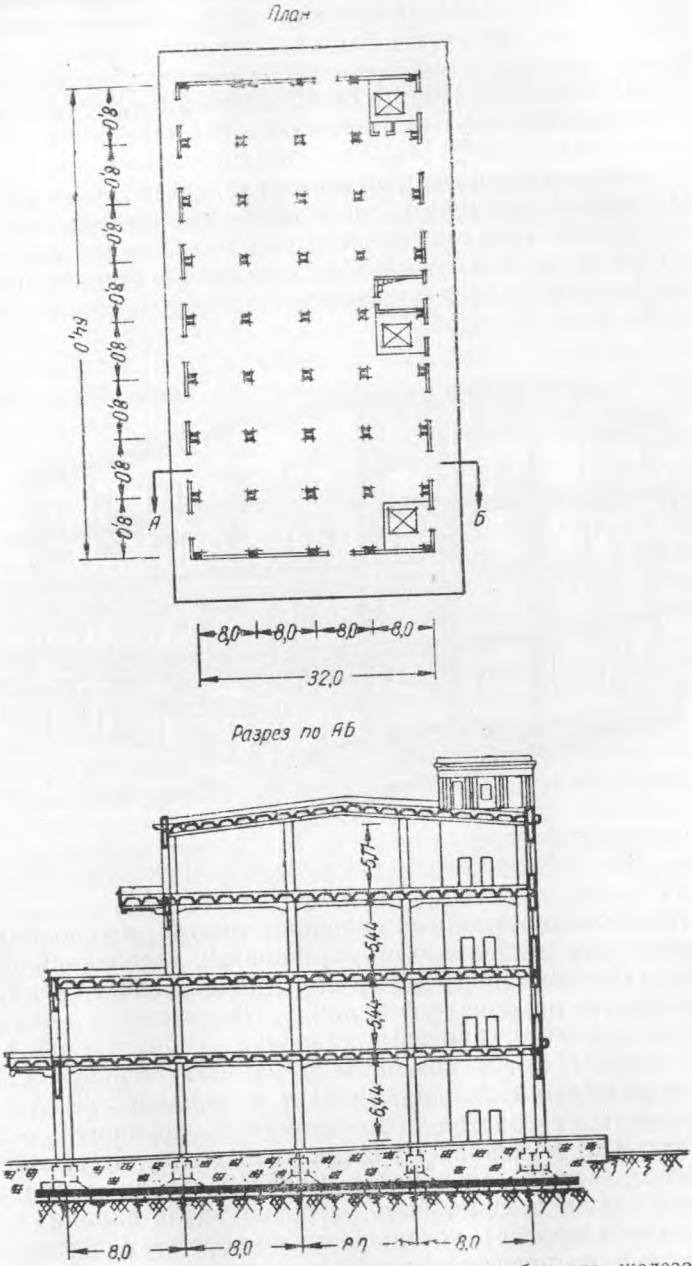


Рис. 244. Схема четырехэтажного склада из сборного железобетона

ты и верхними шарнирными узлами. Заполнение железобетонного каркаса склада возможно из различных материалов — кирпичных и бетонных блоков, железобетонных ребристых панелей.

Примером современного одноэтажного склада, предназначенного для размещения на причалах, обслуживающих крупнотоннажные суда, служит типовой трехпролетный склад шириной 60 *м* с железобетонным каркасом (рис. 243).

Одноэтажные склады — наиболее экономичный и удобный тип портовых складов, получивший наибольшее распространение. Однако во многих случаях они не могут дать нужной емкости, что вынуждает прибегать к строительству в портах также и этажных складов.

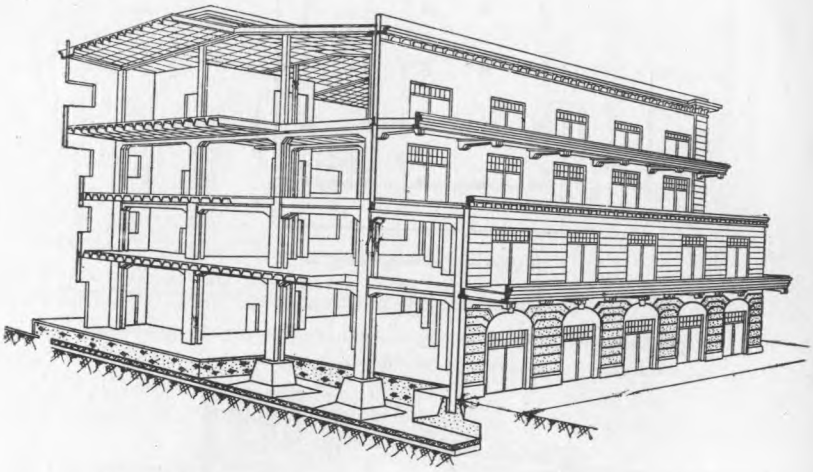


Рис. 245. Четырехэтажный склад из сборного железобетона

Строительство этажных складов в портах, в условиях предъявления к ним высоких эксплуатационных требований (большие пролеты, большие нагрузки на пол), представляет собой довольно серьезную инженерную задачу. Двухэтажные склады при обычных в портах грунтовых условиях (допускаемая нагрузка 1,5—2 *кг/см*^{2}) могут возводиться на естественном основании; для трехэтажных складов возникает, в большинстве случаев, необходимость устройства дорогостоящего свайного основания либо укладки сплошной фундаментной плиты. Кроме того, для приемо-отпускных операций с морской стороны на уровне третьего этажа должна быть устроена вдоль склада грузовая платформа (терраса), которая также удорожает стоимость склада. Устройство искусственного основания и верхней платформы в равной степени требуется как для трехэтажных, так и для четырехэтажных складов; поэтому при прочих равных условиях

строительство четырехэтажных складов более экономично, чем трехэтажных.

Четырехэтажные склады дают возможность удовлетворять наиболее высоким требованиям в отношении размера емкости, предъявляемым в портах СССР. Характерным представителем этого типа складов может служить склад генеральных грузов, решенный в сборном железобетоне (рис. 244 и 245). Ширина пролета (поперечный шаг колонн) этого склада равна 8 *м*; продольный шаг принят таким же, что создает квадратную сетку колонн 8×8 *м*.

Высота верхних этажей многоэтажных складов в советских портах принимается 4,5 *м* (от пола до низших точек конструкции перекрытия).

При устройстве открытых складов должны быть осуществлены вертикальная планировка территории площадок, водоотвод, одежда.

Выбор одежды складских площадок зависит от назначения склада. Для штучных грузов следует устраивать капитальные покрытия (цементобетон, асфальтобетон), создающие хорошие условия для работы перегрузочных машин и сохранности груза. Для складов навалочных грузов допускаются более простые и дешевые покрытия; однако и в этих случаях в прикордонной полосе интенсивно работающих причалов целесообразно применение цементобетонного покрытия. Вся площадь открытых складов должна обслуживаться перегрузочными машинами, принятыми в схеме оборудования данного причала.

При организации угольных складов необходимо учитывать свойство самонагревания и самовозгорания угля. Основная причина самонагревания угля заключается в его способности поглощать кислород. В процессе поглощения кислорода происходит выделение тепла, что способствует продолжению процесса поглощения кислорода. Кроме того, влага, попадая в уголь, смывает окисленные поверхности и этим также способствует развитию процесса окисления и выделения тепла.

Воздух, поступающий в штабель извне, оказывает, таким образом, непосредственное влияние на окисление угля и выделение тепла; нагревание воздуха и самого угля в свою очередь вызывает дополнительные явления, усиливающие развитие процесса самонагревания.

В основу современных мер по борьбе с самонагреванием угля положен принцип защиты штабеля от проникновения в него воздуха. На этом основании рекомендуется увеличение размеров штабелей и их уплотнение.

В портах, осуществляющих перевалку угля, его хранение носит краткосрочный характер, и уплотнение штабелей практически трудно применить. Для портовых складов угля основным средством борьбы с самонагреванием и возгоранием являются выемка разогревшегося угля на запасные площадки, а также

применение для неустойчивых углей ограничения высоты штабелей. С этой целью независимо от выбранной системы механизации перегрузочных работ угольный склад должен быть снабжен грейферным оборудованием, а также иметь запасные площадки для охлаждения разогревшегося угля площадью 5% от площади штабелей угля, подверженного самонагреванию.

Высота штабелей для устойчивых углей (антрациты всех сортов и каменные угли марки Т) не ограничивается. Для углей, подверженных самонагреванию, поскольку не применяется уплотнение штабелей, высота их ограничивается в пределах от 2 до 8 *м*, в зависимости от характеристики данного угля и продолжительности хранения.

Эксплуатационные требования к складам. В соответствии с назначением складов все предъявляемые к ним эксплуатационные требования могут быть разбиты на три группы:

удобство и достаточная производительность устройств по приему и отпуску грузов (приемо-отпускных фронтов);

обеспечение сохранности грузов;

достаточная емкость.

Приемо-отпускные фронты должны обеспечить производительность работ по приему грузов на склад и отпуску со склада в соответствии с требуемой интенсивностью обработки судов и подвижного состава смежных видов транспорта.

В одноэтажных складах к элементам приемо-отпускных устройств относятся складская механизация, рампы, ворота и весы.

Складская механизация служит для приема груза на склад, укладки его в штабель и соответствующих обратных операций. Основным современным типом машин для осуществления этих операций на складах штучных грузов являются автопогрузчики, что и предъявляет к складу требование иметь возможно меньше внутренних колонн, а также прочный пол.

Рампы представляют собой повышенные площадки (платформы), устраиваемые вдоль склада, на одном уровне с его полом. Назначение рамп состоит в том, чтобы создать удобство погрузки-выгрузки вагонов и автомашин. Однако вместе с тем рампа является помехой для движения машин внутрь склада и обратно. Поэтому в настоящее время на складах предпочитают устраивать рампу только вдоль тыловой стороны, с назначением ее для приема-передачи грузов в вагоны и на автомашины; другую сторону оставляют без рампы, давая возможность беспрепятственного въезда внутрь склада автопогрузчиков и тележек.

При однорамповом складе несколько осложняется вертикальная планировка окружающей территории; в этом случае полу склада придают обычно небольшой поперечный уклон порядка 1—1,5%. Такой уклон, не нанося ущерба эксплуатационным

качествам склада, дает возможность создать необходимую разность отметок между безрамповой стороной склада и рампой.

В современных складах устраивают просторные рампы (шириной 6—7 *м*), позволяющие маневрировать на них автопогрузчикам.

По торцовым сторонам склада устраиваются боковые пологие съезды (пандусы), служащие для сообщения между территорией причала и рампой, минуя склад, а также для въезда в склад через торцовые ворота.

Ворота представляют собой ответственную часть портового склада; они подвергаются интенсивному износу, ввиду чего их конструкции должно быть уделено особое внимание. В настоящее время имеются различные типы подъемных ворот, внедряемых при строительстве складов в советских портах, в частности, подъемные шторные ворота с электромеханическим приводом (конструкция Черноморпроекта).

Насыщенность склада воротами, их число и размеры имеют большое значение. Создание широкого фронта ворот содействует увеличению приемо-отпускной способности склада. В практике зарубежного портостроения существует стремление максимально насытить склад воротами, вплоть до возможности сплошного раскрытия склада. В портах СССР при продольном шаге наружных опор одноэтажных складов 6 *м* ворота подъемного типа устраиваются соответственно через каждые 6 *м*, что вполне удовлетворяет эксплуатационным требованиям.

Размеры проемов ворот должны обеспечить возможность беспрепятственного движения автопогрузчиков и тележек, а для одноэтажных складов и первых этажей многоэтажных, кроме того и возможность заезда грузовых автомобилей и некоторых автомобильных кранов. Для удовлетворения этих требований, а также для удобного обслуживания прилегающей к стене складской площади, ширина проемов должна быть не менее 5 *м*, высота — 4 *м*; на верхних этажах достаточна высота проема 3 *м*.

Весы представляют собой существенный элемент в организации приемо-отпускных операций, поскольку взвешивание требуется для определенной номенклатуры грузов. Для того чтобы процесс взвешивания не лимитировал производительность отпуска или приема грузов, должны быть обеспечены достаточное число весов, удобное их расположение по отношению к путям движения автопогрузчиков и тележек, быстрота взвешивания. При большом количестве грузов, подлежащих взвешиванию, на складах могут быть устроены врезные стационарные весы. Для стационарной установки на портовых складах требуются весы вагонеточного типа, но с увеличенными размерами платформы и повышенной точностью взвешивания. С целью дальнейшей рационализации процесса взвешивания следует внедрять на весах

специальные устройства, посредством которых взвешивание и запись его результатов производятся автоматически.

В этажных складах, кроме перечисленных элементов, возникает надобность в дополнительных приемо-отпускных устройствах, к которым относятся грузовые лифты, балконы, верхние платформы (террасы), наружная складская механизация. Грузовые лифты размещаются внутри склада в специально устраиваемых шахтах. Требуемая грузоподъемность лифтов составляет 3—5 *т*.

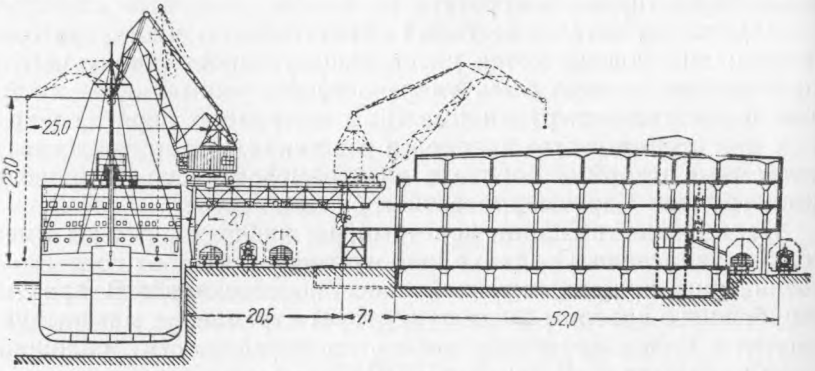


Рис. 246. Пятиэтажный склад в Стокгольмском порту с внутренней рампой

Балконы и верхние платформы служат для непосредственного приема-отпуска грузов с верхних этажей (минуя первый этаж и лифты). Эти операции обычно осуществляются портальными кранами (как прикордонными, так и тыловыми), поэтому балконы должны обладать прочностью, соответствующей не только условиям движения груженых тележек, но и динамическим воздействиям груза, опускаемого на балкон кранами.

Наружная складская механизация служит для подъема груза с рамп, железнодорожных платформ и автомашин на верхние этажи. Это различного типа настенные краны небольшой грузоподъемности (0,5—1,5 *т*) и небольшого вылета. При наличии лифтов эти краны имеют главным образом резервное, вспомогательное назначение.

Сохранность грузов на складах обеспечивается надлежащим устройством склада и эксплуатационными мерами.

Особенно существенным является требование к кровле и воротам, которые должны надежно защищать склад от проникновения в него атмосферных осадков. Кроме того, для защиты погрузочных фронтов в районах с большим количеством осадков рекомендуется перекрывать рампы навесами (см. рис. 242) или устраивать внутренние рампы (рис. 246).

Специальные конструктивные мероприятия принимаются против проникновения в склад грызунов.

Противопожарными мероприятиями служат огнестойкость конструкции склада, устройство брандмауерных стен, устройство противопожарного водопровода и электрической пожарной сигнализации.

В необходимых случаях склады оборудуются спринклерной системой, посредством которой осуществляется автоматически ликвидация пожара при его возникновении.

Специализированные склады в зависимости от своего назначения снабжаются системами отопления, охлаждения и искусственной вентиляции.

Емкость является важнейшей технико-эксплуатационной величиной, характеризующей склад. Она представляет собой количество груза E, могущее единовременно храниться на складе, и выражается формулой

$$E = П \cdot K_П \cdot q, \qquad (170)$$

где $П$ — полезная складская площадь, $м^2$;

$K_П$ — коэффициент использования полезной площади для непосредственного хранения грузов;

q — расчетное количество грузов в $т$, укладываемых на 1 $м^2$ площади.

Из приведенного выражения устанавливается размер площади склада, необходимой для удовлетворения заданной емкости [1].

Полезная складская площадь представляет собой всю пригодную для складирования площадь склада; для того чтобы получить полезную складскую площадь крытого склада, нужно из его строительной (т. е. полной) площади вычесть площадь, занятую строительными конструкциями, служебными помещениями и стационарным оборудованием (лифты, врезные весы и т. п.), составляющую обычно от 5 до 10% строительной площади. Для получения полезной площади открытого склада следует из общей площади выделенного под склад участка территории вычесть площади, занятые железнодорожными путями, основными автодорогами и стационарным оборудованием (весы и др.).

Коэффициент использования полезной площади склада $K_П$ представляет собой отношение площади, непосредственно занятой под груз, к полезной складской площади. Коэффициент $K_П$ учитывает необходимость выделения известной части полезной складской площади под проезды, проходы, разрывы между штабелями и стенами, оперативные площадки у весов и лифтов. Числовые значения этого коэффициента нормируются в зависимости от типа и ширины складов и характера хранимых грузов (табл. 55).

[1] Метод определения потребной емкости складов был изложен выше в главе XI раздела III.

Таблица 55

Значения коэффициента использования полезной площади крытых складов

Тип складов	Ширина склада, *м*	*Кп* при хранении крупнопартионных грузов	*Кп* при хранении мелкопартионных грузов
Одноэтажные	Менее 24	0,65	0,60
»	24—36	0,70	0,60
»	Свыше 36	0,75	0,65
Двух- и многоэтажные .	Менее 36	0,60	0,50
» .	36—48	0,65	0,55
» .	Свыше 48	0,70	0,60

Расчетное количество грузов, укладываемых на 1 $м^2$ площади, непосредственно занятой под груз (норма загрузки складов), зависит от характера груза и места его хранения. В табл. 56 приводятся примерные нормы загрузки складов по сборным грузам. Нормы для сборных грузов применяются при определении емкости складов с разнообразным грузооборотом штучных грузов; для определения емкости специализированных складов, а также при наличии в составе грузооборота склада преобладающего вида груза загрузка определяется конкретным расчетом по данному грузу.

Таблица 56

Загрузка складов на 1 $м^2$ площади, непосредственно занятой грузом (в *т*)

Наименование грузов	Крытые склады		Открытые складские площадки
	первые этажи	верхние этажи	
Различные штучные грузы (сборные)	1.5	1,3	—
Металлы и металлоизделия	3,0	2,0	4,0
Оборудование, машины	—	—	1,5
Промышленные и продовольственные (не скоропортящиеся) товары народного потребления в складах, обслуживающих местное сообщение	1,0	—	—

Приведенные в табл. 56 нормы по сборным грузам являются средними расчетными величинами, учитывающими наличие легких (кубатурных) грузов, при хранении которых не используются технически возможные нагрузки на пол складов. Соответственно этому при проектировании складов расчет полов и междуэтажных перекрытий ведется на более высокие нагрузки, а именно: для первых этажей — 3 $т/м^2$, для верхних этажей — 1,5—2 $т/м^2$.

Глава XXXII

ОБОРУДОВАНИЕ ПОРТОВ ДЛЯ ПАССАЖИРСКИХ ОПЕРАЦИЙ

§ 120. СХЕМЫ ОБОРУДОВАНИЯ ПОРТОВЫХ ПАССАЖИРСКИХ РАЙОНОВ

Во всех морских портах, имеющих более или менее значительный пассажирооборот, пассажирские операции производятся в специально выделенном районе.

Основными элементами пассажирского района порта являются:

а) причалы для пассажирских судов;

б) пассажирское здание — морской вокзал или павильон;

в) привокзальная площадь.

На планировку пассажирского района существенное влияние оказывает необходимость приспособления к особенностям различных типов пассажирских судов и видов пассажирских линий.

Различия в типах и размерах судов и в методах эксплуатационного обслуживания пассажирских линий настолько существенны, что они в ряде случаев определяют необходимость соответствующей специализации причалов внутри пассажирского района. В тех случаях, когда на дальних линиях работают крупные пассажирские суда, целесообразно выделить для них причалы отдельно от причалов местных линий, на которых работают небольшие суда.

Как правило, всегда выделяются причалы для катеров пригородного (и городского) сообщения. При этом вместе с причалами обособляются и другие элементы, образующие с ними участок пригородного сообщения: отводится территория с широким доступом на нее со стороны города, устраиваются павильоны для пригородных пассажиров и осуществляется соответствующее архитектурное оформление.

Пассажирские суда (за небольшими исключениями), как правило, имеют грузовые трюмы, т. е. по существу являются грузопассажирскими судами. Отсюда возникает задача при обработке таких судов производить наряду с пассажирскими также и грузовые операции; эта задача может быть решена двояко:

1) пассажирские и грузовые операции производятся на разных причалах; однако это решение практически трудно осуществимо, особенно в промежуточных портах, поэтому примеры такой схемы пассажирского района сравнительно редки (Лондон, Ливерпуль, Ла-Рошель);

2) грузовые и пассажирские операции осуществляются совместно на одних и тех же причалах.

В последнем случае схема пассажирских районов несколько осложняется: возникает необходимость оборудования причалов перегрузочными устройствами, складами, средствами внутрипор-

тового грузового транспорта, а также принятия мер для отделения пассажирских операций от грузовых. Эффективным приемом такого разделения является устройство на пассажирских причалах специальных эстакад. Схема планировки и взаимное рас-

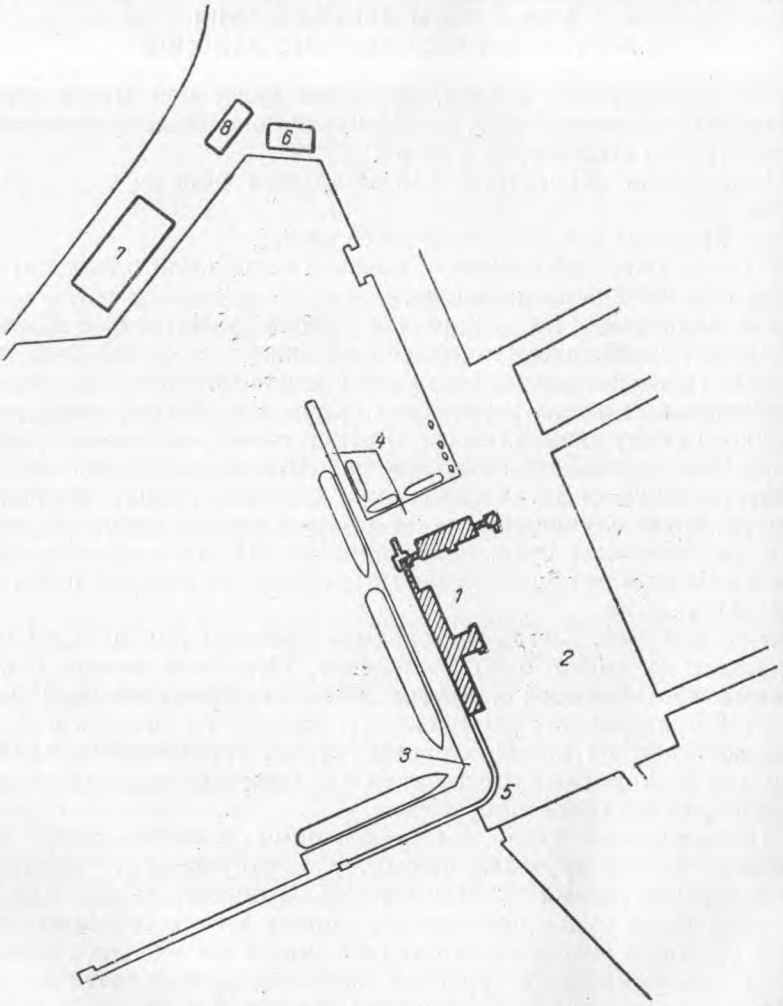


Рис. 247. Схема планировки пассажирского порта:
1 — морской вокзал, *2* — привокзальная площадь, *3* — пассажирские причалы дальних линий, *4* — пассажирские причалы пригородных линий, *5* — эстакада, *6* — ангар морских такси, *7* — грузовой причал, *8* — ремонтные мастерские

положение элементов пассажирского района, осуществляющего также небольшие грузовые операции, иллюстрируются на примере схемы пассажирского порта, представленной на рис. 247. Здесь пассажирские операции на причалах дальнего сообщения

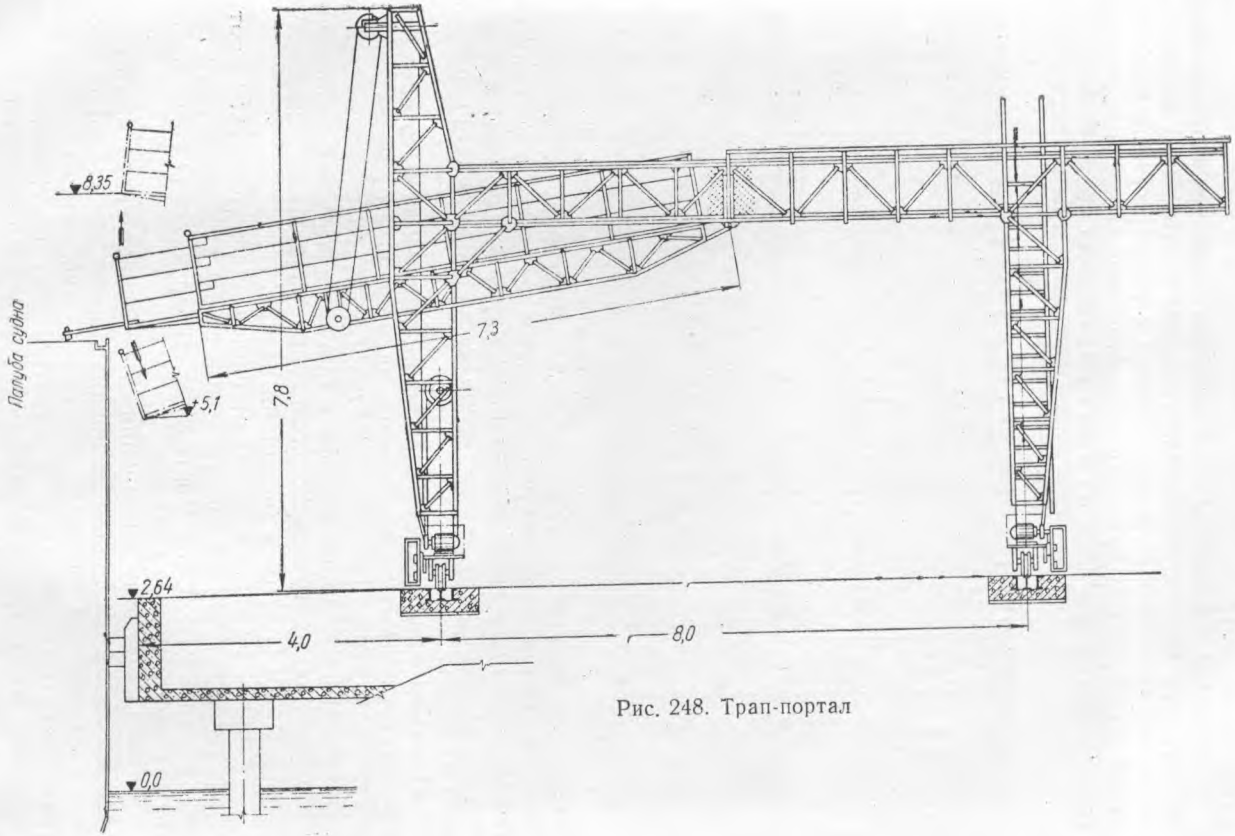


Рис. 248. Трап-портал

производятся в верхнем уровне, для чего на причалах сооружены эстакады и трап-порталы, связывающие эстакады с палубой судна (рис. 248).

Основным элементом трап-портала является вращающаяся на шарнире сходня, которая при помощи подъемного механизма может принимать различные уклоны к горизонту (вниз до 16° и вверх до 6°), благодаря чему создается возможность обслуживания разных судов. Сходня имеет выдвижную часть.

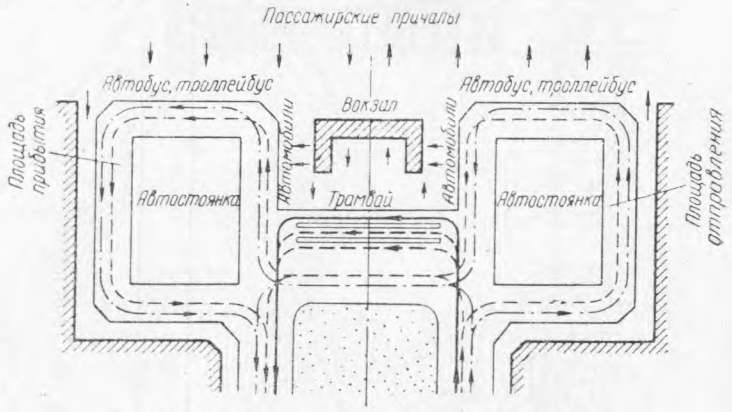


Рис. 249. Схема привокзальной площади

Посадка пассажиров производится из помещений, расположенных на втором этаже вокзала на одном уровне с эстакадами, так что поток пассажиров движется от вокзала к судну без подъемов и спусков. Высадка пассажиров производится минуя здание вокзала — непосредственно с эстакады на привокзальную площадь.

Причалы пригородного сообщения расположены в специальном внутреннем бассейне, хорошо защищенном от волнения. На территорию этих причалов имеется доступ со стороны города, независимый от здания вокзала и причалов дальнего сообщения. На причалах пригородного сообщения размещены павильоны для продажи билетов и ожидания катера.

В стороне от пассажирских причалов находится район порта, где размещены причал для грузовых судов, судоремонтный причал, а также ремонтные мастерские, ангар морских такси и другие вспомогательные объекты.

К пассажирскому району порта непосредственно примыкает привокзальная площадь; она предназначена для создания удобных и безопасных условий пересадки пассажиров с морского транспорта на городской и обратно. Это обусловливает выполнение ряда требований по планировке привокзальной площади и организации движения на ней, как-то: обеспечение достаточного фронта подъездов и подходов со стороны города; спе-

циальные площадки для стоянки различных средств городского транспорта; движение по площади по принципу непрерывного потока (рис. 249). Размер привокзальной площади колеблется обычно в пределах от 1,5 до 2,5 *га*.

Важное значение придается связи морского вокзала с железнодорожным, а также с аэропортом и междугородной автобусной станцией. В практике мирового портостроения имеется ряд примеров объединения морского и железнодорожного вокзалов в едином пассажирском комплексе.

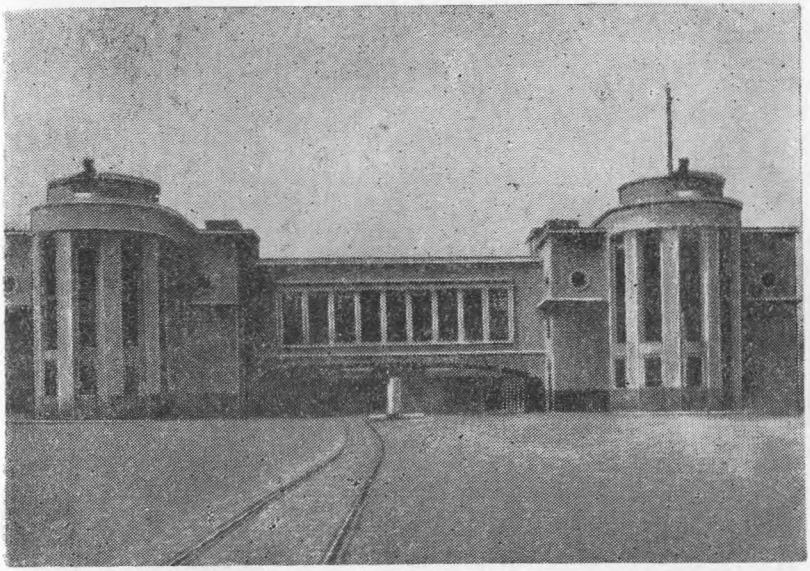


Рис. 250. Морской вокзал в Неаполе

В Саутгемптоне, например, вдоль причала, принимающего крупнейшие океанские лайнеры, построено двухэтажное здание вокзала длиной 388 *м*. С тыловой стороны вокзала проходят два железнодорожных пути с платформой, куда подаются пассажирские поезда. Последовательность движения пассажиров, прибывающих морем, следующая: палуба—телескопический береговой трап—второй этаж вокзала (залы ожидания и таможенного досмотра) — спуск по эскалатору на нижний этаж — посадка на поезд или автомобиль. Автомобили пассажиров и багаж обрабатываются на первом этаже. На причале перед вокзалом устроена специальная крытая терраса для встречающих.

В Неаполе на причалах, расположенных по обе стороны здания вокзала, осуществляются как пассажирские, так и грузовые операции. Вдоль здания вокзала на уровне второго этажа простираются широкие террасы, которые соединяются с судном механическими трапами. Обширная привокзальная пло-

щадь (рис. 250) позволяет удобно останавливаться сухопутным транспортным средствам. К вокзалу регулярно подаются пассажирские поезда.

§ 121. МОРСКИЕ ПАССАЖИРСКИЕ ВОКЗАЛЫ

В зависимости от значимости и характера пункта расположения морских вокзалов, а также от размера пассажиропотока морские вокзалы СССР можно разделить на четыре разряда, согласно данным, приведенным в табл. 57.

Таблица 57

Классификация морских вокзалов

Разряд морского вокзала	Пункты расположения вокзалов	Пассажировместимость вокзала
Первый	В столицах союзных республик; в больших областных и промышленных центрах; в крупнейших морских портах; в курортных пунктах союзного значения	800 человек и выше
Второй	В областных промышленных центрах; в крупных морских портах; в курортных пунктах республиканского значения	От 400 до 800 человек
Третий	В районных центрах; на курортах местного значения	От 150 до 400 человек
Четвертый (пассажирские павильоны)	В пунктах обслуживания пригородного, внутригородского и местного сообщения	До 150 человек

Примером морского вокзала первого разряда является недавно построенный вокзал Сочинского порта (рис. 251).

Отнесение вокзала к тому или иному разряду определяет его архитектурное оформление, состав помещений и частично размеры помещений; основной показатель для определения размеров помещений вокзала — его пассажировместимость. Указанные в табл. 57 диапазоны пассажировместимости являются лишь примерными величинами; в каждом отдельном случае пассажировместимость подлежит расчетному определению в качестве важнейшей исходной величины при проектировании вокзала.

Пассажировместимость морского вокзала, т. е. количество пассажиров, которое может в нем одновременно находиться, зависит:

а) от количества пассажиров, совершающих посадку в данном порту на одно судно;

б) от числа судов, одновременно или с коротким интервалом отправляемых из порта.

Организация движения пассажирских судов должна быть построена таким образом, чтобы в одном порту не возникало одновременного захода встречных судов, а суда параллельных линий

отходили из порта с интервалами. При соблюдении этих требований потребная пассажировместимость вокзала соответствует количеству пассажиров, совершающих посадку на одно наибольшее судно; при этом считается, что число провожающих компенсируется числом пассажиров, совершающих посадку минуя здание вокзала.



Рис. 251. Сочинский морской вокзал

В крупных пассажирских портах, обслуживающих много линий и крупные пассажиропотоки, весьма затруднительно избежать отхода одновременно двух или даже более судов. В этих случаях пассажировместимость вокзала $E_в$ определяется по выражению

$$E_в = П_1 + П_2, \qquad (171)$$

где $П_1$, $П_2$ — расчетные количества пассажиров, совершающих посадку на одновременно отходящие суда.

Пассажиры, прибывающие в порт морем, как правило, редко пользуются вокзалом, поэтому их число не влияет на определение пассажировместимости.

Все расчеты по определению пассажировместимости производятся применительно к месяцу наибольшей работы.

Помещения морского вокзала. Основными помещениями морского вокзала являются помещения для обслуживания пассажиров. К ним относятся: вестибюль, залы ожидания, ресторан, билетные и багажные кассы, багажные помещения,

камеры хранения ручной клади и ряд других. Площади всех этих помещений устанавливаются в зависимости от расчетной пассажировместимости вокзала и его разряда. При этом вестибюль, залы ожидания и некоторые другие помещения нормируются из расчета на единицу пассажировместимости вокзала (т. е. на одного пассажира), а остальные — на весь вокзал в целом.

При определении размеров площадей помещений для обслуживания пассажиров необходимо учитывать характер пассажиропотока. Так, если в составе пассажиропотока преобладают пассажиры-курортники, площадь некоторых помещений может быть уменьшена (помещения матери и ребенка, багажные помещения). Для пассажиров-переселенцев, наоборот, следует увеличивать площади этих помещений, а также комнат длительного отдыха. Аналогичное увеличение помещений требуется также в портах с большими интервалами захода пассажирских судов.

Часть пассажирских помещений, особенно в южных портах, устраивается открытыми, в виде террас и веранд с тентами.

Особую группу пассажирских помещений составляют комнаты для членов правительства.

Помимо помещений для обслуживания пассажиров, являющихся основными, морской вокзал должен иметь:

а) административно-служебные помещения, в состав которых входят кабинет начальника вокзала, приемная, комната дежурного по вокзалу, контора и ряд других;

б) помещения различных обслуживающих учреждений: почты и телеграфа, сберкассы, досмотрового зала таможни (на вокзалах, обслуживающих суда загранплавания) и др.

Ориентировочная площадь всех помещений морского вокзала приводится в табл. 58.

Таблица 58

Наименование помещений вокзала	Площадь помещений, $м^2$			
	I разряд	II разряд	III разряд	IV разряд
Помещения обслуживания пассажиров:				
а) на весь вокзал в целом . .	750	550	360	180
б) кроме того, на одного человека расчетной пассажировместимости	1	1	1	1
Административно-служебные помещения	200	180	120	30
Помещения других ведомств (без таможни)	100	80	50	5
Помещения для членов правительства	60	50	40	—

Все помещения располагаются в здании морского вокзала соответственно их функциональному назначению. Билетные и багажные кассы, справочные бюро, кабинет дежурного по вок-

залу, санузлы размещаются в вестибюле или в непосредственной близости от него.

Вестибюль — одно из важнейших помещений вокзала — располагается на первом этаже. Однако в тех случаях, когда перед вокзалом находятся железнодорожные пути или на первом этаже вокзала размещается склад генеральных грузов, вестибюль выносится на второй этаж.

Залы ожидания могут размещаться как на первом, так и на втором этажах.

Багажные помещения, камеры хранения ручной клади устраиваются в полуподвальном или первом этаже, ближе к выходу, связанному с удобным подъездом.

Помещения матери и ребенка, ресторан, административно-служебные помещения размещаются обычно на втором этаже.

Глава XXXIII

ТРАНСПОРТНОЕ ОБОРУДОВАНИЕ ПОРТОВ

§ 122. ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОЕ ОБОРУДОВАНИЕ ПОРТА

Значение железнодорожного оборудования порта

Основная функция морского порта состоит в передаче грузов между морским транспортом и другими видами транспорта. В отдаленных районах Крайнего Севера, лишенных пока железнодорожного транспорта, возможно сооружение и развитие портов без железной дороги. В остальных районах СССР существенное развитие любого грузового порта немыслимо без соединения его с сетью железных дорог, в противном случае такой порт может иметь лишь узко местное значение.

Грузооборот портов по перевалке грузов с железной дороги на море и обратно имеет крупные перспективы роста, особенно в связи с развитием перевозок в прямом смешанном сообщении. В капиталистических странах водный и железнодорожный транспорт ведут между собой жестокую конкурентную борьбу за грузы; в СССР эти виды транспорта сотрудничают и дополняют друг друга. Целесообразным сочетанием железнодорожных, морских, речных и автомобильных путей создается кратчайший, наиболее выгодный и удобный для клиентуры маршрут следования грузов по единому транспортному документу от пункта отправления до пункта назначения.

Для осуществления функции передачи грузов между морским и железнодорожным транспортом порт должен располагать надлежащим железнодорожным оборудованием, а работа порта и железной дороги должна быть увязана в едином технологическом процессе.

В отношении схемы путевого развития порты принципиально отличаются от промышленных предприятий, в которых железнодорожные пути являются так называемыми подъездными путями

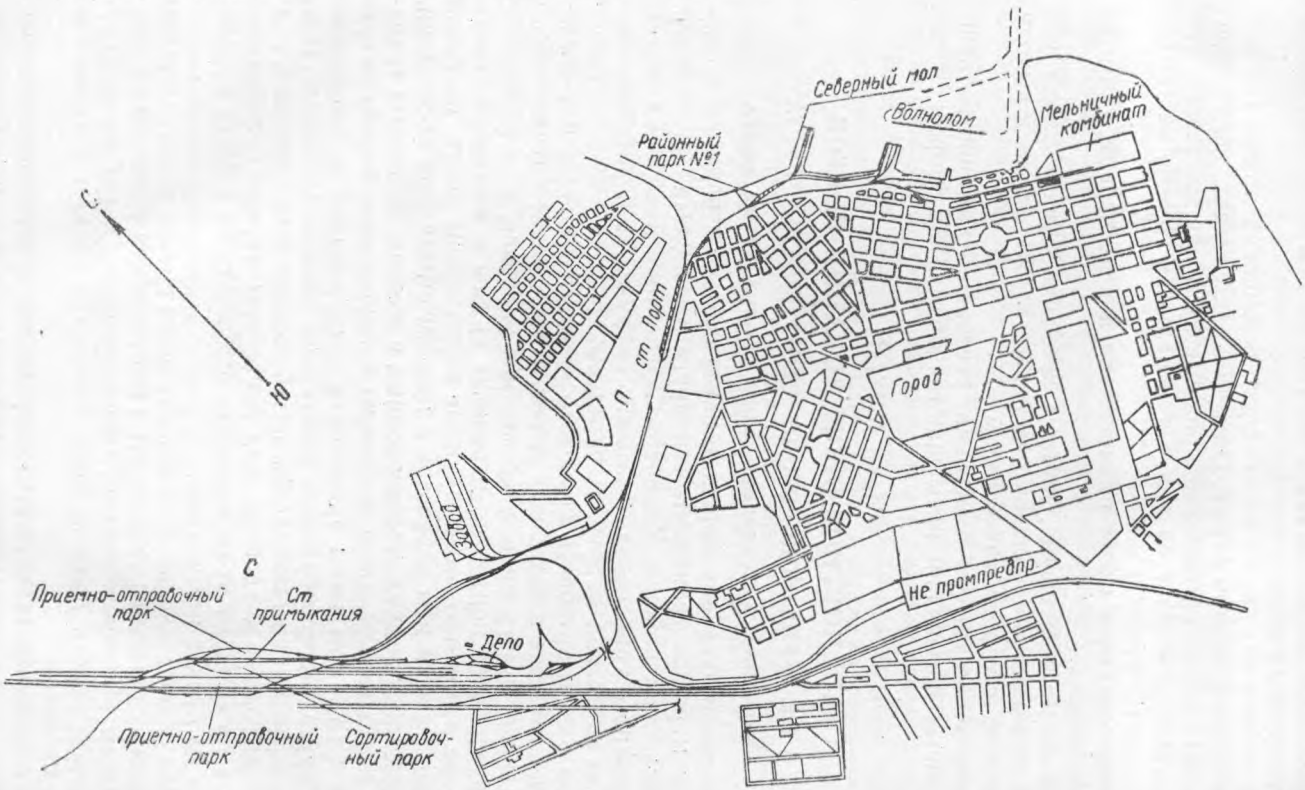


Рис. 252. Схема портового железнодорожного узла

необщего пользования, соединенными с общей сетью железных дорог СССР в пункте примыкания. Железнодорожные пути в портах, будучи предназначены для передачи грузов с одного вида транспорта на другой, относятся к общей сети железных дорог СССР. В соответствии с этим, в отличие от подъездных путей промышленных предприятий, они принадлежат железной дороге и находятся в ее эксплуатационном ведении, что определяет и схему путевого развития порта. В портах нет надобности в организации приемо-сдаточных операций и в устройстве обменных парков, также как нет надобности иметь собственное тяговое хозяйство. С точки зрения железной дороги порт представляет собой грузовую станцию, на которую распространяются все действующие на железных дорогах правила эксплуатации и технические условия проектирования. При этом портовые грузовые станции часто обслуживают не только порт, но и близлежащие промышленные предприятия.

Организация маневровой работы железнодорожного узла по обслуживанию порта в общем виде представляется следующей (рис. 252). Грузовая портовая станция (*П*) соединена с сортировочной станцией узла (*С*), которая по отношению к порту является станцией примыкания. Эта станция принимает поступающие из страны поезда, производит основную сортировочную работу и формирует поезда-передачи назначением в порт.

Поездные (линейные) локомотивы, доставляющие поезда на станцию *С*, берут на ней сформированные поезда для следования в страну в обратном направлении. Поезда-передачи в адрес порта доставляются на грузовую портовую станцию специально выделенными для этой цели вывозными локомотивами. Обращение вывозных локомотивов по соединительной ветви между станциями *П* и *С* подчиняется всем правилам движения поездов по перегону.

Грузовая портовая станция принимает от сортировочной станции узла (станции примыкания) поезда-передачи и соответственно формирует их в обратном направлении. Портовая станция производит сортировку поступивших вагонов по районам порта и погрузочно-разгрузочным фронтам и формирует маневровые передачи в районные парки порта. Для маневровой работы между портовой станцией и районными парками выделяются специальные маневровые локомотивы.

Схема путевого развития порта

Грузовая портовая станция, так же как и соединенная с нею сортировочная станция, составляет часть более обширного комплекса — железнодорожного узла, являющегося пунктом слияния нескольких железнодорожных линий или пунктом совместной работы нескольких станций. Вместе с тем грузовые портовые станции имеют свои особенности, отличающие их от других

грузовых станций и вытекающие из специфического характера их назначения. К этим особенностям относятся: разбросанность погрузочно-разгрузочных фронтов на обширной территории, выполнение погрузочно-разгрузочных работ силами и средствами порта, необходимость обеспечить высокоинтенсивные операции по обработке судов. В соответствии с этим путевое развитие порта, т. е. совокупность его железнодорожных путей, имеет в своем составе собственно грузовую портовую станцию, районные парки и погрузочно-разгрузочные фронты с ходовыми путями.

Собственно грузовая портовая станция в соответствии со своим назначением должна иметь:

а) пути приема и отправления поездов;

б) сортировочные пути для сортировки вагонов по отдельным районам и участкам порта;

в) сортировочные пути для формирования поездов назначением на сортировочные станции узла и в отдельных случаях для формирования маршрутов на прилегающие железнодорожные направления.

Перечисленные пути располагаются обычно вне территории порта, но на небольшом расстоянии от нее [1].

Вопросы проектирования, строительства и эксплуатации собственно грузовых портовых станций находятся в компетенции железнодорожных организаций.

В отдельных случаях, когда этому благоприятствуют условия, схема железнодорожных устройств может быть значительно упрощена: вся сортировочная работа выполняется на сортировочной станции узла, откуда вагоны подаются непосредственно в районные парки. Такая схема, при которой отпадает надобность в собственно портовой станции и сокращается простой вагонов, может быть осуществлена при расположении сортировочной станции узла недалеко от порта (до 5—6 *км*), при достаточном путевом развитии этой станции и тщательной увязке ее работы с портом.

Районные парки располагаются на территории порта в непосредственной близости от причальных линий и погрузочно-разгрузочных фронтов; они служат для подборки (группировки) вагонов по отдельным точкам погрузки и выгрузки в пределах одного железнодорожного района. Районные парки должны иметь:

а) пути для стоянки вагонов в ожидании подачи их к погрузочно-разгрузочным фронтам или в ожидании уборки;

б) два-три тупиковых пути для подгруппировки вагонов по отдельным точкам погрузки и выгрузки (в необходимых случаях).

Районные парки желательно располагать последовательно по

[1] По этой причине грузовые портовые станции иногда именуются предпортовыми станциями.

отношению к обслуживаемым ими погрузочно-разгрузочным фронтам во избежание обратных и «угловых» заездов вагонов; однако в стесненных условиях применяется и параллельное расположение.

В крупных портах, при наличии нескольких районов, необходимо предусматривать возможность передачи вагонов между отдельными наиболее загруженными районами, желательно без заезда на грузовую портовую станцию. В портах с небольшим объемом перевалочной работы нет необходимости в устройстве районных парков; их функции в таком случае принимает на себя собственно портовая станция.

Расчет элементов районных парков производится в следующей последовательности.

1. Определяется внешний вагонооборот порта в средние сутки месяца наибольшей работы.

Для этого используются данные: расчетный железнодорожный грузооборот порта в месяц наибольшей работы; полезная нагрузка вагонов по соответствующим грузам и возможность обратной загрузки освобождающегося порожняка; процент большегрузных вагонов в составе.

2. Распределяются функции между районными парками по производству сортировочной работы и обслуживанию пунктов погрузки-выгрузки; выбирается месторасположение парков.

При этом учитывается, что каждый железнодорожный район обслуживается одним маневровым локомотивом, который может переработать в сутки ориентировочно 200—250 вагонов.

3. Определяется вагонооборот каждого районного парка, устанавливается порядок подачи вагонов в порт (и из порта), рассчитывается количество передач в районные парки.

Количество передач C в районные парки рассчитывается по формуле

$$C = \frac{B}{n_B}, \tag{172}$$

где B — число вагонов, прибывающих в сутки в данный районный парк;

n_B — число вагонов в одной передаче; это число не должно превышать определяемого по весовой норме значения:

$$n_B = \frac{Q_n}{q_B}, \tag{173}$$

где q_B — вес вагона брутто в $т$,

Q_n — весовая норма в $т$:

$$Q_n = \frac{T_к}{W_0 - i_p} - P. \tag{174}$$

Здесь $T_к$ — касательная сила тяги локомотива в $кг$;

P — вес локомотива в $т$ (см. табл. 59);

W_0 — удельное сопротивление движению (ориентировочно 2 $кг$ на 1 $т$ веса поезда);

i_p — расчетный уклон, выражаемый в тысячных долях.

Практически число вагонов в одной передаче принимается равным 25—30 с целью сокращения простоев.

4. Рассчитывается число путей в районных парках и определяется их полезная длина.

Полезную длину путей в районных парках нет необходимости назначать из расчета приема на один путь всей передачи; она может назначаться исходя из размещения на одном пути половины числа вагонов передачи.

Число путей районных парков находится в зависимости от числа обслуживаемых пунктов назначения.

Данные о маневровых локомотивах и грузовых вагонах существующего парка СССР приводятся соответственно в табл. 59 и 60. В настоящее время железнодорожный транспорт оснащается более современными типами подвижного состава. Взамен малоэкономичных паровозов промышленность начала выпускать новые электровозы и тепловозы, в том числе маневровые. Начато производство новых типов вагонов, в частности большегрузных полувагонов грузоподъемностью 93 *т*.

Погрузочно-разгрузочные пути в портах располагаются на причалах, у складов, на разгрузочных эстакадах. Для определения количества и длины этих путей устанавливается перечень пунктов производства железнодорожных погрузочно-разгрузочных операций и между ними распределяется вагонооборот района за средние сутки месяца наибольшей работы.

Общая длина погрузочно-разгрузочного фронта L_c рассчитывается по числу вагонов, ставящихся одновременно под погрузку-выгрузку, по формуле

$$L_c = \frac{(t' + t'') N_B l_B}{t} + L', \qquad (175)$$

где N_B — число вагонов, подлежащих переработке у данного фронта за сутки;

l_B — длина вагона в *м*;

t' — время погрузки-выгрузки одновременно ставящихся вагонов в часах;

t'' — время маневров по подаче и уборке вагонов (интервал между подачами) в часах;

t — время работы на данном фронте в часах за сутки;

L' — дополнительная длина фронта, учитываемая при расстановке вагонов с промежутками (например, по условиям расположения ворот склада).

При лимитированной длине L погрузочно-разгрузочного фронта потребное число путей

$$m = \frac{L_c}{L}. \qquad (176)$$

Число прикордонных железнодорожных путей на причале должно устанавливаться из расчета обеспечения возможности

Таблица 59

Данные по локомотивам

Серия локомотива	Осевая формула	Сила тяги, *кг*	Расчетный вес локомотива, *т*	Нагрузка от оси на рельсы, *т*	Полная длина локомотива, *м*
Паровоз $О^в$	0-4-0	8 800	95	15,0	18,72
„ *Щ*	1-4-0	10 150	120	16,1	20,72
„ $Э^у$	0-5-0	17 800	125	17,1	20,47
„ $Э^м$	0-5-0	20 200	125	16,6	20,50
„ ФД-20	1-5-1	23 300	235	20,5	29,00
Тепловоз ТЭ-	3_0+3_0	16 800	124	20,6	16,89
Электровоз ВП $22^м$	3_0+3_0	34 200	132	22,0	16,39

Таблица 60

Характеристика основных типов грузовых вагонов широкой колеи, обращающихся на железных дорогах СССР

Тип вагона	Грузоподъемность, *т*	Тара, *т*	База вагона, *мм*	Длина по осям сцепления автосцепок или между центрами буферов, *мм*	Нагрузка от оси на рельсы, *т*	Нагрузка на 1 *пог. м* пути
Вагоны						
Двухосный	20	11,4	3900	7 900	15,6	3,6
Четырехосный сварной и клепаной конструкции	50	22,7	9830	14 730	18,17	4.92
Четырехосный сварной конструкции	60	22	9830	14 730	20,5	5,6
Платформы						
Двухосная высокобортная . .	20	9,2	5500	10 424	14,6	2,8
Четырехосная сварная из прокатных профилей	60	22,0	9294	14 194	20,5	5,18
Четырехосная цельносварной конструкции	50	18,4	9300	14 224	17,1	4,81
Полувагоны						
Четырехосный сварной конструкции	60	22,7	8650	13 920	20,67	5,94
Цистерны						
Двухосная	25	11,0	3900	8 780	18,0	4,1
Четырехосная	50	24,0	7120	12 020	18,5	6,1

обработки судна по прямому варианту (судно—вагон или вагон—судно).

Общее количество путей на причале

$$M = m_1 + m_2, \tag{177}$$

где m_1 — количество путей, занятых погрузочно-разгрузочными операциями;

m_2 — количество путей, занятых маневрами по подаче и уборке вагонов.

Величина m_1 определяется из выражения

$$m_1 = (t' + t'')\, n, \tag{178}$$

где n — требуемое число подач на один причал в час исходя из судо-часовой нормы.

В более развернутом виде

$$m_1 = \left(\frac{qc}{M_ч} + t''\right)\frac{M_ч}{qc}, \tag{178а}$$

где q — полезная нагрузка вагона в *т*;

c — число вагонов в одной подаче;

$M_ч$ — судо-часовая норма в *т/час*.

Из приведенного выражения видно, что:

а) одного погрузочно-разгрузочного пути всегда недостаточно для работы полностью по прямому варианту, так как при этом во время смены вагонов обработка судна должна будет вестись через склад;

б) поскольку время маневров t'' (примерно 0,2 *час*) меньше времени погрузки-разгрузки t', потребное число погрузочно-разгрузочных путей будет меньше 2.

В приведенных расчетах предполагается, что число вагонов, устанавливаемых на одном прикордонном пути, создает достаточный фронт работы для прикордонной механизации без снижения судо-часовой нормы обработки судна.

Количество путей, занятых маневрами по подаче и уборке вагонов m_2 зависит от протяженности участка причального фронта. Чем больше причалов, тем более загружены пути маневрами по подаче и уборке вагонов.

Величина m_2 определяется из выражения

$$m_2 = t'' n N_{пр}, \tag{179}$$

где $N_{пр}$ — число причалов на данном участке причального фронта.

Расчетное количество подач на один причал в час в данном случае следует округлять до большего целого числа.

На основании расчетов и практических данных можно рекомендовать следующее число путей на причалах: при длине фронта не более 3 причалов — 2 пути; при длине фронта 4 и 5 причалов — 3 пути.

В случае высокой интенсивности грузовых работ (более 400 *т/час*, что характерно для навалочных грузов) число прикордонных путей должно быть увеличено на 1 (кроме одиночных причалов).

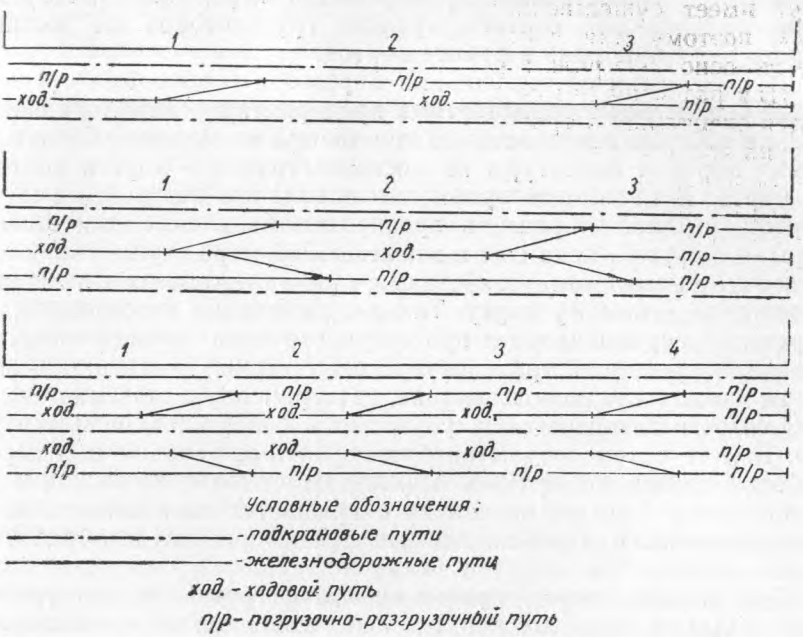


Рис. 253. Схемы прикордонных железнодорожных путей

Рекомендуемые схемы прикордонных путей приведены на рис. 253.

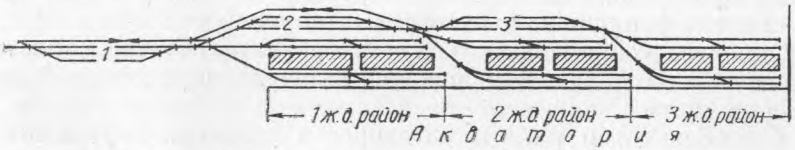


Рис. 254. Схема оборудования железнодорожными путями длинного причального фронта

При очень длинных причальных линиях желательно, чтобы схема оборудования железнодорожными путями давала возможность подавать вагоны (или убирать их) на одни причалы независимо от таких же операций на других причалах; пример решения такой задачи приводится на рис. 254.

Между путями на причалах и у складов укладываются съезды, так чтобы на каждый причал приходилось не менее одного съезда. Съезды следует размещать на стыках соседних причалов.

§ 123. АВТОМОБИЛЬНЫЙ ТРАНСПОРТ В ПОРТУ

В перевозках на короткие расстояния автомобильный транспорт имеет существенное преимущество перед железнодорожным, поэтому для соответствующих грузопотоков он должен играть основную роль в работе портов.

Для развития автомобильных перевозок необходима организация специальных транспортных предприятий — автомобильных баз, на которые возлагается задача централизованного обслуживания порта и клиентуры по доставке грузов в порт и вывозу из порта. В настоящее время автомобильные перевозки между портом, с одной стороны, и предприятиями и складами клиентуры — с другой, пока еще в значительной мере осуществляются многочисленными автохозяйствами, принадлежащими клиентуре, а частично — самому порту. Такая организация автомобильных перевозок нерациональна: при сосредоточении автоперевозок в специализированной транспортной организации достигаются высокие показатели использования автотранспорта, снижается себестоимость автоперевозок, улучшается обслуживание клиентуры. Вместе с тем создаются благоприятные условия для переработки грузов по прямым вариантам судно — автомашина и автомашина — судно, поскольку открывается возможность концентрированного применения автотранспорта при обработке судов.

Для осуществления приема-передачи грузов на автотранспорт морской порт должен располагать сетью автомобильных дорог и погрузочно-разгрузочными фронтами обработки автомашин.

Автодороги порта можно разделить на внешние (подъездные) и внутрипортовые; конечные участки подъездных дорог, проходящие по портовой территории, одновременно приобретают и функции внутрипортовых дорог.

Одной из современных тенденций развития портов является обеспечение возможности движения автотранспорта по всей территории порта.

К особенностям работы автодорог в условиях портов относятся следующие:

а) скорости движения транспорта значительно ниже, чем на дорогах общего пользования;

б) на портовых дорогах используются автомашины грузоподъемностью 5 *т* и выше, автокраны, автопогрузчики и другие машины с большой нагрузкой на колесо, тогда как для дорог общего пользования количество таких машин относительно невысоко;

в) в составе перевозок, осуществляемых по портовым дорогам, имеют место как внешние грузопотоки (ввоз и вывоз из порта грузов автотранспортом), так и внутренние (подача грузов от судов к тыловым складам или обратно); при этом

интенсивность движения достигает значительной величины, особенно в тех случаях, когда автотранспорту отводится основная роль в обработке судна.

Портовые дороги могут быть подразделены на три категории.

К I категории относятся дороги общепортового значения, а также дороги, обслуживающие отдельные районы, в которых по технологии перегрузочных работ автотранспорт имеет большое значение; интенсивность движения в одном направлении — более 100 автомобилей в час.

Ко II категории относятся портовые дороги, обслуживающие перегрузочные операции отдельных набережных, пирсов, линий складов; интенсивность движения — от 15 до 100 автомобилей в час.

Наконец, к III категории относятся портовые дороги, обслуживающие такие эксплуатационные районы, для которых автотранспорт не может иметь существенного значения (нефтегавани, районы навалочных грузов, работающие по транзитной перевалке на железную дорогу, и т. п.); интенсивность движения на этих дорогих — менее 15 автомобилей в час.

К III категории относятся также портовые дороги, предназначенные для хозяйственных перевозок порта.

Отнесение автомобильной дороги к той или иной категории определяет ее основные технические показатели: расчетные скорости движения, ширину проезжей части, требования к трассе и профилю. Выбор технических показателей портовых дорог производится применительно к нормам и техническим условиям проектирования автомобильных дорог промышленных предприятий [1].

Расчетные скорости движения на внутрипортовых дорогах принимаются от 40 *км/час* (I категория) до 20 *км/час* (III категория); при поворотах на перекрестках скорости движения понижаются соответственно до 20—15 *км/час*. На подъездных дорогах скорости движения значительно выше: они составляют от 80 до 30 *км/час* в зависимости от категории дороги и типа машин.

Ширина проезжей части определяется как произведение числа полос движения на их ширину.

Пропускная способность одной полосы проезжей части дороги может быть вычислена по формуле

$$N_{час} = \frac{3600 \cdot v}{L} \alpha, \qquad (180)$$

где $N_{час}$ — количество машин, проходящих по дороге за час;

[1] Условия службы портовых дорог в некоторых отношениях отличаются от промышленных, что выдвигает задачу разработки специальных норм и технических условий проектирования портовых дорог.

v — скорость движения машины в *м/сек*; исследованиями установлено, что наибольшая пропускная способность достигается при скорости 20—24 *км/час*;

α — коэффициент снижения пропускной способности от наличия перекрестков; значения α при расстоянии между перекрестками от 300 до 800 *м* колеблются в пределах от 0,63 до 0,82;

L — «динамический габарит» автомашины (по длине), т. е. длина участка полосы движения, приходящаяся на каждую машину, равная длине автомашины плюс некоторое минимальное расстояние между следующими непрерывно друг за другом автомобилями, необходимое для безопасности движения.

По расчетам, учитывающим практические данные, пропускная способность одной полосы при однородном потоке составляет 300 грузовых автомобилей в час.

Все портовые дороги, как правило, должны быть рассчитаны на две полосы движения. Ширина одной полосы движения составляет от 3,25 *м* до 2,75 *м* в зависимости от категории дороги и типа машин. Ширина проезжей части двухполосных дорог приводится в табл. 61.

Таблица 61

Ширина проезжей части двухполосных дорог (в *м*)

Преобладающее движение машин с габаритом по ширине	Подъездные дороги 1 категории	Внутрипортовые дороги 1 категории	Подъездные и внутрипортовые дороги	
			II категории	III категории
До 2,4 *м* (одиночных) .	7	6—6,5	6	5,5
До 2,65 *м* (одиночных и автопоездов)	7,5	7	7	6

Для дорог I категории при особо высокой интенсивности движения может быть установлено больше двух полос движения, если это требуется по расчету. На внутрипортовых дорогах III категории, по которым не предполагается регулярных встречных перевозок, допускается устройство проезжей части, рассчитанной на движение в одну полосу, ширина которой в этом случае принимается от 3 до 4,75 *м*.

Ширина проезжей части внутрипортовых дорог, рассчитанных только на движение автопогрузчиков и тележек, должна приниматься согласно табл. 61 как для одиночных автомобилей с габаритом по ширине до 2,4 *м*.

В качестве основных требований к плану и профилю дороги установлены нормы наименьших радиусов кривых в плане, наименьшей расчетной видимости, наименьших радиусов вертикальных кривых и наибольших продольных уклонов.

Погрузочно-разгрузочные фронты автотранспорта представляют собой оперативные площадки, отводимые у причалов и складов для осуществления погрузки или разгрузки автомашин.

Протяженность фронта погрузочно-разгрузочных работ по автомашинам может быть рассчитана по следующей формуле:

$$L_A = \frac{q_A l_A t_A}{60 \cdot g_A \cdot T_A}, \qquad (181)$$

где q_A — расчетный суточный грузооборот данного участка (причала, склада) по автотранспорту;

g_A — средняя полезная нагрузка одного автомобиля; при отсутствии подробных данных принимается для штучных и лесных грузов 3 *т*, для навалочных —5 *т*;

l_A — фронт, требующийся для одного автомобиля, принимаемый в зависимости от схемы установки (рис. 255);

t_A — расчетная продолжительность (в минутах) погрузки-разгрузки одного автомобиля, включая время на маневрирование и вспомогательные операции (открытие и закрытие бортов, увязывание и развязывание груза, оформление документов);

T_A — число часов работы в сутки.

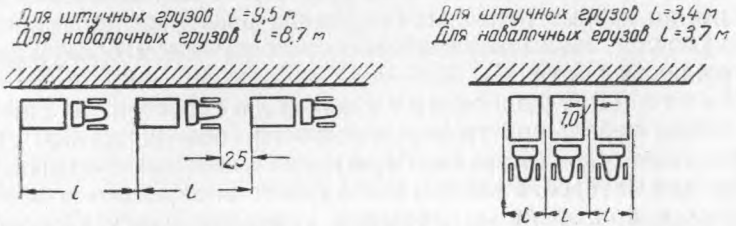


Рис. 255. Схемы установки автомобилей у погрузочно-разгрузочного фронта

Для фронтов в прикордонной зоне причалов следует проверить протяженность фронта на возможность работы по прямому варианту; для этого в приведенной выше формуле вместо q_A подставляется судо-суточная норма грузовых работ.

Требуемая ширина погрузочно-разгрузочного фронта автотранспорта принимается также в зависимости от схемы установки автомашины: при установке машин боком она равна 7,5—8,0 *м*, при установке торцом — 16 *м*. При определении ширины фронта для работы по прямому варианту, а также в случаях работы с прицепами следует исходить из схемы установки автомашин боком.

Вблизи погрузочно-разгрузочных фронтов автотранспорта должны быть предусмотрены площадки для отстоя автомашин на случай их скопления в связи с возможными технологическими перерывами в ходе погрузки-разгрузки.

Размер такой площадки (в $м^2$) может быть определен по формуле

$$F = t_n N_A \cdot \omega, \qquad (18_-)$$

где t_n — длительность технологических перерывов (принимается обычно в 0,5 *час*);

N_A — количество автомашин, подлежащих погрузке-разгрузке за один час;

ω — площадь, необходимая в среднем для стоянки одной автомашины (принимается равной 25 $м^2$).

§ 124. ПОРТОВЫЙ ФЛОТ

Портовый флот представляет собой совокупность разнообразных плавучих средств, принимающих участие в работе порта.

В составе портового флота различают:

а) местный транспортный флот, осуществляющий эксплуатационную деятельность по перевозке грузов и пассажиров в местном и пригородном районе плавания;

б) плавучие перегрузочные средства, предназначенные для участия в основных операциях по обработке транспортных судов (в перегрузочном процессе);

в) служебно-вспомогательный флот, предназначенный для участия во вспомогательных операциях по обработке транспортных судов, а также в хозяйственно-техническом обслуживании деятельности порта.

Местный транспортный флот состоит из самоходных судов небольшой грузоподъемности (обычно до 500 *т*), несамоходных судов (морских барж), транспортных буксиров, пассажирских катеров. Размеры этого флота определяются объемом местных и пригородных перевозок в данном порту. Основными грузами здесь обычно бывают грузы народного потребления и минерально-строительные материалы. Пассажирские перевозки портовым флотом бывают особенно развиты в крупных городах и на курортах.

Плавучие перегрузочные средства (плавучие перегружатели) включают плавучие краны, углеперегружатели, зерноперегружатели (плавучие элеваторы).

Служебно-вспомогательный флот имеет в своем составе различные типы судов, специализированные соответственно характеру выполняемых операций.

Портовые буксиры являются основным типом судов служебно-вспомогательного флота и предназначены главным образом для обслуживания транспортных судов в их маневровых операциях в порту. Портовые буксиры производят также буксировку несамоходных перегружателей, барж, понтонов, участвующих в обработке транспортных судов, в снабжении судов топливом и водой и внутрипортовых хозяйственных перевозках. В отдельных

случаях портовые буксиры могут быть использованы для тушения пожаров и спасательных операций в районе порта.

Применение буксиров при маневровых операциях транспортных судов позволяет сократить продолжительность этих операций, способствует лучшей сохранности машинных установок и корпусов судов, а также причальных сооружений и, главное, повышает безопасность. Поэтому помощь буксиров является обязательной, за исключением тех случаев, когда операция проходит в благоприятных условиях (например, швартовка судов при небольшом прижимном ветре).

В отличие от морских (транспортных) буксиров, предназначенных для эксплуатационных перевозок между различными пунктами в определенном районе плавания, портовые буксиры действуют в пределах одного порта, имея, однако, право выхода на внешний рейд; поэтому такие буксиры называются иногда рейдовыми.

Важнейшим показателем, характеризующим буксир, является мощность его машинной установки. Необходимая мощность находится в зависимости от величины обслуживаемых судов и условий работы в данном порту.

Повышенные требования к мощности буксиров предъявляются при выполнении маневровых операций в условиях сильного ветра, особенно, если транспортное судно, будучи в порожнем состоянии, имеет большую парусность. Учитывая это обстоятельство, порт, обслуживающий крупнотоннажные суда, должен иметь буксиры мощностью 800—900 *л. с.;* для обслуживания морских судов среднего размера, а также для буксировки барж и перегружателей достаточны буксиры мощностью 400—500 *л. с.*

В соответствии с характером выполняемой работы портовые буксиры должны иметь большую остойчивость и хорошие маневренные качества: возможно меньшие инерцию и циркуляцию. С целью повышения маневренности портовых буксиров им придают отношение длины к ширине, равное 3,5—4, что намного меньше, чем у транспортных судов.

По типу силовой установки портовые буксиры бывают паровые, дизельные и дизель-электрические. Паровые буксиры являются пока весьма распространенным типом среди существующего буксирного флота и характеризуются надежностью и безотказностью в работе. Однако по технико-экономическим показателям паровые буксиры уступают дизельным. Последние отличаются более низкой строительной стоимостью (за счет меньших размеров и веса судна) и более низкими эксплуатационными затратами (за счет меньшего расхода топлива и меньшей численности команды). Недостатком дизельных установок при применении их на буксирах являются неудобства, связанные с частыми реверсами. Этот недостаток устранен в дизель-электрических буксирах: у них передача энергии дизелей на гребные валы осуществляется электрическим приводом, через посредство гребных

электродвигателей. Дизель-электрические буксиры следует, таким образом, признать наиболее совершенными.

Из особенностей устройства современных портовых буксиров должны быть отмечены следующие:

1) управление силовой установкой буксира осуществляется непосредственно с командного мостика;

2) в средней части судна размещается буксирный гак с приспособлением, которое в необходимых случаях автоматически отдает буксирный трос и этим предотвращает аварию (автоматический буксирный гак);

3) наличие мощного пожарного насоса, посредством которого может быть оказана помощь другому судну (тушение пожара, откачка воды из трюма);

4) палуба буксира — свободная, допускающая беспрепятственное оперирование с буксирными концами.

Скорость свободного хода портовых буксиров составляет обычно 10—11 узлов; скорость буксировки —5—6 узлов. Запас топлива обеспечивает 3—4 суток непрерывной работы.

Для осуществления маневровой операции при сильном ветре, в стесненных условиях расположения причалов, одного буксира недостаточно — в таких случаях работают два или даже больше буксиров. Применение двух буксиров требуется также при перестановке судна от причала к причалу.

Время занятости буксиров зависит от размера обслуживаемых судов, направления и силы ветра, условий расположения причалов и колеблется в следующих пределах (в часах):

швартовка	0,5 —1,25
отшвартовка	0,25—1,0
перетяжка вдоль причальной линии	0,25—1,25
перестановка от причала к причалу	1,0 —3,0

Определить потребное число буксиров можно по следующей формуле:

$$N_б = \frac{O_б}{t_б}, \qquad (183)$$

где $N_б$ — потребное в эксплуатации число буксиров;

$O_б$ — расчетный суточный объем работы буксиров в рабочих буксиро-часах;

$t_б$ — расчетный бюджет чистого времени работы одного буксира.

Расчетный суточный объем работы буксиров определяется на основании проектного судооборота в средние сутки месяца наибольшей работы по специальным нормам занятости буксиров в маневровых операциях. Для ориентировочных соображений могут быть использованы приведенные выше данные о числе буксиров и продолжительности их занятости в одной операции.

Чистое время работы буксиров включает время от момента

прибытия к буксируемому судну до момента прекращения надобности в буксире. Расчетный бюджет чистого времени работы буксира в сутки составляет: для теплоходных буксиров 15—17 *час*, для пароходных — 13—15 *час*.

Портовые ледоколы служат для непосредственного ввода и вывода судов из порта, а также расстановки транспортных судов на акватории порта в период зимней навигации в ледовых условиях. Современные портовые ледоколы имеют дизель-электрические силовые установки мощностью 4000—6000 *л. с.* и снабжены дополнительными носовыми винтами, позволяющими им работать в различных условиях ледовой обстановки. Для проведения ледовой кампании в районе порта обычно достаточно иметь один ледокол указанной мощности; в крупных портах, кроме того, должен работать вспомогательный ледокол мощностью порядка 1500—2000 *л. с.* для помощи застрявшим судам, околки льда, маневровых операций. Скорость хода портовых ледоколов в чистой воде составляет 12—14 узлов.

Лоцманские катера предназначены для доставки лоцманов к транспортным судам и снятия их с судов по окончании проводки. Район плавания лоцманских ботов — до 20 миль от берега; скорость хода — 10—13 узлов.

Плавучие бункеровочные базы служат для бункеровки твердым и жидким топливом судов, стоящих у причалов под погрузочно-разгрузочными операциями или на рейде. Плавучие бункеровочные базы бывают несамоходными и самоходными; в последнем случае, однако, они имеют небольшую скорость хода (8—10 узлов) и малый район плавания (удаление от берега до 20 миль). Различают два основных типа плавучих бункеровочных баз: для твердого топлива—углеперегружатели; для жидкого топлива — наливные бункеровочные суда. Грузоподъемность самоходных наливных бункеровочных судов 500—1000 *т*, производительность — до 400—500 *т/сутки*.

Водоналивные суда по размерам и устройству аналогичны наливным бункеровочным судам. Они служат для снабжения водой судов, производящих операции на рейде. Кроме того, водоналивные суда должны быть в портах, где по техническим причинам возможны перебои в подаче воды с береговых гидрантов, а также, где не обеспечено водоснабжение отдельных портовых районов.

Аварийно-спасательные суда представляют собой мощные морские буксиры, базирующиеся в крупнейших портах и предназначенные для оказания помощи судам, терпящим бедствие. Функции аварийно-спасательных судов могут выполняться портовыми ледоколами.

Пожарные катера являются специальными судами, несущими в порту постоянное дежурство на случай пожара. Суда этого типа имеют мощные насосные установки производительностью 300—400 $м^3$/*час* и выше.

Спасательные катера, как и пожарные, являются специальными судами, несущими в порту постоянное дежурство. Они находятся в ведении спасательной службы порта и предназначены для оказания помощи судам, терпящим бедствие, и для спасения жизни в портовых водах.

Служебные (разъездные) катера предназначены для служебных поездок административно-технического и оперативного персонала по порту и на суда, стоящие на рейде. Такие катера имеют скорость хода 12—20 узлов и небольшую пассажировместимость (до 10 человек). Более крупные служебные катера (на 20—30 пассажиров) предназначены для перевозки рабочих и служащих порта в районы, сухопутная связь с которыми отсутствует или весьма неудобна, а также для перевозки рабочих и команды между берегом и стоящими на рейде судами.

Швартовные катера предназначаются для подачи на берег швартовных концов при швартовке судов к причалам с бычками (или аналогичного типа) или при швартовке лагом к другим судам. В операции требуется участие одного, иногда двух катеров.

Водолазные станции служат для регулярного обследования и ремонта подводных частей портовых гидротехнических сооружений в соответствии с правилами технической эксплуатации гидротехнических сооружений, а также для аварийного осмотра и ремонта судов. Водолазные станции устраиваются преимущественно на самоходных ботах.

Мусорные баржи служат для уборки мусора от судов и акватории порта. В портах, перерабатывающих нефтегрузы, должен быть катер-нефтеулавливатель для очистки акватории порта от нефтепродуктов.

Для регулярного ремонта гидротехнических сооружений в портах содержатся *плавучие копры,* плавучие краны, а также баржи для перевозки строительных материалов.

Глава XXXIV

ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПОРТОВОГО ХОЗЯЙСТВА

§ 125. СОСТАВ ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

К вспомогательным элементам портового хозяйства относятся такие объекты, которые имеют подсобное производственное и обслуживающее назначение.

Ниже приводится классификация вспомогательных элементов портового хозяйства.

1. Объекты, предназначенные для ремонта, хранения и технического обслуживания средств производства (производственно-вспомогательные хозяйства):

ремонтные механические мастерские для ремонта перегрузочного и другого оборудования порта, а также судов портового флота;

бункерные базы, склады горючих и смазочных материалов и регенерационные станции;

гаражи малой механизации и зарядные станции — для хранения и технического обслуживания автопогрузчиков и тележек, зарядки аккумуляторов;

тарные (такелажные) склады и мастерские для хранения и текущего ремонта захватных приспособлений, такелажа и перегрузочного инвентаря;

материальные (хозяйственные) склады порта;

ремонтно-строительные базы — для ремонта портовых зданий и сооружений;

ангары морских такси.

2. Служебные здания, предназначенные для работы аппарата порта и обслуживания портовых рабочих на производстве:

административно-конторские здания (здания портоуправления, капитана порта, таможни, конторы грузовых районов);

ожидалки-разнарядки (с комплексом бытовых помещений);

столовые;

здания медицинских учреждений;

здания военизированной и пожарной охраны;

проходные здания.

3. Энергетическое хозяйство:

портовые электростанции (резервные);

сети высокого напряжения и сооружения при них;

распределительные устройства и трансформаторные подстанции;

сети низкого напряжения;

устройства наружного освещения.

4. Связь и сигнализация:

портовые узлы связи (автоматические телефонные станции, радиотрансляционные узлы);

комплексные сети телефонной, диспетчерской и прочей специальной связи и сигнализации;

устройства радиовещания;

приемные и передающие радиостанции.

5. Водопровод и канализация; теплофикация:

устройства резервного водоснабжения (артезианские скважины и др.);

портовый водопровод (сети, сооружения, устройства для отпуска воды на суда);

канализация порта (хозяйственно-фекальная и ливневая): сети, насосные станции, очистные и другие сооружения;

отопительные котельные и тепловые сети.

6. Благоустройство порта:
одежда портовой территории;
ограждение;
зеленые насаждения;
наружные уборные.
7. Жилищное и культурно-бытовое хозяйство:
жилые дома порта;
клубы, детские сады и ясли и все другие здания и сооружения, предназначенные для культурно-бытового и коммунального обслуживания работников порта и их семей.

§ 126. ПРОИЗВОДСТВЕННО-ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЕ ХОЗЯЙСТВА

Производственно-вспомогательные хозяйства предназначены, как уже указывалось выше, для ремонта, хранения и технического обслуживания портовых средств производства. Среди этих хозяйств наиболее крупными являются ремонтные мастерские.

Ремонтные мастерские осуществляют ремонт портового перегрузочного оборудования, текущий и средний ремонт судов портового флота, а также изготовление и ремонт захватных приспособлений и другого перегрузочного инвентаря. Мастерские должны иметь в своем составе:

а) механическую группу в составе механо-монтажного, электроремонтного, ремонтно-механического, инструментального, термического отделений (или участков), а в крупных мастерских, кроме того, и пропиточного участка;

б) котельную группу в составе отделений металлоконструкций, корпусного, кузнечного, металлопокрытий и участков трубопроводно-медницкого и металлизации;

в) деревообделочное отделение с малярным участком.

Кроме того, в составе мастерских находятся складские и вспомогательные помещения. Собственных заготовительных цехов мастерские, как правило, не имеют, получая литье, поковки, пиломатериалы от заводов в порядке кооперирования. Мастерские обычно не располагают и собственными судоподъемными средствами, поскольку ремонт судов портового флота, связанный с докованием, производится на судоремонтных заводах. Лишь в отдельных случаях, в частности, при отсутствии в порту судоремонтного завода, при портовых мастерских устраиваются судоподъемные средства, рассчитанные на подъем малых судов.

Объем работ портовых мастерских (производственная программа) зависит главным образом от следующих факторов:

а) числа портальных кранов, а также прочего перегрузочного оборудования в порту;

б) числа и типа судов портового флота и возможностей их ремонта на ближайшем судоремонтном заводе.

Помимо того, большое влияние на объем работ мастерских оказывают методы технической эксплуатации оборудования, применяемые в данном порту. Правилами технической эксплуатации перегрузочных машин в морских портах установлена определенная периодичность и категорийность ремонтов; вместе с тем правилами допускается увеличение сроков межремонтного периода, а также выполнение ремонтов силами экипажей кранов. Передовые крановщики морских портов, систематически применяя профилактический ремонт и образцовый уход за оборудованием, добиваются значительного увеличения межремонтного периода работы машин без вывода их из эксплуатации. Этим соответственно уменьшается объем работы мастерских.

Производственная программа мастерских в наиболее крупных портах достигает 5—10 млн. руб. в год, тогда как в небольших портах она меньше 1 млн. руб.

Выработка на одного производственного рабочего в год колеблется от 32—36 тыс. руб. (в крупных мастерских) до 20—24 тыс. руб. (в небольших мастерских). Численность вспомогательных рабочих составляет 15—18% производственных.

Ремонтные механические мастерские являются общепортовым хозяйством, в котором обычно сосредоточена вся работа по ремонту оборудования порта. Однако при наличии в порту территориально обособленных грузовых районов при них могут быть организованы районные мастерские для технического обслуживания, производства текущих ремонтов, а также изготовления несложных запасных частей. Во всяком случае в каждом районе должны быть дежурные ремонтные механики для систематической профилактики и производства мелких аварийных ремонтов.

Техническое обслуживание должно обеспечить сохранение нормальной работоспособности оборудования в течение навигационного периода. Оно осуществляется в процессе эксплуатации с участием рабочих-механизаторов, причем в результате отличного ухода за машинами их техническое состояние допускает отсрочку очередных ремонтов.

Ремонт портового перегрузочного оборудования должен производиться по планово-предупредительной системе, предусматривающей следующие категории ремонтов: текущий, средний и капитальный.

Текущий ремонт — это смена или ремонт основной части быстроизнашивающихся деталей машины. Средний ремонт — восстановление значительного числа узлов машины и обеспечение работоспособности машины в целом на длительный период времени, причем в объем среднего ремонта входят также все работы по текущему ремонту.

Наконец, капитальный ремонт — возможно полное восстановление первоначальных эксплуатационных качеств машины в целом путем замены или ремонта большинства изнашиваемых

деталей, замены отдельных агрегатов, полного ремонта металлоконструкций и общей выверки машины.

Важнейшим вопросом организации ремонта перегрузочного оборудования является достижение минимального вывода машин из эксплуатации. С этой целью широко применяется поузловой, агрегатный, метод ремонта, при котором ремонт или смена отдельных узлов происходят разновременно, что дает возможность использовать для производства ремонтных работ перерывы в работе машин без вывода их из эксплуатации.

Строительство портовых мастерских должно проводиться по типовым проектам. Применяемые типоразмеры зданий портовых мастерских следующие: однопролетные здания — шириной 12 *м*, двухпролетные здания — 2×12 *м*.

Бункерные базы — находящиеся в составе морских портов хозяйства, предназначены для снабжения флота жидким или твердым топливом. Бункерные базы объединяются с хозяйственными топливными складами, служащими для снабжения топливом собственно портовых потребителей.

Необходимость организации в порту бункерной базы жидкого или твердого топлива определяется назначением данного порта как базы снабжения флота.

В настоящее время подавляющая часть мирового транспортного флота работает на жидком топливе; в СССР большая часть судов работает уже сейчас на жидком топливе и предусматривается полный перевод всего транспортного флота на этот вид топлива. Поэтому в портах должны быть организованы соответствующие бункерные базы жидкого топлива, имеющие в своем составе береговой склад жидкого топлива и смазочных материалов, плавсредства для бункеровки судов, причал и коммуникации. Емкость склада жидкого топлива принимается с расчетом хранения 30-суточного запаса, исходя из расхода в средние сутки месяца наибольшей работы; при наличии в районе порта нефтеперевалочной базы допускается уменьшение емкости портового склада, но не ниже 15-суточного запаса.

Склад жидкого топлива включает резервуарный парк, бензохранилище с раздаточной колонкой, насосную, разливочную, тарный склад масел, навес для тары. На крупных складах устраиваются также регенерационные станции и лаборатории.

Бункеровка транспортных судов должна осуществляться в процессе грузовых операций или на рейде. Удобным средством для бункеровки жидким топливом являются самоходные нефтеналивные баржи. Такие баржи, принимающие 2—3 сорта топлива и смазочные масла, исчерпывающе решают вопрос для различных условий; однако экономически они могут быть оправданы для крупных бункерных баз. Базы, имеющие сравнительно небольшой объем работы, пользуются несамоходными баржами за тягой буксиров; баржи должны иметь оборудование для перекачки и подогрева продуктов. За рубежом применяется также

способ бункеровки судов жидким топливом путем прокладки на грузовые причалы соответствующих трубопроводов.

Бункерные базы твердого топлива имеют в своем составе склад бункерных углей, плавсредства для бункеровки судов и бункеровочный причал. В портах, перерабатывающих уголь, функции бункерной базы осуществляет угольный район порта. Емкость склада бункерных углей должна обеспечить хранение запаса от 45 до 60 суток в зависимости от условий снабжения порта топливом. Базы с крупным объемом работы производят бункеровку плавучими самоходными углеперегружателями грузоподъемностью порядка 1000 *т*.

Гаражи автопогрузчиков имеют помещения для стоянки машин, станцию для зарядки аккумуляторов, помещения для технического обслуживания и ремонта; обслуживают, помимо автопогрузчиков, также другие типы машин так называемой малой механизации — тягачи, тележки и др.

Гаражи автопогрузчиков должны строиться по типовым проектам.

Ангары морских такси устраиваются преимущественно в курортных портах, имеющих значительный парк таких судов. В летнее время, т. е. в период эксплуатации такси, они на ночь остаются на открытой площадке причала и заводятся в ангар только для технического обслуживания. Зимой такси должны храниться в ангаре, причем для экономии площади это хранение может быть организовано в два яруса. Для подъема такси из воды применяются устройства по типу судовых шлюпбалок.

§ 127. СЛУЖЕБНЫЕ ЗДАНИЯ

К служебным зданиям порта относятся здания, предназначенные для работы персонала порта и обслуживания портовых рабочих на производстве. Кроме того, в морском порту размещаются служебные здания различных организаций и учреждений, обслуживающих судоходство: таможни, морские агентства иностранного флота, гидрометеорологические станции, морские карантинные станции и ряд других.

Наиболее значительными служебными зданиями морских портов являются:

а) здания управления порта;

б) блоки служебных помещений грузовых районов.

Здание управления порта, работа которого связана с большим количеством посетителей (представителей клиентуры и различных организаций), должно располагаться вне режимной (огражденной) территории порта, но в то же время и поблизости от главного входа в порт. Здание управления порта имеет следующий состав помещений: рабочие комнаты для отделов управления, площадь которых устанавливается из расчета 3,25 $м^2$ на каждого сотрудника; кабинеты начальника порта и его

заместителей; комнаты общественных организаций (партийной, профсоюзной, комсомольской); диспетчерская; техническая библиотека и архив. В зданиях управления крупных портов должны быть залы для совещаний и лекций. Кроме перечисленных помещений, в здании управления устраиваются бытовые и хозяйственные помещения (буфет, раздевальная и др.). В табл. 62 показаны ориентировочные размеры рабочей площади управления порта.

Таблица 62

Ориентировочный размер рабочей площади помещений управления порта

Расчетная численность штата, человек	100	75	50	25
Площадь, $м^2$	670	530	370	175

Блоки служебных помещений грузовых районов включают конторы районов, помещения ожидания, комплексы бытовых помещений. Эти здания располагаются на территории района, по возможности ближе к основным пунктам производства перегрузочных работ. Контора района включает следующие помещения: диспетчерскую района; кабинеты начальника района, его заместителей и начальника складской части; помещения для складского персонала и для прорабов по обработке судов; комнату дежурных механиков; рабочие комнаты для аппарата района. При определении размеров площадей помещений в конторах грузовых районов учитывается, что большинство персонала проводит свой рабочий день главным образом непосредственно на производстве.

Помещения ожидания и комплексы бытовых помещений предназначаются для рабочих, занятых на погрузочно-разгрузочных работах,— грузчиков, механизаторов, вспомогательных рабочих. Для удобства рабочих требуется, чтобы здание, где находятся эти помещения, отстояло от обслуживаемых причалов не далее чем на 300 *м*, а в исключительных случаях — не далее 500 *м*.

На удаленных причалах должны быть устроены небольшие дополнительные здания — для обогрева и курения. В состав помещений ожидания входят: а) помещения для пребывания рабочих до получения наряда на работу, а также во время перерывов в работе по метеорологическим условиям; площадь этого помещения устанавливается из расчета 0,7—0,9 $м^2$ на одного рабочего в наибольшей смене; б) помещение нарядной, предназначенное для работы конторского персонала, непосредственно обслуживающего рабочих (табельщики, нарядчики и др.); в) комнаты общественных организаций района.

В блоке с этими помещениями должен находиться комплекс бытовых помещений, включающий гардеробные, душевые, умывальные, уборные, сушилки, а также буфет.

В табл. 63 приведены данные по размерам рабочей площади блоков служебных помещений в зависимости от количества рабочих, занятых в наибольшей по численности смене, и от списочного состава рабочих.

Таблица 63

Ориентировочный размер рабочей площади блоков служебных помещений грузовых районов

Число рабочих в наибольшей смене	200	150	125	100	75	50	25
Списочный состав рабочих	660	490	410	330	250	165	80
Площадь, $м^2$:							
помещений ожидания	200	160	140	120	100	80	60
комплекса бытовых помещений	515	420	340	280	200	150	100
конторы района	180	155	145	135	120	100	80

Здание капитана порта следует располагать на территории порта, по возможности ближе к причалам служебно-вспомогательных судов. В здании размещаются: кабинет капитана порта; помещения инспекции портнадзора, состоящие из конторы, комнаты дежурного инспектора и комнаты для береговых матросов; помещения лоцманской службы, состоящие из комнаты дежурных лоцманов и комнаты отдыха лоцманов. В этом же здании желательно разместить находящуюся в ведении капитана порта спасательную станцию, однако при том условии, что здание находится вблизи причала спасательного судна.

Здание капитана порта устраивается двухэтажным, с оборудованной шторм-сигнальной вышкой. Расположение здания выбирается так, чтобы с его вышки и со второго этажа имелась возможность обозревать акваторию порта.

Здание капитана порта может строиться отдельно лишь в крупных портах. В небольших портах (II—III разрядов) помещения капитана порта как по номенклатуре, так и по площади значительно сокращаются, и их следует размещать в одном блоке со служебными помещениями грузового района.

Служебные здания морских портов СССР в настоящее время принято строить по типовым проектам. Основой для типового проектирования служебных зданий является сетка типоразмеров. В этой сетке габариты перечисленных выше служебных зданий унифицированы в рамках четырех типоразмеров по схеме, приведенной в табл. 64.

Различная вместимость блоков служебных помещений грузового района при одних и тех же габаритах здания обусловлена различием в способах хранения одежды в гардеробах, который устанавливается с учетом преимущественного характера перерабатываемых грузов (пылящие, непылящие); кроме того, вместимость зданий зависит от размеров дополнительных (резервных) площадей.

Таблица 64

Сетка типоразмеров служебных зданий порта

Тип здания	Число этажей	Длина и ширина зданий (по осям), *м*	Возможное назначение здания		
			управление порта	блок служебных помещений грузового района	здание капитана порта
А	2	20 × 12,8	Штат 25 чел.	На 25 рабочих в смену	В портах I разряда и внеразрядных
Б	2	28 × 12,8	„ 50 „	На 50 и на 75 рабочих в смену	
В	2	36 × 12,8	„ 75 „	На 75, 100, 125 и 150 рабочих в смену	
Г	3	36 × 12,8	„ 100 „	На 150 и 200 рабочих в смену	

Дополнительные площади в служебных зданиях отводятся для размещения тех структурных подразделений и обслуживающих учреждений, для которых нецелесообразно предусматривать отдельные здания. К таким подразделениям и учреждениям относятся: конторы портового флота, грузовые (транспортно-экспедиторские) конторы, здравпункты и ряд других. Кроме того, дополнительному размещению в служебных зданиях порта подлежат объекты связи — автоматические телефонные станции (АТС) и радиотрансляционные узлы.

Некоторые небольшие объекты, хотя и характеризуются малой площадью, однако ввиду специфических особенностей своего назначения и расположения должны строиться отдельно. К таким объектам относятся: проходные с бюро пропусков; караульные помещения военизированной охраны (ВОХР); помещения для обогрева и курения (на удаленных причалах); спасательные станции (в случаях, когда они не могут быть размещены в здании капитана порта).

Из служебных зданий организаций иных ведомств, обслуживающих судоходство, следует указать на:

а) таможни, которые создаются во всех портах, посещаемых судами заграничного плавания; размещаются они в отдельных зданиях на территории порта либо в одном блоке с другими служебными объектами (при условии, однако, отдельного хода и полной изоляции помещений);

б) морские санитарно-карантинные станции, осуществляющие санитарную охрану морских границ; они состоят из комплекса специальных помещений на изолированной площадке в порту;

в) контрольно-пропускные пункты МВД.

Остальные учреждения, обслуживающие судоходство, нуждаются в меньшей площади и обычно размещаются в здании управления порта или капитана порта.

§ 128. ЭЛЕКТРООБОРУДОВАНИЕ ПОРТОВ; СВЯЗЬ И СИГНАЛИЗАЦИЯ

Электроснабжение порта

Электроснабжение порта может осуществляться либо путем получения электроэнергии со стороны, либо производством ее на собственной электростанции.

Как правило, питание порта электроэнергией должно осуществляться от энергосистемы или от ближайшей районной (или городской) электростанции [1]. Необходимость строительства собственной электростанции порта для покрытия его полной или частичной нагрузки может возникнуть лишь как исключение; однако и в этом случае должна быть найдена возможность кооперирования с соседними предприятиями для строительства более крупной, а следовательно, и более экономичной электростанции.

Для обеспечения бесперебойности работы порта необходимо прокладывать две взаиморезервируемые линии электроснабжения либо устраивать специальные резервные линии.

Питание портов электроэнергией должно производиться от двух независимых и удаленных друг от друга источников по самостоятельным линиям электропередачи. В этом смысле независимым источником считается электростанция или понизительная подстанция энергосистемы; при определенных условиях независимым источником признаются также секции сборных шин электростанции, питающиеся от разных генераторов. В тех случаях, когда по местным условиям требование второго независимого источника не представляется возможным выполнить, в порту должна быть резервная (аварийная) электростанция. Такая станция (лучше всего передвижная) в обычное время стоит в «холодном» резерве и включается при чрезвычайных обстоятельствах, когда порт полностью или частично лишен энергии от основного источника. Мощность резервной электростанции должна покрывать некоторую часть «пиковой» потребности порта.

Для решения вопросов электроснабжения порта необходимо определить электрические нагрузки. Из существующих методов для портов практикуется метод определения нагрузок по коэффициентам спроса. Коэффициент спроса представляет собой отношение максимальной нагрузки, с которой данная группа токоприемников участвует в общем максимуме нагрузки на шинах низкого напряжения трансформаторной подстанции, к установленной мощности токоприемников. Коэффициент спроса выводится по опытным данным для различных групп токоприемников и приводится в справочниках. Например, для группы из пяти

[1] Имеющиеся в ряде портов СССР собственные небольшие электростанции были созданы в связи с временным дефицитом электроэнергии в отдельных районах, главным образом в первые послевоенные годы. В перспективе эти станции подлежат выводу из эксплуатации и переводу в резерв.

портальных грейферных кранов он составляет 0,28; для такой же группы крюковых кранов — 0,24.

Расчетный максимум активной нагрузки по каждой группе, отнесенный к шинам низкого напряжения трансформаторной подстанции, составляет

$$P = k_c \cdot P_{уст} \quad квт, \tag{184}$$

где k_c — коэффициент спроса для данной группы токоприемников;

$P_{уст}$ — установленная мощность.

Расчетный максимум реактивной нагрузки для каждой группы токоприемников составляет

$$Q = P \operatorname{tg} \varphi \quad квар. \tag{185}$$

Полная (кажущаяся) мощность на шинах низкого напряжения подстанции определяется по формуле

$$S = \sqrt{(\Sigma P)^2 + (\Sigma Q)^2} \quad ква, \tag{186}$$

где ΣP — суммарная активная нагрузка;

ΣQ — суммарная реактивная нагрузка.

Для определения нагрузки на шинах высокого напряжения подстанции дополнительно учитываются потери в трансформаторах как активной, так и реактивной мощности (ориентировочно 2 и 10% соответственно).

Годовой расход активной электроэнергии составляет

$$W_a = P k_u T, \tag{187}$$

где T — расчетное число часов работы машин в год;

k_u — коэффициент использования максимума нагрузки, принимаемый для портовых перегрузочных машин в пределах 0,6—0,8.

Для получения суммарного расхода электроэнергии на стороне высокого напряжения дополнительно учитывается расход на покрытие потерь в трансформаторах. Аналогично определяется годовой расход реактивной электроэнергии.

Питание порта осуществляется переменным током напряжением обычно 6 или 10 *кв*. Питание силовых и осветительных нагрузок рекомендуется осуществлять при напряжении 380/220 *в*.

В отношении выбора числа и мощности трансформаторных подстанций следует отметить, что современная тенденция заключается в применении сравнительно небольших подстанций (мощностью до 1000 *ква*), расположенных возможно ближе к центрам электрических нагрузок. Наибольшее применение получают однотрансформаторные подстанции мощностью 320—560 *ква* и двухтрансформаторные мощностью 640—1120 *ква*. Радиус обслуживания одной подстанции обычно не превышает 250—300 *м*. Подстанции желательно встраивать в производственные или служебные здания.

Трансформаторные подстанции должны строиться, как правило, по типовым проектам.

Выбор схемы электроснабжения является наиболее ответственным вопросом при проектировании электрического хозяйства порта. Схема электроснабжения порта в общем представляется следующей.

От источников снабжения в порт поступают по крайней мере две линии, от которых питаются главные портовые подстанции при напряжении 6 или 10 *кв*. Это напряжение может быть либо непосредственно генераторным (при расположении электростанции вблизи от территории порта), либо вторичным, полученным на понизительной подстанции энергосистемы в результате соответствующего понижения напряжения, существующего на дальних линиях электропередачи. Главные портовые подстанции предназначаются прежде всего для того, чтобы от них начиналась разветвленная портовая кабельная сеть, ведущая к остальным подстанциям. Эти подстанции совмещаются с портовыми распределительными пунктами. Распределение энергии между подстанциями порта производится преимущественно по магистральной схеме питания. Все потребители порта разбиты на группы, каждая из которых снабжается электроэнергией через свою трансформаторную подстанцию. В интересах бесперебойности питания связь между трансформаторными подстанциями должна быть осуществлена так, чтобы в случае надобности была возможность взаимного резервирования.

Основными потребителями электроэнергии в порту являются крановые установки. Крановые электродвигатели в условиях портов характеризуются тяжелым режимом работы: резко неравномерным, пиковым характером нагрузки и очень большим числом включений. Такой режим работы приводит к низкому коэффициенту мощности ($\cos\varphi$) портовых кранов, что в свою очередь ухудшает условия работы портовых электросетей и приводит к излишним затратам на кабели и электрооборудование.

Коэффициент мощности $\cos\varphi$ электроустановки представляет собой отношение полезной активной составляющей мощности переменного тока (в *квт*) к полной ее величине (в *ква*), которая требуется от источника тока. Последняя наряду с активной включает реактивную часть.

Естественный коэффициент мощности в морских портах составляет обычно 0,65—0,70. Согласно существующим директивным положениям коэффициент мощности для проектируемых и реконструируемых объектов должен быть не ниже 0,92—0,95, что определяет необходимость искусственного повышения коэффициента мощности посредством компенсации реактивных нагрузок. С этой целью в портах устанавливаются специальные компенсирующие устройства — статические конденсаторы. Исследованиями установлена целесообразность компенсации двумя ступенями путем установки конденсаторов как при кранах и других крупных потребителях или у распределительных пунктов низковольтных сетей, так и на подстанции.

Портовые сети высокого напряжения (6—10 *кв*), осуществляющие распределение энергии между подстанциями, выполняются кабельными. Портовые сети низкого напряжения (380/220 *в*) служат для непосредственного питания портовых потребителей. Эти сети выполняются также кабельными (за некоторыми исключениями, например, для питания наружного освещения автодорог и охранного освещения). Канализация электросетей на причалах осуществляется:

а) в потернах (каналах), устраиваемых в теле гидротехнического сооружения;

б) в специальных каналах, выполненных из стандартных бетонных блоков, гончарных или асбоцементных труб;

в) в траншеях под съемными плитами.

Выбор способа канализации осуществляется с учетом конкретной конструкции причального сооружения и других условий.

Питание портальных кранов и других подвижных машин осуществляется гибким кабелем от питательных электроколонок, размещенных вдоль причальной линии с интервалами до 40 *м*. Эти же колонки (если они расположены достаточно близко от кордона) могут быть использованы для подключения трюмных машин и переносного освещения на судах.

Освещение порта

Осветительные установки в портах служат для следующих целей:

а) наружное освещение территории причалов, открытых складов, железнодорожных путей, автомобильных дорог и других объектов;

б) освещение маяков и знаков судоходной обстановки;

в) освещение крытых складов, производственных, пассажирских и служебных зданий;

г) освещение судов и железнодорожных вагонов в процессе их обработки.

Наружное рабочее освещение в условиях порта включает: интенсивное освещение при производстве перегрузочных операций (собственно рабочее освещение); дежурное освещение для поддерживания минимальной освещенности оперативных территорий порта, когда перегрузочные работы на них не производятся; охранное освещение, устраиваемое вдоль границ огражденной территории порта. Дежурное и охранное освещения питаются от отдельных сетей или отдельных фаз и имеют самостоятельное управление.

Включение и выключение наружного освещения должно производиться централизованно, из одного пункта.

В портах применяется как фонарное, так и прожекторное освещение. Фонарное освещение имеет преимущества перед прожекторным: меньшая установленная мощность, меньший расход энергии и, как следствие,— более низкая стоимость освещения;

эффективное, равномерное освещение территории и отсутствие ослепленности.

Однако на многих частях портовой территории не представляется возможным установить фонарное освещение ввиду работы перегрузочных машин и внутрипортового транспорта. При вынужденном применении прожекторного освещения необходимо принять меры для повышения его эффективности и ограничения ослепленности.

Во избежание глубоких теней нужно, чтобы направление лучей было по крайней мере с двух противоположных сторон. В отдельных случаях прожекторное освещение комбинируется с фонарным.

Для установки прожекторов в портах сооружаются специальные мачты. При фонарном освещении высота подвеса и расстояние между фонарями взаимно увязаны и определяются расчетом.

Оборудование портов наружным освещением производится по специальным нормам, устанавливающим требуемую величину освещенности (в люксах) для различных по своему характеру мест производства работ и различных грузов (табл. 65).

Таблица 65

Рекомендуемая минимальная освещенность мест работы на открытых пространствах портовой территории[1]

Назначение открытых участков портовой территории	Освещенность, *лк*			
	от общего освещения		от местного освещения	
	горизонтальная	вертикальная	горизонтальная	вертикальная
Причалы для:				
а) штучных грузов	5	2	20	8
б) тяжеловесных грузов, оборудования	5	5	20	15
в) круглого леса	5	3	20	12
г) пиленого леса	5	4	20	16
д) навалочных грузов	3	—	7	—
Пассажирские причалы	5	—	5	—
Нефтеналивные причалы	2	—	13	—
Железнодорожные погрузочно-разгрузочные фронты и складские площадки для:				
а) штучных грузов	3	2	12	8
б) тяжеловесных грузов, оборудования	3	3	20	15
в) круглого леса	3	2	20	12
г) пиленого леса	3	3	20	16
д) навалочных грузов	3	—	7	—
Рампы и балконы крытых складов для штучных грузов	5	2	20	8
Территории железнодорожных парков и путей на переездах	2	2	—	—

[1] Из проекта норм, разработанных Черноморпроектом.

Продолжение

Назначение открытых участков портовой территории	Освещенность, *лк*			
	от общего освещения		от местного освещения	
	горизонтальная	вертикальная	горизонтальная	вертикальная
Проходы и проезды:				
а) главные, с интенсивным движением людских и грузовых потоков	3	1	—	—
б) главные, со средним движением людских и грузовых потоков; пожарные проезды . . .	1	—	—	—
в) прочие	0,5	—	—	—

Требуемая освещенность контролируется не только в горизонтальной, но и в вертикальной плоскостях; создание вертикальной освещенности диктуется необходимостью различения марок и надписей, наносимых обычно на вертикальные поверхности грузов, а также прохода и проезда на стесненных участках. Правильное устройство освещения предусматривает также ограничение отношения максимальной освещенности к минимальной, чем достигается хорошая приспособляемость зрения.

Для портовых крытых складов штучных грузов требуется минимальная горизонтальная освещенность 10 *лк*, а в местах работы приемо-сдатчиков и весовщиков — 30 *лк*.

Освещение остальных производственных и служебных зданий производится по общим правилам и нормам.

Освещение судов, стоящих в порту, является специфическим вопросом. В условиях круглосуточной работы порта надлежащая освещенность палуб и грузовых помещений судов в процессе погрузочно-разгрузочных операций имеет очевидное значение. Для указанной цели суда оборудуются соответствующими постоянными осветительными установками; применяются также временные подвесные или переносные приборы. Поскольку не на всех судах и не во всех случаях возможно пользование судовым током, следует предусмотреть возможность подключения судовых осветительных установок к береговой сети. При этом по условиям безопасности требуется понижение напряжения.

Связь и сигнализация

Следует различать: а) местную связь и сигнализацию; б) внешнюю связь порта.

К местной связи и сигнализации относятся следующие ее виды: телефонная, диспетчерская, директорская, громкоговорящая, рейдовая, пожарная, охранная.

В комплекс местных слаботочных устройств входят также радиофикация и электрочасофикация. Порты оборудуются, как правило, автоматическими телефонными станциями учрежденческого типа (УАТС) емкостью от 100 до 500 номеров (возможны и большей емкости). Портовые АТС часто обслуживают и другие предприятия и учреждения морского флота. Схема организации местной проводной связи морского порта представлена на рис. 256.

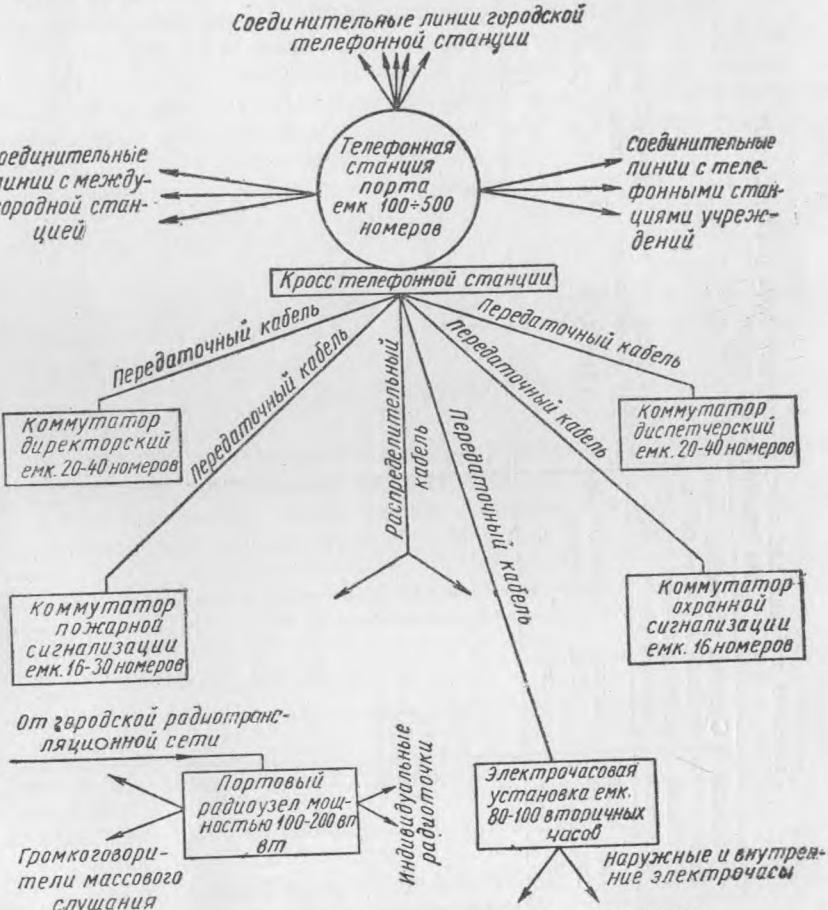


Рис. 256. Схема организации местной связи порта

Новым средством внутрипортовой связи является телевидение, благодаря которому диспетчер может непосредственно наблюдать за ходом операции, а механизатор близко видеть захватный орган машины.

К внешней связи порта относится радиосвязь (приемная и передающая радиостанции).

Таблица 66

Расчетная таблица для определения суточного расхода воды для транспортных судов

Расчетные типы судов	Типы главного двигателя	Число судов в месяц наибольшей работы, N	Расходы воды одним судном, $м^3$/сутки		Средняя расчетная продолжительность рейса до следующего пункта набора воды, сутки		Расход воды одним судном за рейс, $м^3$ $t_x q_1 + t_c q_2$	Месячный расход воды, $м^3$ $N(t_x q_1 + t_c q_2)$	Суточный расход воды, $м^3$ $\frac{N(t_x q_1 + t_c q_2)}{30}$
			на ходу q_1	на стоянке q_2	ходовое время, t_x	стояночное время, t_c			

§ 129. ВОДОСНАБЖЕНИЕ И КАНАЛИЗАЦИЯ

Водоснабжение

Потребность порта в воде слагается, во-первых, из различных статей ее расхода, присущих в той или иной мере любому производственному предприятию; во-вторых, из специфической и притом крупной статьи — снабжения пресной водой морских судов, составляющего 50—70% суточного расхода порта.

Подача пресной воды на заходящие в порт суда является функцией каждого морского порта в качестве базы снабжения флота. Морские суда расходуют пресную воду в значительных количествах: для питания судовых котлов, для охлаждения двигателей, а также для хозяйственно-бытовых целей и обслуживания пассажиров (питье, приготовление пищи, умывание, стирка и т. п.). Запасы воды принимаются судами либо на весь рейс до порта назначения, либо на часть рейса до ближайшего промежуточного порта, где можно получить воду.

Необходимая для расчетов водоснабжения порта величина суточного расхода воды на транспортные суда может быть определена по формуле

$$Q_{суд} = \sum \frac{N(t_x q_1 + t_c q_2)}{30}. \qquad (188)$$

В табл. 66 раскрыты буквенные обозначения этой формулы, а также приведен порядок выполнения расчета.

Суточный расход воды на технические нужды судов может быть определен по данным табл. 67.

Таблица 67

Суточный расход воды судами транспортного флота (в $м^3$ на 1000 *л. с.* мощности главных двигателей)

Тип главных двигателей	В ходовые сутки	В стояночные сутки
Поршневые паровые машины	8,6	1,2
Паровые турбины, турбоэлектрические установки	3,0	0,4
Двигатели внутреннего сгорания	0,4	0,4

Суточный расход воды на хозяйственно-питьевые нужды пассажиров и команды принимается 30—60 *л* на человека.

Расход воды на собственные нужды порта слагается из расхода на суда портового флота, на производственно-технические нужды (мастерские, гаражи, ремонтно-строительные работы и др.) и хозяйственно-бытовые нужды (душевые, столовые, поливка зеленых насаждений и т. п.). Определение этих расходов производится по соответствующим нормативам.

Что касается расхода воды для железнодорожного транспорта, то следует иметь в виду, что основная экипировка локомоти-

вов, в том числе прием воды, производится на станции примыкания, к которой эти локомотивы приписаны, а добор воды в необходимых случаях — на портовой железнодорожной станции. Непосредственно на территории порта (в районных парках, на погрузочно-разгрузочных и других путях) прием воды локомотивами, как правило, не должен иметь места.

Кроме перечисленных расходов, при расчете водоснабжения порта необходимо учитывать особый расход воды — для тушения пожаров. Этот расход, так же как и другие данные по пожарному водоснабжению, учитывается применительно к «Противопожарным нормам строительного проектирования промышленных предприятий и населенных мест».

Общий наибольший суточный расход распределяется в порту на протяжении суток весьма неравномерно. Для проектирования водопровода наряду с суточным расходом определяется также расчетный расход воды, отнесенный к часу и секунде максимального потребления.

С точки зрения требований к качеству воды и к напору весь расчетный расход может быть подразделен на три части:

а) для хозяйственно-бытовых нужд;

б) для производственно-технических нужд;

в) для тушения пожаров.

Вода для хозяйственно-бытовых нужд должна удовлетворять всем санитарным требованиям, предъявляемым к питьевой воде. Особые требования предъявляются к воде для производственно-технических нужд; поскольку одним из основных потребителей этой воды являются суда, расходующие ее для судовых котлов, требуется, чтобы вода не имела значительного количества солей и не обладала большой жесткостью. В необходимых случаях для подготовки отпускаемой воды в портах оборудуются водоумягчительные установки. Наконец, для тушения пожаров может быть использована вода любого качества, в том числе и морская.

В связи с изложенным в портах в ряде случаев целесообразно организовывать водоснабжение по раздельной системе, устраивая отдельно водопроводы питьевой воды, производственной воды и противопожарный. В зависимости от конкретных условий может быть отдельно устроен противопожарный водопровод с забором воды на акватории порта; в других случаях выделяют водопровод питьевой воды, а противопожарный совмещают с производственным; наконец, при надлежащих источниках водоснабжения в портах устраивают единый водопровод для всех нужд.

Источником водоснабжения могут быть:

а) существующие городские или промышленные водопроводы;

б) отдельные источники, специально используемые для нужд порта (подземные воды, открытые водоемы).

Последнее бывает редко — лишь при отсутствии водопровода в прилегающем к порту городе или промышленном центре.

При строительстве нового порта или в тех случаях, когда порт в достаточной мере не обеспечен водой, проблема его водоснабжения решается в увязке с водоснабжением всего района. Независимо от этого в каждом порту должны быть резервные (аварийные) источники водоснабжения, обеспечивающие удовлетворение минимальных нужд порта и обслуживаемого транспортного флота при временном прекращении подачи воды от основного источника.

Резервными источниками водоснабжения порта могут, в частности, служить артезианские скважины. В исключительных случаях для водоснабжения порта может быть использована морская вода, подвергаемая опреснению при помощи специальных установок.

Сеть портового водопровода должна быть замкнутой для обеспечения непрерывности действия. Если по конкретным условиям порта это трудно осуществимо, в сети, оставленной незамкнутой, предусматриваются приспособления, смягчающие гидравлические удары и устраняющие возможность разрыва труб.

Прокладка водонапорной сети в районе порта, сообразуясь с контуром обслуживаемого причального и складского фронта, а также с расположением основных точек потребления воды, должна предусматривать размещение бункеровочных (водоразборных) кранов, служащих для питания судов, как можно ближе к кордону. С этой целью водопроводные трубы вдоль причальной линии желательно прокладывать в подземных галереях (потернах), устраиваемых в надводной части набережных, что облегчает осмотр и ремонт водопроводной сети и оборудования.

Бункеровочные краны для подачи воды на суда устраиваются вдоль причального фронта на расстоянии 50 *м* друг от друга.

Специфическим вопросом является снабжение водой судов, стоящих на рейде, для чего применяются водоналивные баржи.

Канализация

Портовая канализация предназначается для отвода ливневых вод и удаления сточных вод (жидких нечистот) из производственных и служебных зданий и уборных, расположенных на территории порта.

Важное требование, предъявляемое к портовой канализации, состоит в том, чтобы она гарантировала защиту акватории порта от загрязнения. С санитарной точки зрения между ливневыми и сточными водами имеется существенное различие и соответственно разными путями решается вопрос об их спуске. В связи с этим в портах обычно применяется раздельная система канализации: для ливневых вод (ливневая канализация) и для сточных (хозяйственно-фекальная канализация).

Отвод поверхностных ливневых вод достигается в порту сравнительно просто путем придания портовой территории соот-

ветствующих уклонов по направлению к акватории, а также надлежащего покрытия территории одеждой. В тех частях территории, где непосредственный сток затруднен, ливневые воды направляются через дождеприемники в подземные водостоки, которые заканчиваются у гидротехнических сооружений специальными выпусками. При выпуске ливнеотводов на акваторию порта следует избегать вывода их через эксплуатационные причалы во избежание постепенного засорения последних твердыми отложениями, удаление которых требует периодического черпания.

Водоотводы или дренажные канавы с приемными или поглощающими колодцами следует устраивать также вдоль стен внешних оградительных сооружений в местах, где во время штормов перебрасываются на территорию порта значительные массы воды.

Удаление сточных вод может осуществляться путем подключения к общегородской канализационной сети, если таковая существует и проходит вблизи порта, или же специальной портовой канализацией. Последний способ, хотя и имеет известные преимущества в санитарном отношении, является сложным и дорогостоящим, а потому применяется лишь как вынужденное решение. В этом случае в порту должны быть созданы собственные сооружения, обеспечивающие обезвреживание сточных вод и выпуск их в море в пунктах, согласованных с санитарными органами. Выпуск сточных вод на акваторию порта, как правило, не допускается.

Устья коллекторов канализации снабжаются автоматическим затвором для преграждения морским водам доступа в коллектор при повышении горизонта.

Отвод сточных вод осуществляется, в зависимости от местных условий, по самотечной системе или путем перекачки насосами.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

Ко всем разделам

1. Бакаев В. Г. **Основы эксплуатации морского флота**, изд-во «Морской транспорт», 1950.
2. Материалы XXI съезда КПСС.
3. **Морские порты.** Учебное пособие для втузов, под ред. А. Т. Федорова, Гострансиздат, 1936.
4. **«Морской флот»**. Журнал за 1955—1958 гг.
5. **Судоходные конгрессы.** Материалы (отдельные выпуски).

К разделу I

1. Ляхницкий В. Е. **Основы проектирования морских портов**, изд-ва «Морской транспорт», 1952.
2. Техническое управление ММФ. **Сборники и бюллетени технической информации.**

К разделу II

1. Белоусов В. В. **Основные вопросы геотектоники**, Госгеолтехиздат, 1954.
2. Березкин В. А. **Динамика моря**, Гидрометеоиздат, 1947.
3. Бигелоу Г. Б. и Эдмондсон В. Т. **Морские ветровые волны и прибой**, Изд-во иностранной литературы, 1951.
4. Божич П. К. и Джунковский Н. Н. **Морское волнение и его действие на сооружения и берега**, Машстройиздат, 1949.
5. Великанов М. А. **Движение наносов**, Речиздат, 1948 г.
6. Добрынин Б. Ф. **Обзор современных классификаций береговых форм**. Ученые записки Московского Гос. университета, вып. 16, Географгиз, 1937.
7. Джунковский Н. Н. **Действие ветровых волн на гидротехнические сооружения**, Госстройиздат, 1940.
8. Жуковский Г. Р. **Океанография**, Водтрансиздат, 1953.
9. Зенкович В. П. **Динамика и морфология морских берегов**, ч. I, изд-во «Морской транспорт», 1946.
10. Зенкович В. П. **Динамическая классификация морских берегов. Труды ин-та океанологии**, т. X, изд-во АН СССР, 1954.
11. Кнапс Р. Я. **Оградительные сооружения типа молов и движение наносов на песчаных побережьях**, Изв. АН Латв. ССР № 6 (59), 1952.
12. Кленова М. В. **Геология моря**, т. 5, Учпедгиз, 1948.
13. Лейвиков М. Л. **Метеорология, гидрология и гидрометрия**, Гос. изд-во с.-х. лит-ры, 1949.
14. Мартон Э. **Основы физической географии**, т. II, Геоморфология, 1933.
15. Наливкин Д. В. **Учение о фациях**, т. 1—2, Изд-во АН СССР, 1955—1956.
16. Николаев Н. И. **Новейшая тектоника СССР**, т. 1, Изд-во АН СССР, 1949 (АН СССР. Труды комиссии по изучению четвертичного периода).

17. Нифантов А. П. **Оползни. Теория и практика их изучения.** ОНТИ Глав. ред. геол.-развед. и геодезич. лит-ры. 1935.
18. Обручев В. А. **Полевая геология,** ч. II, Гос. горн. науч.-техн. изд-во, 1932.
19. Попов И. В. **Инженерная геология,** Госгеолиздат, 1951.
20. Пчелинцев В. Ф. и Погребов Н. Ф. **Оползневые явления на южном берегу Крыма,** ОНТИ. Глав. ред. геол.-развед. и геодезич. лит-ры, 1936.
21. Самойлов И. В. **Устья рек,** Географгиз, 1952.
22. Самойлов И. В. и Шаповалов П. Б. **Технические портовые изыскания.** Машстройиздат, 1949.
23. Сумгин М. И. и др. **Общее мерзлотоведение,** Изд-во АН СССР, 1940.
24. Терцаги К. Инженерная геология, Георазведиздат, 1932.
25. Щукин И. С. **Общая морфология суши,** т. I—2, М., Гос. науч.-техн. горно-геол. нефт. изд-во, 1934—1938.
26. Эдельштейн Я. С. **Основы геоморфологии,** Госгеолиздат, 1947.

К разделу III

1. Джунковский Н. Н. **Общие положения по проектированию и строительству морских портов,** Стройвоенмориздат, 1946.
2. Ляхницкий В. Е. **Морские порты,** изд-во «Морской транспорт», 1948.
3. **Нормы технологического проектирования морских портов,** изд-во «Морской транспорт», 1957.
4. **Сетка типоразмеров причалов морских портов и СРЗ,** Черноморпроект, 1955.
5. **Эталон проектного задания морского порта,** Союзморпроект, 1955.
6. **Труды Государственного института по проектированию морских портов и судоремонтных предприятий.** Сб. 1,2, 1956.

К разделу IV

1. Анисимов Н. И. **Основания и фундаменты гидротехнических сооружений,** Речиздат, 1952.
2. Герсеванов Н. М. и Польшин Д. Е. **Теоретические основы механики грунтов и их практические применения,** Стройиздат, 1948.
3. Гинсбарг Р. И. и Шафир И. Н. **Предупреждение аварий морских причальных сооружений,** изд-во «Морской транспорт, 1953.
4. Гинсбарг Р. И. **Скоростное строительство портовых гидравлических сооружений,** изд-во «Морской транспорт», 1944.
5. Голушкевич С. С. **Плоская задача теории предельного равновесия сыпучей среды,** Гостехиздат, 1948.
6. Голушкевич С. С. и Христофоров В. А. **Практические методы определения давления грунта,** 1949.
7. Горюнов Б. Ф. **Расчет свайных набережных с учетом гибкости ригеля,** изд-во «Морской транспорт», 1948.
8. Дементберг Ф. М. **Новый практический способ расчета свайных набережных,** Госмориздат, 1940.
9. Егоров К. Е. **Распределение напряжений в основании жесткого ленточного фундамента.** Сборник № 9 Трудов лаборатории оснований и фундаментов сооружений (б. ВИОС Фундаментстроя), 1938.
10. Заремба-Владычанский Н. Н. **Расчет жестких свайных ростверков методом упругого центра.** Труды Одесского гидротехнического института, 1954.
11. Заремба-Владычанский Н. Н. **Расчет свайного ростверка с упругим ригелем.** Труды Одесского института инженеров морского флота. Юбилейный выпуск, 1955.
12. Кузнецов П. А. **Эксплуатационные и швартовные нагрузки на портовых причалах,** изд-во «Морской транспорт», 1948.

13. Курдюмов В. И. **Краткий курс оснований и фундаментов,** 1889.
14. Литвинов Н. Н., Лозовский Б. М., Смородинский Н. А. **Портовые сооружения. Расчетная часть,** ч. 1, изд-во «Водный транспорт», 1939.
15. Лойцянский Л. Г. и Лурье А. И. **Курс теоретической механики,** Гостехиздат, 1948.
16. Ляхницкий В. Е. и др. **Портовые гидротехнические сооружения,** ч. I, изд-во «Речной транспорт», 1955.
17. Прокофьев И. П. **Давление сыпучего тела и расчет подпорных стенок,** Стройиздат, 1947.
18. Скуратов В. С. и Шапошников Н. И. **Расчет железобетонных свайных конструкций,** Гострансиздат, 1934.
19. Смородинский Н. А. **Высокий свайный ростверк,** изд-во «Морской транспорт», 1949.
20. Соколовский В. В. **Статика сыпучей среды,** Гостехиздат, 1954.
21. **Труды Государственного института по проектированию морских портов и судоремонтных предприятий «Союзморпроект».** Сб. 1, 1956, статьи А. Аладьева, Н. Ретюнского, Р. Гинсбарга, А. Брюма.
22. **Труды НИИ-100,** 1955.
23. Урецкий Б. А. **Портовые набережные,** ОНТИ, Глав, ред. строит. лит-ры, 1938.
24. Цытович Н. А. **Механика грунтов.** Гос. изд-во лит. по стр-ву и архитектуре, 1951.
25. Яропольский И. В. **Основания и фундаменты,** Речиздат, 1948.
26. **Ehlers Beitrag zür statischen Berechnung von Spundwänden,** 1910.
27. **Proceedings American Society of Civil Engineers** № 572, 1954.
28. Terzaghi K. **A. S. C. E.** № 262, vol. 79, 1953.

К разделу V

1. Воронов П. А. **Морские сооружения из бетона и железобетона,** Машстройиздат, 1951.
2. Ляхницкий В. Е., Смородинский Н. А. и др. **Портовые гидротехнические сооружения,** ч. I, Водтрансиздат, 1953.
3. Тикунов П. Р. **Основные положения по проектированию и строительству внешних морских оградительных сооружений.** Машстройиздат, 1949.
4. Урецкий Б. А. **Курс морских гидротехнических сооружений,** ч. 1, Военмориздат, 1945.
5. Федоров А. Т. **Сооружение морских портов,** 1949.
6. Шафир И. Н. **Причины повреждений портовых оградительных сооружений,** изд-во «Морской транспорт», 1950.
7. Шафир И. Н. и Гинсбарг Р. И. **Аварии морских гидротехнических сооружений,** изд-во «Морской транспорт», 1942.
8. **Du Platt Taylor.** Dock, Wharves and Piers, 1934.

К разделу VI

1. Божич П. К. и Джунковский Н. Н. **Морское волнение и его действие на сооружения и берега,** Машстройиздат, 1949.
2. Гамаженко В. С. **Опыт применения морских берегоукрепительных сооружений,** Машстройиздат, 1950.
3. Жданов А. М. **Опыт строительства морских гидротехнических сооружений за рубежом** (Минтрансстрой, Всесоюзн. науч.-исслед. ин-т трансп. стр-ва. Сообщение № 81).
4. Жданов А. М. **Основные положения проектирования берегоукрепительных сооружений на приморских линиях железных дорог,** Трансжелдориздат, 1953.
5. Жданов А. М. и др. **Вопросы проектирования и строительства берегоукрепительных сооружений.** Трансжелдориздат, 1952.
6. Ляхницкий В. Е. **Морские порты,** изд-во «Морской транспорт», 1948.

К разделу VII

1. Агашин Н. И. **К вопросу о способах определения эффективности углубления морских каналов**. Сборник трудов Союзморпроекта, 1952.

2. Архангельский М. М. и Букина А. А. **Физические основы оптического метода измерения концентрации речных наносов.** Изв. АН СССР, Серия геофизич., № 5, 1955.

3. Березкин В. А. **Динамика моря,** 1936.

4. Близняк Е. В. и Никольский В. М. **Гидрология и водные исследования,** Речиздат. 1946.

5. Божич П. К. **Основы проектирования открытых морских каналов и искусственных портовых акваторий,** (ЦНИИВТ, Труды ин-та, вып. 156). Гострансиздат, 1936.

6. Божич П. К. **Морские каналы и их обстановка,** изд-во «Морской транспорт», 1948.

7. Божич П. К. и Джунковский Н. Н. **Морское волнение и его действие на сооружения и берега,** Машстройиздат, 1949.

8. Великанов М. А. **Динамика русловых потоков,** тт. I и II, Гостехиздат, 1954-1955.

9. Великанов М. А. **Обоснование гравитационной теории движения наносов.** Изв. АН СССР, Серия геофизич., № 4, 1954.

10. Гончаров В. Н. **Основы динамики русловых потоков.** Гидрометеоиздат, 1954.

11. Дмитриев А. А., Бончковская Т. В. **Воздействие течений на волновые движения жидкости.** Изв. АН СССР, Серия геофизич. № 4, 1954.

12. Зубов Н. Н. **Динамическая океанология,** Гидрометеоиздат, 1947.

13. Иванов Н. А. и Чекренев А. И. **Дноуглубление, выправление и обстановка,** изд-во «Водный транспорт», 1939.

14. **Инструкция по техническому контролю и приемке дноуглубительных работ, выполняемых Главным управлением морских путей,** 1952.

15. Караушев А. В. **Транспорт наносов в открытых потоках.** Труды Гос. гидрологич. ин-та, вып. 28 (82), Гидрометеоиздат, 1951.

16. Колмогоров А. И. **Статическая теория колебаний с непрерывным спектром.** Юбил. сборник, АН СССР, 1947.

17. Кондратьев Н. Е. **О трансформации волн на мелководьи при постоянно уменьшающихся глубинах.** Труды Гос. гидрологич. ин-та, вып. 2 (76), 1950.

18. Кондратьев Н. Е. **Потери волновой энергии на мелководьи.** Труды Гос. гидрологич. ин-та, вып. 28 (82), Гидрометеоиздат, 1951.

19. Красильников П. А. **Навигационное оборудование морей и рек.** Сев.-зап. картогр., изд. производство ГУ ВМФ, 1944.

20. Логачев Л. А. **Способ расчета заносимости и определения состава и объема исследований морских каналов.** Сборник трудов Союзморпроекта, 1952.

21. Маккавеев В. М. **Теория процессов перемешивания при турбулентном движении свободных потоков и вопросы зимнего режима рек.** Записки Гос. гидрологич. ин-та, т. 5, 1931.

22. Маккавеев В. М. **Учет ветрового фактора и шероховатости дна в динамике волн и переносных течений.** Труды Гос. гидрологич. ин-та, вып. 28 (82), Гидрометеоиздат, 1951.

23. **Материалы дискуссии о гравитационной и диффузионной теории движения взвешенных наносов.** Изв. АН СССР, ОТН № 11, 1951; № 2, 6, 8, 9, 11, 12, 1952.

24 Минский Е. М. **Турбулентность руслового потока.** Гидрометеоиздат, 1952.

25. Некрасов А. Н. **Точная теория волн установившегося вида на поверхности тяжелой жидкости,** Изд-во АН СССР, 1951.

26. Шамов Г. И. **Речные наносы,** Гидрометеоиздат, 1954.

27. Шаповалов П. Б. **Заносимость Ждановского канала,** 1956.

28. Шаповалов П. Б. **Заносимость Таганрогского канала,** 1957.

29. Шулейкин В. В. **Динамика ветровых волн и мертвой зыби.** Изв. АН СССР, Серия геофизич., № 5, 1954
30. Шулейкин В. В. **Физика моря,** Изд-во АН СССР, 1953.

К разделу VIII

1. Бартенев П. В. **Станции и узлы.** Трансжелдориздат, 1945.
2. Дукельский А. И. **Механизация перегрузочных работ в морских портах,** изд-во «Морской транспорт», 1950.
3. Ланг А. Г. и Майзель В. С. **Портальные краны,** Машгиз, 1953.
4. Ляхницкий В. Е. **Проектирование портов,** изд-во «Речной транспорт», 1956.
5. **«Механизация трудоемких и тяжелых работ»,** журнал, 1956 г.
6. **Нормы и технические условия проектирования автомобильных дорог промышленных предприятий** (НиТУ 101—56), Госстройиздат, 1956.
7. Оленев Н. М. **Хранение нефти, нефтепродуктов и газа,** Гостоптехиздат, 1954.
8. **Правила технической эксплуатации перегрузочных машин морских портов,** изд-во «Морской транспорт», 1957.
9. **Справочник проектировщика железнодорожных станций,** Трансжелдориздат, 1954.
10. Страментов А. Е. и Меркулов Е. А. **Проектирование городских дорог,** изд-во Министерства коммунального хозяйства РСФСР, 1952.
11. **Технические указания по проектированию станций и узлов на железных дорогах нормальной колеи,** Трансжелдориздат, 1954.
12. **Указания по проектированию электроснабжения портов и судоремонтных заводов,** Черноморпроект, 1956.
13. **Устав железных дорог Союза ССР,** Трансжелдориздат, 1955.
14. **Эталон проектного задания морского порта,** Союзморпроект, 1955.
15. **Нормы технологического проектирования морских портов,** изд-во «Морской транспорт», 1957.
16. **Труды государственного института по проектированию морских портов и судоремонтных предприятий.** Сб. 1, 2, 5. 1956—1957.

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

Предисловие 3

Раздел I

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ПОРТАХ

Глава I. **Общее представление о морских портах**

§ 1. Назначение и классификация портов 3
§ 2. Состав порта 9
§ 3. Грузооборот порта 11
§ 4. Пропускная способность порта 13

Глава II. **Роль морских портов в народном хозяйстве СССР**

§ 5. Значение морского транспорта и портов во внутренних и внешних транспортных связях 14
§ 6. Задачи дальнейшего развития морского флота и портов . 16

Раздел II

ЕСТЕСТВЕННЫЙ РЕЖИМ МОРСКИХ ПОБЕРЕЖИЙ И УСТЬЕВЫХ УЧАСТКОВ РЕК

Глава III. **Топографические и гидрографические условия**

§ 7. Топографические условия 20
§ 8. Гидрографические условия 21

Глава IV. **Метеорологические условия**

§ 9. Ветер 23
§ 10. Влажность воздуха и туманы 25
§ 11. Осадки 27
§ 12. Прогнозы погоды 28

Глава V. **Гидрологические условия**

§ 13. Колебания уровня моря 29
§ 14. Приливо-отливные явления 34
§ 15. Колебания уровня воды в устьях рек 37
§ 16. Волнение 42
§ 17. Морские течения 67
§ 18 Течения в устьевых участках рек 69
§ 19. Некоторые физико-химические свойства морской воды . . 70

Стр.

§ 20. Температура воды; замерзание речной и морской воды . 72
§ 21. Морские древоточцы 75

Глава VI. **Геологические условия**

§ 22. Геология берегов и дна моря; залегание горных пород . . 77
§ 23. Геологическое строение дна моря и устьевых участков рек . 79
§ 24. Динамические явления на морских побережьях 81
§ 25. Вечная мерзлота 87

Глава VII. **Геоморфологические условия**

§ 26. Морские берега и их классификация 88
§ 27. Типы и формы берегов; формы береговой линии 90
§ 28. Устья рек 94

Глава VIII. **Морские наносы**

§ 29. Происхождение и состав наносов 96
§ 30. Движение морских наносов 97
§ 31. Мощность потока наносов 101
§ 32. Влияние сооружений на режим наносов 103

Раздел III

ПЛАН ПОРТА И ЕГО ЭЛЕМЕНТЫ

Глава IX. **План порта.**

§ 33. Основные принципы компоновки плана порта. Районирование 105
§ 34. Характеристика планов портов 108

Глава X. **Водные элементы порта**

§ 35. Начертание внешних оградительных сооружений 118
§ 36. Размыв и нарастание берега в районе портов 125
§ 37. Входы в порт 129
§ 38. Акватория порта 133
§ 39. Глубина акватории порта 138

Глава XI. **Береговые элементы порта**

§ 40. Причальный фронт. Начертание причальной линии . . . 140
§ 41. Специализация причалов 143
§ 42. Определение потребного числа и длины причалов . . . 145
§ 43. Территория порта 148
§ 44. Определение потребной емкости портовых складов . . . 150

Раздел IV

ПРИЧАЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Глава XII. **Гравитационные набережные**

§ 45. Набережные из обыкновенных массивов 154
§ 46. Набережные из массивов-гигантов 159
§ 47. Набережные из ряжей 162
§ 48. Набережные уголкового профиля 165
§ 49. Прочие типы гравитационных набережных 168
§ 50. Набережные на отдельных опорах 169
§ 51. Основание гравитационной набережной и его особенности . 170
§ 52. Разгрузочные призмы, их формы и габариты 172
§ 53. Надводные стенки и их конструктивные особенности . . . 174
§ 54. Устройства для отвода воды 176

Стр.

Глава XIII. **Свайные набережные**

§ 55. Сваи 177
§ 56. Набережные в виде тонких стенок (больверки) 184
§ 57. Набережные с высоким ростверком 193
§ 58. Расстановка свай и их уклоны 211
§ 59. Верхнее строение 213

Глава XIV. **Набережные на цилиндрах**

§ 60. Схема устройства набережной на цилиндрах 216
§ 61. Цилиндрические опоры 218

Глава XV. **Узкие пирсы**

§ 62. Гравитационные пирсы 219
§ 63. Свайные пирсы 221
§ 64. Пирсы на цилиндрах 225

Глава XVI. **Рейдовые причалы** 229
Глава XVII. **Усиление и реконструкция причальных сооружений** 232
Глава XVIII. **Силы и нагрузки, действующие на портовые сооружения**

§ 65. Исходные положения 237
§ 66. Нагрузки от судов 240
§ 67. Давление грунта 240
§ 68. Волновое воздействие 249
§ 69. Ледовые нагрузки 260

Глава XIX. **Особенности расчета гравитационных сооружений**

§ 70. Исходные положения 261
§ 71. Указания к расчету портовых сооружений по предельным состояниям 264
§ 72. Пример расчета причальной стенки по предельным состояниям 269

Глава XX. **Основы расчета причальных сооружений с высоким свайным ростверком**

§ 73. Свайные ростверки с жестким ригелем 280
§ 74. Пример расчета по методу упругого центра 287
§ 75. Расчет свайного ростверка с упругим ригелем 293

Глава XXI. **Особенности расчета портовых сооружений тонкостенных конструкций**

§ 76. Исходные положения 308
§ 77. Новый метод расчета заанкеренных стенок 311

Раздел V
ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Глава XXII. **Оградительные сооружения с вертикальной стенкой**

§ 78. Конструктивные особенности и область применения . . . 326
§ 79. Оградительные сооружения из обыкновенных массивов . . 328
§ 80. Оградительные сооружения из циклопических массивов . . 330
§ 81. Ячеистые (целлюлярные) массивы 331
§ 82. Оградительные сооружения из массивов-гигантов . . . 333
§ 83. Оградительные сооружения из ряжей 338
§ 84. Оградительные сооружения из свай 340
§ 85. Широкие молы 342

Стр.

Глава XXIII. **Оградительные сооружения откосной формы**

§ 86. Конструктивные особенности и область применения . . . 343
§ 87. Сооружения из наброски несортированного камня . . . 344
§ 88. Молы из наброски сортированного камня 345
§ 89. Оградительные сооружения из наброски массивов . . . 346
§ 90. Оградительные сооружения из песка 353
§ 91. Молы и волноломы смешанного типа 354
§ 92. Корень мола; голова оградительного сооружения 355

Глава XXIV. **Новые типы оградительных сооружений**

§ 93. Конструктивные особенности и область применения . . . 356
§ 94. Молы и волноломы сквозной конструкции 357
§ 95. Плавучие оградительные сооружения 360
§ 96. Пневматические волноломы 361

Глава XXV. **Усиление и реконструкция оградительных сооружений** 363

Раздел VI

УКРЕПЛЕНИЕ МОРСКИХ БЕРЕГОВ

Глава XXVI. **Пассивный метод защиты берегов**

§ 97. Классификация сооружений и область применения . . . 368
§ 98. Волноотбойные стенки 370

§ 99. Сооружения полуоткосного профиля 372
§ 100. Сооружения ступенчатого типа 375
§ 101. Сооружения откосной формы 377
§ 102. Определение нагрузок, действующих на сооружение . . 380

Глава XXVII. **Активный метод защиты морских берегов**

§ 103. Общие положения 382
§ 104. Продольные берегоукрепительные сооружения 384
§ 105. Поперечные берегоукрепительные сооружения 389

Раздел VII

МОРСКИЕ КАНАЛЫ И СУДОХОДНАЯ ОБСТАНОВКА

Глава XXVIII. **Характеристики морских каналов**

§ 106. Классификация морских каналов 396
§ 107. Трасса канала 400
§ 108. Глубина канала 403
§ 109. Ширина канала 406
§ 110. Откосы прорези канала 407

Глава XXIX. **Заносимость каналов в море и в устьевых участках рек**

§ 111. Причины заносимости морских каналов 409
§ 112. Способы подсчета заносимости каналов 413

Глава XXX. **Судоходная обстановка**

§ 113. Береговые знаки ограждения 415
§ 114. Туманные предостерегательные установки 417
§ 115. Радиомаяки и радиолокация 418
§ 116. Навигационные знаки ограждения 419

Раздел VIII

ОБОРУДОВАНИЕ ПОРТОВ

Глава XXXI. **Оборудование портов для перегрузки и хранения грузов**

§ 117 Перегрузочные машины 423
§ 118. Схемы оборудования портовых грузовых районов . . . 433
§ 119. Складское хозяйство 452

Глава XXXII. **Оборудование портов для пассажирских операций**

§ 120. Схемы оборудования портовых пассажирских районов . . 465
§ 121. Морские пассажирские вокзалы 470

Глава XXXIII. **Транспортное оборудование портов**

§ 122. Железнодорожное оборудование порта 473
§ 123. Автомобильный транспорт в порту 482
§ 124. Портовый флот 486

Глава XXXIV. **Вспомогательные элементы портового хозяйства**

§ 125. Состав вспомогательных элементов 490
§ 126. Производственно-вспомогательные хозяйства 492
§ 127. Служебные здания 495
§ 128. Электрооборудование портов; связь и сигнализация . . . 499
§ 129. Водоснабжение и канализация 507
Список литературы 511

АВТОРЫ: АБРАМ ИСАЕВИЧ БРЮМ, ПЕТР АНДРЕЕВИЧ ВОРОНОВ, РУВИН ИЗРАИЛЕВИЧ ГИНСБАРГ, АЛЕКСАНДР НИКОЛАЕВИЧ КУТЕЙНИКОВ, АЛЕКСАНДР ТИМОФЕЕВИЧ ФЕДОРОВ, ПЕТР БОРИСОВИЧ ШАПОВАЛОВ, ФУАД МАКСИМОВИЧ ШИХИЕВ

Редактор *Г. М. Матлин*
Редактор издательства *Е. Ф. Ксенофонтова*

Переплет художника *Г. И. Пикунова*

Технический редактор *Е. А. Тихонова*
Корректоры: *Л. А. Узлова, Е. М. Эренлиб*

Т-09121. Сдано в производство 23/I-1959 г. Подписано к печати 25/VII-1959 г. Бумага $60\times92^{1}/_{16}$ — 16,38 бум. л., 32,75 печ. л., 1 вкл., 31,92 уч.-изд. л. Тираж 2500 экз. Изд. № УВ—409. Цена 11 р. 20 к. Переплет 1 р. 50 к. Заказ № 391.

Типография «Моряк» изд-ва «Морской транспорт», Одесса, Ленина, 26.

ЗАМЕЧЕННЫЕ ОПЕЧАТКИ

Стр.	Строка	Напечатано	Следует читать	По чьей вине
47	Рис. 14	$H_2 = \sqrt{\frac{2h}{h_1 h_2}}$	$H_2 = H_1 \sqrt[6]{\frac{H}{h_1 h_2}}$	Спец. редактора
61	6 снизу	разрешение	разрушение	Автора
81	4 сверху	насосов	наносов	Типографии
121	11 сверху	совщаться	совмещаться	Корректора
146	22—23 снизу	устранены	устроены	Типографии
218	15 снизу	усилие	усиление	Корректора
237	21 сверху	минимальных	минимальным	Считчика
238	8 „	h cth	h ch	Корректора
250	3 снизу	$\gamma_n H'2 = 3{,}6$	$\gamma_n H' = 23{,}6$	Автора
278	21 сверху	$\sum_0 i_n \sin \alpha_n$	$\sum_0 i_n x_n \sin \alpha_n$	Автора
280	1 снизу	2,362	1,362	Автора
304	Табл. 38, колонка 3, строка 3	$\frac{2}{9}$	0,5	Редактора
406	7 снизу	где —	где P —	Типографии
410	5 „	дорогих	дорогах	Корректора
483	20 сверху	тарные	инвентарные	Редактора
491	9 „			