Г.Н. Смирнов, В.В. Аристархов, С.Н. Левачев, А.Г. Сидорова,
Е.А. Корчагин

ПОРТЫ И ПОРТОВЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Под редакцией
д-ра техн. наук, проф. Г.Н.Смирнова

3-е издание, переработанное

Допущено Министерством образования Российской Федерации
в качестве учебника для студентов высших учебных
заведений, обучающихся по специальности
«Гидротехническое строительство» направления
подготовки дипломированных
специалистов «Строительство»



Москва - 2003
Издательство Ассоциации строительных вузов

П-60

Рецензенты:
проф., д.т.н., начальник отдела «Проектирования обустройства морских нефтегазовых месторождений» *Д.А. Мирзоев*;
директор по проектированию института «Союзморниипроект» *М.А. Троцкий*

Г.Н. Смирнов и др.
Порты и портовые сооружения: Учебное издание - М.: Издательство АСВ, 2003. - 464 с.

ISBN 5-93093-160-7

Приведены общие сведения о портах, их транспортно-экономические и технические характеристики, обоснован выбор основных элементов порта, дано описание современных схем механизации грузовых работ, современных типов складов для различных грузов с учетом технологического оборудования, изложены основные принципы проектирования морских и речных портовых гидротехнических сооружений.

1-е издание учебника вышло в 1979 г., 2-е - в 1993 г., 3-е издание переработано в соответствии с новыми технологическими решениями и переориентировкой учебных курсов, часть глав изъята, некоторые главы сокращены.

Учебник предназначен для студентов вузов, обучающихся по специальности «Гидротехнические сооружения».

Klaipėdos universiteto
Jūrų technologijų fakulteto
BIBLIOTEKA

Федеральная программа книгоиздания России

ISBN 5-93093-160-7

© Смирнов Г.Н. и др., 2003 г.
© Издательство АСВ, 2003 г.

ПРЕДИСЛОВИЕ

В настоящее время перед водным транспортом нашей страны к обычной задаче более полного удовлетворения потребностей народного хозяйства во внешнеторговых и каботажных перевозках, улучшения доставки грузов в районы Крайнего Севера и Дальнего Востока, повышения объема и эффективности транспортных услуг добавляется задача восполнения числа морских портов, потерянных Россией при развале Советского Союза на новом техническом и технологическом уровне. Кроме того, необходимо решить задачу восстановления и ремонта существующего причального фронта, в значительной степени за последние 25 - 30 лет пришедшего в негодность. Для успешного решения этих сложнейших задач существенное значение имеет подготовка высококвалифицированных специалистов в необходимом количестве. В значительной степени этому способствует наличие учебников и учебных пособий, отражающих современные тенденции в портостроении. С выхода предыдущего издания (1993 г.) прошло десять лет, в течение которых в России произошли значительные социально-экологические изменения, в связи с чем появилась необходимость в переиздании учебника. К этому же обязывают и четко определившиеся тенденции на водном транспорте к более широкому использованию перегрузочных комплексов, появлению более мощных перегрузочных машин и механизмов.

В составлении учебника приняли участие сотрудники кадров Водного хозяйства и морских портов МГСУ проф., д.т.н. Смирнов Г.Н., которым написаны предисловие, гл. 9, 11, 12, 14, проф., к.т.н. Левачев - главы 10,15, 16, 17, 18, 21, 22, к.т.н., доцент Сидорова А.Г. - 3, 4, 5, 13, к.т.н., доцент кафедры Водных путей, портов и электрооборудования Московской государственной академии водного транспорта - главы 6, 7, 8, 19, 20.

В связи с рядом обстоятельств некоторые главы в корне переработаны или исключены вообще.

В связи с изменением социально-экономической обстановки в России переработаны гл. 1 и 2; исключена глава 24 - «Морские берегозащитные сооружения», поскольку в 2002 г. вышел отдельный учебник «Берегозащитные сооружения» под ред. канд. геогр. наук Смирнова Т.Г; исключена глава 25 - «Лабораторные исследования портовых гидротехнических сооружений» и глава 26 - «Натурные исследования портовых гидротехнических сооружений», поскольку по этим разделам готовится отдельное издание.

ГЛАВА 1
ПОРТЫ КАК СОСТАВЛЯЮЩАЯ МОРСКОЙ ТРАНСПОРТНОЙ СИСТЕМЫ

§ 1. Роль транспорта в народном хозяйстве

Транспорт России представляет собой важную отрасль народного хозяйства и включает следующие виды: железнодорожный, морской, речной, авиационный, автомобильный, трубопроводный. Основные задачи транспорта – полное удовлетворение потребностей народного хозяйства в перевозках и перемещениях грузов и пассажиров в требуемых объемах и направлениях с соответствующим улучшением сервисного обслуживания и своевременной доставкой.

Водный транспорт (морской и речной) является составной частью единой транспортной системы России. Россия имеет прямой выход в три океана. По территории России протекают крупнейшие реки мира, являющиеся отечественными транспортными коммуникациями, соединяющими самые северные районы страны с самыми южными. Поэтому в силу не только экономических, но и географических условий водный транспорт является важнейшим фактором, обеспечивающим как международные, так и внутренние экономические связи Российской Федерации. При этом необходимо отметить, что речной флот все активнее осваивает морские коммуникации, используя суда смешанного «река-море» плавания.

Водный транспорт России решает следующие основные задачи:

- обеспечение морских внешнеторговых перевозок, что в последние годы приобрело особую важность в связи с проведением курса на интеграцию страны в мировую экономическую систему;
- обеспечение внутренних грузовых и пассажирских перевозок в летний (навигационный) период, когда резко возрастает миграция населения и потребность в перевозках сельскохозяйственных продуктов;
- транспортное обслуживание районов Крайнего Севера и Дальнего Востока, где водный транспорт является практически единственным видом транспорта, способным перевозить крупные партии грузов;
- увеличение валютных поступлений в бюджет страны; укрепление обороноспособности страны в качестве стратегического резерва военно-морского флота.

Перемещение грузов, осуществляемое морским транспортом, называют морскими перевозками. Морские перевозки обычно подразделяют на внешнеторговые, обеспечивающие экспорт и импорт грузов, и каботажные (между портами одной страны). Каботажные перевозки, в свою очередь, делят на большой каботаж (между портами одной страны, расположенными в разных морских бассейнах, например, между Санкт-Петербургом и Новороссийском) и малый каботаж (между портами, расположенными в одном морском бассейне, например, между Новороссийском и Туапсе, или в смежных морских бассейнах).

Объем грузов, перевозимых средствами морского транспорта во всем мире за год, в настоящее время превышает годовой суммарный объем грузов, перемещаемых всеми остальными видами транспорта. Мировой грузооборот морских портов постоянно растет. Прогноз роста мировых перевозок характеризуется следующими данными: 1980 г. – 5 млрд.тонн, 1990 г. – 7 млрд.тонн, 2000 г. – 10 млрд.тонн, 2070 г. – 35-45 млрд.тонн.

В мировом судоходстве непрерывно растут перевозки нефти, железной руды, зерна, угля, минеральных удобрений, сахара-сырца, природного газа и других грузов.

С изменением общей мировой торговой конъюнктуры меняется состав грузов, перевозимых средствами морского транспорта. Так, в последнее время в мировом грузообороте морских портов значительно увеличилась доля таких грузов, как сжиженные газы, нефть, нефтепродукты, химические, контейнерные. При этом на нефть и нефтепродукты приходится более 55%, на руду, уголь, зерно, удобрения – около 20%, на остальные виды грузов – 25%.

Использование морского транспорта в основном для внешнеторговых перевозок определяет не только его экономическое, но и большое политическое значение. Морской транспорт является основным средством связи между странами, расположенными на различных континентах и островах. Несмотря на быстрое развитие авиации, она ни в настоящее время, ни в ближайшей перспективе не может заменить морской транспорт в грузовых перевозках, особенно в перевозках массовых грузов.

Важную роль играет морской транспорт и в пассажирских перевозках. Суда на подводных крыльях и воздушной подушке значительно сокращают разрыв в скорости доставки пассажиров морским и воздушным транспортом, паромные перевозки обеспечивают перемещение пассажиров с их личным транспортом - автомобилями.

Водный транспорт по сравнению с железнодорожным и автомобильным значительно экономичнее и экологичнее. Водные пути более безопасны и менее уязвимы в форс-мажорных ситуациях.

Одним из важнейших показателей работы любого вида транспорта является скорость доставки груза в место назначения.

При сравнении перевозок грузов морским и железнодорожным транспортом следует, однако, учитывать расстояния перевозок и пунктов назначения. Если груз идет, например, из Европы в Японию морским транспортом через Суэцкий канал и Индийский океан, то срок его доставки железнодорожным транспортом по Транссибирской магистрали в 2 раза меньше, что дает значительные преимущества железнодорожному транспорту.

Каботажные перевозки для целого ряда районов нашей страны являются основным, а иногда и единственно возможным способом перевозки массовых грузов. Морской транспорт обеспечивает бесперебойную работу и развитие лесной, горно-рудной, угольной, нефтедобывающей, золотодобывающей и других отраслей промышленного производства, а также строительства и сельского хозяйства на Дальнем Востоке и Крайнем Севере.

Однако главной задачей морского транспорта является обеспечение возрастающего объема перевозок экспортно-импортных грузов. Если в 1940 году перевозки внешнеторговых грузов составляли 6,4% в общем грузообороте, то в настоящее время они превышают 95%.

Значительную сумму валютных средств зарабатывает флот при предоставлении транспортных услуг на мировом фрахтовом рынке.

§ 2. Порт и его элементы

Одной из важнейших составляющих морской транспортной системы являются морские порты.

Морские порты подразделяются:

- морской торговый порт;
- морской рыбный порт;
- морской специализированный порт.

Под морским торговым портом понимается комплекс сооружений, расположенных на специально отведенных территории и акватории и предназначенных для обслуживания судов, используемых в целях торгового мореплавания, обслуживания пассажиров, осуществления операций с грузами и других услуг, обычно оказываемых в морском торговом порту.

Под морским рыбным портом понимается комплекс сооружений, расположенных на специально отведенных территории и акватории и предназначенных для осуществления основного вида деятельности – комплексного обслуживания судов рыбопромыслового флота.

Под морским специализированным портом понимается комплекс сооружений, расположенных на специально отведенных территории и акватории и предназначенных для обслуживания судов, осуществляющих перевозки определенных видов грузов (леса, нефти и других).

К морским специализированным портам относятся также порты, предназначенные для обслуживания спортивных и прогулочных судов.

Современный порт – это крупный транспортный узел с комплексом сооружений и устройств, обеспечивающих спокойную стоянку судов, быструю и удобную передачу грузов и пассажиров с сухопутного или внутреннего водного транспорта на морские суда или с морских судов на другие виды транспорта, хранение, подготовку и комплектацию грузов, а также обслуживание находящихся в порту судов всем необходимым.

В морском порту осуществляется обслуживание судов (агентское, сюрвейерское, шипчандлерское, техническое и навигационное; снабжение топливом, водолазное обследование и водолазные работы, проводка судов лоцманами и службами управления движением судов, швартовые операции, сбор и очистка судовых льяльных и нефтесодержащих вод), а также транспортно-экспедиционное обслуживание, погрузочно-разгрузочные работы и складские операции, перевозка и обслуживание пассажиров, перевозки грузов и буксировка судов, переработка рыбной продукции, межрейсовый, межпутинный отстой судов рыбопромыслового флота, ремонт судов и иные виды деятельности, связанные с торговым мореплаванием.

В морском порту осуществляется государственный портовый контроль по обеспечению безопасности мореплавания и порядка в морском порту.

В морском порту, открытом для захода иностранных судов и российских судов загранплавания, органам, осуществляющим пограничный, таможенный и другие виды государственного контроля, выделяются помещения, технологическое оборудование и технические средства для размещения указанных органов и проведения соответствующих видов контроля в порядке, установленном Правительством Российской Федерации.

Каждый порт при всем своеобразии имеет общие для всех портов основные элементы. К ним относятся: акватория и территория порта, водные и сухопутные подходы к порту, гидротехнические сооружения (причалы, оградительные и берегоукрепительные сооружения, средства навигационной обстановки и др.).

Акватория морского порта – воды морского порта, ограниченные береговой линией и внешней границей акватории. Внешняя граница акватории устанавливается решением Правительства Российской Федерации и учитывает местные особенности базирования судов и кораблей различных ведомств.

Акватория порта состоит из внешних рейдов и внутренней акватории. В морских торговых портах внешние рейды подразделяют на рейды отстоя и перегрузочные. Элементами внутренней (защищенной) акватории являются: внутренние рейды (входной,

маневровые, для отстоя судов), оперативная акватория (бассейны), внутренние судовые ходы. В речных, водохранилищных и некоторых морских портах в пределах портовой акватории предусматриваются специальные переформировочные рейды, где формируются и расформировываются составы судов. Для зимовки и ремонта судов в речных портах выделяют отдельные защищенные от действия льда участки, расположенные внутри акватории порта или за ее пределами (затоны).

Глубина акватории и ее размеры должны обеспечивать свободное движение судов, посещающих данный порт. Акваторию оборудуют необходимым навигационным оснащением для обеспечения безопасности движения судов. Там, где это необходимо по природным условиям, портовую акваторию защищают от волнения и других воздействий оградительными сооружениями – молами и волноломами. Молами называют сооружения, примыкающие к берегу, волноломами – сооружения, не соединяющиеся с берегом.

Рейдами называют участки акватории, укрытые от сильного волнения, где суда могут стоять на якорях в ожидании постановки к причалам или выполнения различных операций, в том числе и грузовых с помощью вспомогательного флота. Часто рейды оборудуют специальными устройствами – причальными бочками, установленными на мертвых якорях, или швартовными палами, представляющими собой отдельные свайные или гравитационные сооружения для крепления судов.

Внутри огражденной акватории располагают внутренние рейды, за пределами оградительных сооружений порта или в полуоткрытых бухтах – внешние рейды. Внутренние рейды для отстоя судов во время шторма или в ожидании свободного причала размещают вне судовых ходов и маневровых акваторий. Места отстоя судов могут находиться на некотором расстоянии от причалов или примыкать к ним. При расположении мест отстоя вблизи сооружения суда крепятся к нему и к причальным бочкам.

Внешние морские рейды, располагаемые за пределами внутренней акватории вблизи от входа в порт, предназначены для стоянки судов в ожидании захода в порт или рейдовой разгрузки (погрузки). Суда, стоящие на внешнем рейде, не должны затруднять движения и маневрирования входящих в порт и выходящих из него судов. Внешние рейды и подходы к ним должны быть безопасны и удобны для судоходства в течение всего навигационного периода. Лучшими для внешних рейдов являются места с ровным дном или с дном, поднимающимся к берегу. Грунты в пределах рейдов должны хорошо держать якорь. К таким грунтам относятся глина, суглинок, иловатые пески. Не обеспечивают надежного якорного закрепления ракушка, песок, щебень, галька и камень.

Оперативная акватория (гавани, портовые бассейны и ковши) – часть внутренней акватории порта, непосредственно примыкающая к причальным сооружениям, которые служат для обеспечения подхода, швартовки судов, передачи грузов с борта судна и обратно, а также для других операций.

Морской причал (причальное сооружение) – искусственное гидротехническое сооружение, сопрягающее берег с акваторией, включающее земельный участок, оборудованное инженерными коммуникациями, швартовными и отбойными устройствами, обеспечивающее возможность безопасного подхода, швартовки и стоянки, погрузки-выгрузки грузов, посадки-высадки пассажиров и иного обслуживания морского судна, а также обработки транспортных средств смежных с морским видом транспорта.

К причальным сооружениям относятся построенные вдоль портовой территории набережные различных типов и расположенные нормально или под некоторым углом к линии берега пирсы (двусторонние причалы). В безливных морях ковши (бассейны,

врезанные в берег) непосредственно соединяются с акваторией, в ливных морях эти бассейны отделяются от акватории полушлюзом. Между пирсами образуются портовые бассейны, непосредственно примыкающие к акватории порта. Обычно в пределах такой системы бассейнов устраивается поворотный бассейн для судов. Бассейны речных портов размещаются так, чтобы выход из них составлял острый угол с направлением течения во избежание попадания в бассейны речных наносов и льда. Расположение бассейнов в плане должно быть удобно для выхода судов и подхода их к причалам и для обслуживания причалов железнодорожными путями.

Территория морского порта – земельный участок, включающий:

- обустроенные земельные участки, на которых проведены гидротехнические работы, проложены и подведены дороги, железнодорожные пути, коммуникации и инженерные сети, обеспечивающие деятельность в морском порту;
- припортовую зону (необустроенные земельные участки, отведенные морскому порту для перспективного развития, а также земельные участки и акватории, потенциально пригодные для развития морского порта);
- намытые, насыпные и иные искусственно созданные при строительстве гидротехнических сооружений участки суши.

Прикордонная часть территории порта, примыкающая к кордону*. Здесь располагаются причальные сооружения, железнодорожные и подкрановые пути, перегрузочные машины и механизмы, автомобильные проезды, открытые складские площади.

В тыловой части территории порта размещают крытые склады и открытые складские площадки, склады материально-технического и продовольственного снабжения, различные подсобные предприятия порта, мастерские, гаражи, служебные и административные здания, все транспортные устройства: районные сортировочные железнодорожные станции и парки, автомобильные дороги и площадки для стоянки автотранспорта, а также (как и в прикордонной части) перегрузочные механизмы.

С развитием контейнерных перевозок, использованием судов типа Ро-Ро** и специализированных перегрузочных установок размеры портовой территории значительно увеличились.

Территория торгового порта состоит из пяти функциональных зон: операционной, производственной, общепортовых объектов, предпортовой и зоны пассажирских операций. Первые три зоны составляют режимную (огражденную, с пропускной системой) территорию; предпортовая зона и зона пассажирских операций образуют нережимную территорию.

В операционной зоне располагаются погрузочно-разгрузочные комплексы механизмов, прикордонные склады, погрузочно-разгрузочные железнодорожные и автомобильные фронты.

Производственную зону грузовых районов располагают, как правило, смежно с операционной зоной и предназначают для размещения районных мастерских, материальных и инвентарных складов, административно-конторских и бытовых помещений, столовых и других объектов обслуживания портовых рабочих и служащих. Иногда в производственной зоне располагают часть тыловых крытых и открытых складов, железнодорожные районные парки, автомобильные дороги.

* - линия кордона или кордон (от франц. corde - шнур, веревка) - это линия пересечения верхней плоскости причального сооружения и его лицевой (морской) вертикальной грани.

** - Ро-Ро - это аббревиатура названия способа погрузки судов накатом на английском языке «roll on roll off», т.е. накатыванием на (борт) - скатыванием с (борта).

В зоне общепортовых объектов размещают базу портового флота, центральные мастерские, центральный материальный склад и другие здания общепортового назначения, а также объекты комплексного обслуживания транспортных судов.

Зона пассажирских операций включает морской пассажирский вокзал, пассажирские причалы с примыкающей территорией и привокзальную площадь. В ряде случаев зону пассажирских операций разделяют на два участка: дальних и пригородных сообщений.

Водные подходы к порту могут быть естественными – в виде участков моря или реки, отмеченных знаками судоходной обстановки, или искусственными – в виде устроенных путем дноуглубления подходных каналов, простирающихся до точки, где естественные глубины равны глубине воды в канале. Длина подходных каналов может измеряться десятками и сотнями километров. Например, Волго-Каспийский канал, соединяющий Астраханский морской порт с Каспийским морем, имеет длину 188 км, Калининградский канал - 41 км.

Водные подходы оснащаются средствами навигационного оборудования.

Средства навигационного оборудования – специальные сооружения, конструкции, устройства, технические средства и системы, предназначенные для ориентирования или определения местонахождения судна в море, а также для ограждения установленных путей движения судов и мест, представляющих опасность для мореплавания.

Важное значение для нормальной деятельности порта, являющегося транспортным узлом, где сходятся различные виды наземного транспорта (железнодорожный и автомобильный, а в ряде случаев и трубопроводный), имеют сухопутные подходы к нему. Большая роль принадлежит железнодорожным устройствам, в состав которых кроме районных сортировочных станций и парков входят сортировочные портовые станции, погрузочно-разгрузочные и соединительные пути. Сортировочные портовые станции предназначаются для приема и расформирования поездов, следующих в порт, и формирования составов, следующих из порта. Портовая станция обычно размещается вне территории порта, но в непосредственной близости от нее. Желательно, если расстояния невелики, обойтись без районных сортировочных станций или парков и обслуживать грузовые фронты одной портовой станцией. Однако в большом порту, имеющем несколько районов, где число подач велико, обычно устраивают районные станции или парки, размещая их в непосредственной близости от грузовых фронтов в прикордонной полосе или в тыловой части территории.

Кроме основных элементов, предназначенных для обеспечения грузопассажирских операций, в границах порта могут находиться вспомогательные элементы: бункеровочные и строительные базы, стоянки технического, служебного и резервного флота, судоремонтные предприятия с причалами и доковыми местами, а также объекты обслуживания транспортных судов и береговые объекты организаций, базирующихся в порту.

§ 3. Классификация портов

Классифицировать порты можно по различным признакам: по принадлежности и назначению, по району плавания обслуживаемых судов, по значению в народном хозяйстве страны, грузообороту, судообороту, специализации, видам услуг и другим технико-экономическим критериям, наконец, по географическому положению, способам обеспечения заданных глубин в порту и т.д.

По принадлежности порты делят на гражданские и военные, обслуживающие военно-морской флот. Гражданские порты, в свою очередь, делят по назначению на две группы.

К первой группе (основной) относят чисто транспортные, т.е. торговые порты; при этом выделяют порты общего назначения, в грузообороте которых ни один из видов грузов не является преобладающим, и специализированные порты, в грузообороте которых один из видов грузов резко превалирует над другими или является единственным, например, лесные, нефтяные и др.; к специализированным относят также пассажирские порты и порты, обслуживающие отдельные промышленные предприятия.

Ко второй группе относят порты, имеющие в качестве основного нетранспортное назначение – это порты-убежища, бункеровочные, промысловые порты и др. Порты-убежища служат для укрытия судов, которые во время шторма по своим мореходным качествам или техническому состоянию не могут находиться в открытом море. Бункеровочные порты, часто называемые морскими станциями, расположены на основных морских путях и служат для обеспечения проходящих судов топливом, пресной водой, продовольствием, мелким ремонтом и др. Промысловые порты обслуживают различные виды морского промысла; в основном это рыбопромысловые порты. Ко второй группе могут быть отнесены также порты, где базируются спортивные суда, и создаваемые иногда порты судостроительных и крупных судоремонтных предприятий.

По району плавания обслуживаемых судов порты делят на морские, обеспечивающие морское судоходство, и речные, обслуживающие суда на внутренних водных путях. В связи со значительно большими размерениями морских судов, а также из-за различия природных условий компоновка и конструктивное решение гидротехнических сооружений морских и речных портов имеют ряд специфических особенностей.

Морской и речной порты часто совмещают в одном пункте, например, в Санкт-Петербурге, Александрии и др. При этом требуется перевалка грузов с морских на речные суда или наоборот. В последнее время получают широкое распространение суда типа «река-море», т.е. суда, которые, имея сравнительно небольшое водоизмещение (5000 т), осадку (Т~ 4,2 м) и достаточно прочный корпус, могут плавать и по реке, и по морю, обеспечивая, таким образом, перемещение грузов без перевалки, что дает значительную экономию средств. Суда этого типа могут обслуживаться как в речных, так и в морских портах.

Единой для всех стран классификации морских транспортных портов по технико-экономическим критериям не имеется, как в связи с многочисленностью подобных критериев, так и в связи с тем, что высокие темпы развития судоходства в последние годы оказывают существенное влияние на функции портов и выдвигают все новые и новые признаки их классификации.

В различных странах в основу подобной классификации положены различные критерии. Например, в Англии разряд порта устанавливается в зависимости от удельного веса грузооборота порта в общем грузообороте всех портов страны, в Норвегии предложена классификация портов в зависимости от размерений и типов принимаемых судов, в Польше – от значения порта, определяемого соотношением грузооборота и судооборота.

В нашей стране условно существует классификация портов в зависимости от различных критериев: по значению в народном хозяйстве, по грузообороту, по выполняемым функциям, а именно: универсальные, промышленные, обслуживающие отдельные отрасли промышленности (добывающая, лесная и др.), пассажирские и т.д.

В зависимости от характера и полноты услуг, оказываемых транспортным судам, морские порты подразделяют на три группы:

первая – базовые порты, в которых производятся все виды обслуживания; сюда относятся порты, в которых располагаются пароходства и к которым приписаны суда, а также порты, не являющиеся пунктами приписки, но за которыми закреплены суда. В таких портах число судов, подлежащих обработке за год, должно быть не менее 800 при грузообороте по сухогрузам не менее 6 млн. тонн, по наливным грузам не менее 12 млн. тонн;

вторая – порты с ограниченным обслуживанием; число судов, обрабатываемых в таких портах за год, должно быть не менее 600 при грузообороте по сухогрузам 1,5-6 млн. тонн или по наливным грузам 6-12 млн. тонн;

третья – порты с минимальным объемом обслуживания, без которого невозможно поддерживать нормальное судоходство.

Независимо от назначения крупные современные морские торговые порты обычно помимо главной функции – передачи грузов с берега на море и обратно – выполняют еще целый ряд функций. Они обеспечивают и укрытие судов в штормовую погоду, и различные виды снабжения судов. На территории портов располагаются также судоремонтные предприятия, осуществляющие различные виды ремонта судов.

По географическому положению различают морские порты, расположенные в естественных бухтах, полностью или частично защищенных от волнения, на открытом морском побережье, на взморье (в удалении от берега), в руслах и устьях судоходных рек, на искусственных каналах, в лагунах и лиманах. Географическое положение порта определяет его компоновку, состав сооружений и их конструктивное решение.

Порты, расположенные в районах больших приливных колебаний уровня, иногда делают в виде бассейнов, где поддерживается постоянный уровень с помощью отделяющих их от моря полушлюзов; такие порты называются закрытыми. Порты, где наблюдаются приливные колебания уровня у причалов и заданные глубины отсчитывают от низкого уровня определенной обеспеченности (см. гл. 3), называются открытыми.

ГЛАВА 2
ТЕНДЕНЦИИ И ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ ПОРТОВ

§ 4. Краткие исторические сведения о развитии портов

В исторических материалах, относящихся к периоду Киевской Руси, упоминаются первые портовые сооружения на западной оконечности Крыма (в районе Корсуни), в устье р. Волхов, в Холмогорах, Мангазее.

В XVI в. началось строительство Архангельского порта. При Петре I был создан ряд морских портов: Санкт-Петербург, Ревель (Таллин), Таганрог, Азов, Петропавловск-Камчатский. Порты Одесса и Ростов-на-Дону начали развиваться в конце XVIII в.

С промышленным развитием Российской империи в XIX в. на юге возникли Новороссийский, Батумский, Николаевский, Керченский, Туапсинский и другие порты, на Балтийском море были построены Виндавский (Вентспилсский) и Либавский (Лиепайский) порты, на Дальнем Востоке был создан Владивостокский порт.

Первая Империалистическая и Гражданская войны нанесли значительный ущерб портовому хозяйству. Большинство портов было разрушено, подходные каналы и акватории обмелели и были забиты потопленными судами, порты опустели, работа в них замерла. Состояние портов не позволяло принимать иностранные суда и ставило под угрозу возможность возобновления внешнеторговой деятельности.

В 1923 г. Правительство отпустило на восстановление портов 2,5 млн. золотых рублей. В сжатые сроки были восстановлены порты Новороссийск, Одесса, Мариуполь, Севастополь, Феодосия, Поти, Батуми и др.

Порты ожили, начался товарообмен, государство выходило на международный рынок.

В 30-е годы был достроен Туапсинский порт, который в дополнение к Новороссийскому и Батумскому стал экспортировать нефть и нефтепродукты. Велось активное строительство Сочинского, Батумского портов, в Арктике – портов Диксон, Тикси, Проведения; на Дальнем Востоке – портов Владивосток, Магадан, Николаевск-на-Амуре и др. Расширялись порты Мезень, Онега, Архангельск, Кандалакша. Мурманский порт переоборудовался под перевалку апатитов и угля.

К 1938 г. грузооборот портов достиг 67 млн. тонн.

Великая Отечественная война помешала дальнейшему развитию портов. Она нанесла огромный ущерб морским портам. За годы войны было уничтожено 43% всего причального фронта, 54% складов, 47% парка перегрузочного оборудования.

В Новороссийске, Николаеве, Феодосии, Риге, Таллине были практически уничтожены все причалы, склады, перегрузочное оборудование, разрушены и повреждены оградительные сооружения, железнодорожные и автомобильные подходы.

В период 1946-1950 гг. в основных морских портах были почти полностью восстановлены оградительные сооружения, введено в действие 9,2 км причального фронта, простроены крытые склады, восстановлены железнодорожные и подкрановые пути.

В период 1951-1955 гг. было построено и введено в эксплуатацию 4,9 км причального фронта. Закончено строительство I очереди Находкинского порта в составе 12 причалов, продолжались работы по реконструкции Новороссийского, Клайпедского, Мезенского, Ванинского и других портов страны. Проводилось оснащение портов перегрузочным оборудованием и средствами механизации.

В период 1956-1960 гг. было построено 5,4 км причального фронта. К этому периоду относится начало строительства нового крупного порта Ильичевск на Черном море в Сухом лимане в 30 км западнее г. Одессы.

Интенсивное развитие получили порты в 1961-1970 гг. За этот период было построено и введено в эксплуатацию 26,7 км причального фронта.

Закончено строительство лесоэкспортного района (II очередь) Находкинского порта в составе 8 грузовых причалов, и его грузооборот к 1970 г. достиг 8 млн.тонн. В Новороссийском порту были построены 2 широких пирса, механизированный склад сахара-сырца, закончено сооружение крупных нефтебаз в Новороссийске (нефтегавань «Шесхарис») и Находке (бухта Чадауджа), строительство II очереди Ильичевского порта, лесного района в Ванинском порту, спецустановки для апатитов в Мурманском порту. В портах Владивосток, Одесса, Рига, Рени введены в эксплуатацию пассажирские районы с морскими вокзалами.

В период 1971-1975 гг. начался новый этап развития отрасли. Характерной особенностью этого периода является то, что наряду с задачами полного обеспечения потребностей народного хозяйства страны в каботажных перевозках, а также в перевозках внешнеторговых грузов перед морским флотом поставлена задача активно влиять на формирование платежного баланса – увеличение экспорта транспортных услуг. Итоги этого периода явились первым шагом в выполнении поставленных задач.

Флот пополнился преимущественно специализированными судами. В эксплуатацию вступили, в основном, головные серии специализированных судов новых типов: контейнеровозы, суда с горизонтальным способом погрузки-выгрузки (Ро-Ро), лесовозы-пакетовозы, балкеры и комбинированные суда «Маршал Буденный» дедвейтом 100 тыс.тонн, танкеры «Крым» дедвейтом 150 тыс.тонн и «Пабло Неруда» – 40 тыс. тонн, атомный ледокол «Арктика» мощностью 75 тыс.л.с., ж/д паромы ледокольного типа «Сахалин» и др. Введены причалы общей протяженностью 8,9 км с перегрузочной мощностью 16,5 млн.тонн. Получили значительное развитие порты Мурманск, Архангельск, Находка, Магадан, Петропавловск и др., введена I очередь паромной переправы Ванино-Холмск, спецустановка для угля в Ждановском порту, в Новороссийске комплекс для перевалки цемента. Начато строительство нового порта в Григорьевском лимане и порта Восточный в бухте Врангеля – одного из морских узлов, замыкающих восточное окончание Байкало-Амурской магистрали.

В период 1976-1980 гг. проводилось дальнейшее наращивание пропускной способности морских портов за счет строительства перегрузочных комплексов для обработки специализированных судов: навалочных, танкеров, контейнеровозов, ролкеров, ж/д паромов, лихтеровозов. Было введено в эксплуатацию 8 км причального фронта пропускной способностью 44,8 млн.тонн. В Восточном порту построен глубоководный причал для угля пропускной способностью 6 млн.тонн для судов дедвейтом 100-120 тыс.тонн, контейнерный терминал, механизированный причал для круглого леса.

В Ильичевском порту – паромный комплекс пропускной способностью 4,5 млн.тонн с обустройствами для обслуживания паромов типа «Герои Шипки» и причал для погрузки на суда накатного типа автомобилей и другой колесной техники, а также грузов на ролл-трейлерах.

В Южном порту у припортового химического завода – два специализированных комплекса для карбамида и наливной причал для аммиака и суперфосфорной кислоты.

В Новороссийском порту – глубоководный причал для танкеров дедвейтом до 250 тыс.тонн пропускной способностью 15 млн.тонн нефти в год.

В Вентспилсе – спецкомплекс для калийной соли в расчете на суда грузоподъемностью 50 тыс.тонн.

В порту Усть-Дунайск – первая очередь лихтеровозной базы для приема и обработки лихтеровозов типа «Юлиус Фучик».

В период 1981-1985 гг. введено в эксплуатацию 5 км причального фронта пропускной способностью 14,2 млн.тонн. Введены в эксплуатацию II очередь железнодорожной паромной переправы Ванино-Холмск, специализированный комплекс для перевалки угля в Южном порту, контейнерные терминалы в Восточном, Магаданском и других портах и целый ряд причалов универсального назначения.

К 1985 г. морской транспорт располагал значительным техническим потенциалом. Дедвейт судов транспортного флота составлял 18,5 млн.тонн. В системе Минморфлота насчитывалось 70 морских портов, свыше 500 грузовых причалов для обработки транспортного флота, 60 пассажирских причалов и 190 вспомогательных для судов прибрежного плавания. Морские порты были оснащены современным подъемно-транспортным оборудованием, насчитывающим свыше 1700 единиц портальных кранов грузоподъемностью от 5 до 40 тонн, 120 плавкранов грузоподъемностью 5-300 тонн, 39 единиц контейнерных перегружателей, свыше 8 тыс. единиц авто- и электропогрузчиков и др.техники.

Примечание:

Название «балкер» происходит от английского «bulk carrier», т.е. «перевозка груза насыпью». В отечественной литературе существует синоним этого названия – углерудовоз.

ОБО – аббревиатура названия типа судна на английском языке «ore – balk – oil–carrier», т.е. «руда – груз насыпью – нефть». В отечественной литературе употребляется выражение «навал – налив».

Лихтеровоз – судно специальной конструкции, приспособленное для перевозки плавучих контейнеров – барж (лихтеров) массой с грузом от 300 до 1300 тонн, которые погружаются на судно с воды и выгружаются на воду судовыми средствами.

Конструкции гидротехнических сооружений, применяемые при строительстве портов

Качественные изменения судов торгового флота потребовали изменения компоновочных и конструктивных решений при строительстве портов. Увеличение глубин у причального фронта требует в ряде случаев создания протяженных подходных каналов с большими глубинами.

Стремление к снижению капитальных вложений на создание морских портов и районов для приема и обработки крупнотоннажных судов привело к поиску новых инженерных решений в портовом строительстве, более экономичных, чем ранее использовавшиеся.

В настоящее время для приема танкеров используют в основном следующие типы причальных сооружений: пирсы, рейдовые стационарные причалы с технологической площадкой и палами, плавучие рейдовые причалы на бочках (или буях), одноточечные стационарные и плавучие рейдовые причалы. В качестве глубоководных причалов, на которых перерабатываются навалочные грузы (руда, уголь и др.), используют пирсы, набережные стенки и рейдовые причалы, соединенные с берегом конвейерными линиями.

Для приема современных крупнотоннажных судов традиционные конструкции причальных сооружений могут быть использованы лишь в очень редких случаях.

Наиболее перспективными конструкциями глубоководных причальных сооружений являются высокие свайные ростверки на металлических сваях различного поперечного сечения, на стальных трубах диаметром до 3 м с переменной по высоте толщиной стенки, больверки из шпунтовых свай тяжелого профиля с моментом сопротивления до 15 000 см^3 , массивы-гиганты, железобетонные и металлические оболочки большого диаметра, конструкции типа «стена в грунте», ячеистые конструкции из плоского шпунта. Указанные конструкции позволяют обеспечить у причала глубину 20...25 м и более.

Однако широкое строительство глубоководных причалов не означает отказа от развития причального фронта с глубинами у кордона до 12...15 м для приема средних судов, которые составляют и будут составлять значительную часть торгового флота. При строительстве таких причалов широко применяют различные типы сооружений, отличающихся друг от друга как по конструктивному решению, так и по видам материалов. Это обстоятельство связано с разнообразием природных условий мест строительства, а также с наличием различного строительно-монтажного оборудования и строительных материалов в районе возведения сооружения. Так, при глубинах до 12…15 м применяют причальные сооружения сквозной конструкции на железобетонных призматических сваях, пустотелых цилиндрических колоннах-оболочках диаметром до 2 м, стальных трубах диаметром до 1…1,2 м, больверки (стенки) из стальных шпунтовых свай корытного профиля с моментом сопротивления до 3000 см^3, причальные сооружения с использованием цилиндрических ячеек из плоского металлического шпунта. Иногда для строительства причалов при глубине у кордона 12...15 м применяют бетонные сборные или монолитные цилиндрические оболочки большого диаметра, крупные бетонные блоки, а также железобетонные массивы-гиганты. При глубинах 10...15 м нет никаких противопоказаний и для строительства сооружений типа «стена в грунте».

Применение массивов-гигантов особенно целесообразно по экономическим соображениям при массовом строительстве причальных и оградительных сооружений вблизи строительной базы (морской порт или группа портов и портопунктов, расположенных на расстоянии 150-200 км от строительной базы). Железобетонные массивы-гиганты являются конструкцией высокой заводской готовности, что позволяет в 5-8 раз сократить сроки производства работ непосредственно на акватории и исключить применение в качестве основных строительных механизмов плавучих кранов большой грузоподъемности.

Все перечисленные конструкции портовых гидротехнических сооружений в определенных условиях могут быть экономически целесообразными, однако нельзя еще раз не отметить широкое применение в зарубежной практике причальных и в отдельных случаях оградительных сооружений на сваях из коррозиестойкой высокопрочной стали. Это направление особенно характерно для последних лет, когда резко увеличился мировой объем строительства глубоководных причалов для приема крупнотоннажных специализированных судов.

Подавляющее большинство построенных за последнее время глубоководных причальных сооружений сквозной конструкции (преимущественно пирсов) выполнено с применением стальных трубчатых свай диаметром до 3 м. Стальные трубы большого диаметра имеют следующие достоинства: хорошо воспринимают динамические воздействия от навала и удара судов; могут быть изготовлены необходимой длины с переменной толщиной стенок; обладают меньшей массой и более низкими показателями по тру-

доемкости и затратам машинного времени по сравнению с железобетонными сваями; технологичны в строительстве, легко погружаются в грунт, удобно соединяются с другими металлическими элементами сваркой; применение конструкций из них позволяет сократить сроки строительства. Совокупность перечисленных достоинств позволяет сделать вывод о перспективности и экономической целесообразности применения трубчатых стальных свай большого диаметра для глубоководных причалов сквозной конструкции.

Защита стальных конструкций от коррозии в морской воде решается путем изготовления их из коррозиестойких сталей, нанесения на наружные поверхности коррозиестойких покрытий и применения катодной защиты (см. гл. 9).

Относительно меньшее разнообразие наблюдается при строительстве оградительных сооружений. Широкое распространение получили сооружения вертикального профиля из массивов-гигантов и сооружения откосного профиля с защитным покрытием из фигурных бетонных блоков. Имеются примеры строительства оградительных сооружений из оболочек большого диаметра. Начато применение устройств, снижающих степень отражения волн, например таких, как перфорированные стенки с камерой гашения. Перечисленные конструкции и их комбинации позволяют возводить оградительные сооружений на любой реально необходимой глубине и в любых гидрометеорологических условиях.

Несмотря на то, что за последнее время во всем мире проделана значительная работа по реконструкции существующих и строительству новых портов, общая проблема максимального удовлетворения нужд морского флота еще далека от своего полного решения. Для этого требуются большие капитальные вложения и время. К сожалению, эта проблема решается с существенным отставанием от качественного и количественного роста транспортного флота. Ускорение ее решения в значительной мере зависит от перспективности применяемых конструкций и внедрения передовых способов строительства.

Как показал опыт, наиболее перспективным в морских условиях является способ строительства с применением самоподъемных монтажных платформ, оборудованных мощными кранами и сваебойными снарядами. Применение подобных платформ резко уменьшает перерывы в работе по метеорологическим условиям и тем самым сокращает сроки и стоимость строительства.

Вторым перспективным направлением в морском строительстве может быть укрупнение отдельных элементов конструкций, для чего необходимо создавать плавучие краны большой грузоподъемности.

§ 5. Современные тенденции и перспективы развития портов и портовых гидротехнических сооружений

В начале 90-х годов в стране произошли значительные социально-экономические изменения, повлекшие за собой распад Советского Союза с образованием самостоятельных независимых государств. Морские порты, обеспечивающие перевалку российских внешнеторговых грузов, расположенные на территориях Литвы, Латвии, Эстонии, Украины и других республик, перешли в собственность этих государств.

Значительная часть транспортного флота, обеспечивающего перевозки нефти, нефтепродуктов, сжиженного газа, контейнеров, грузов Ро-Ро, рефрижераторных и других грузов, также перешла в собственность этих государств.

Дефицит портовых мощностей, необходимых для перевалки российских грузов, составил порядка 100 млн.тонн. Их транспортировка через чужие территории и перевалка в иностранных портах связана с большими финансовыми потерями для страны и грузовладельцев.

Для восполнения портовых мощностей по указу Президента Российской Федерации была разработана и утверждена «Программа возрождения торгового флота России», рассчитанная на период 1993-2001 гг.

Программой предусматривались развитие и реконструкция действующих перегрузочных комплексов в российских морских портах, строительство 3 новых крупных портов на Балтийском бассейне, 1 порт на Черном море и 1 порт на Каспии.

В части морского флота программа предусматривала поставку судов транспортного флота.

В силу различных причин выполнить в полном объеме все мероприятия программы не представилось возможным. На период 2002-2010 гг. принято решение осуществлять развитие водного транспорта в рамках единой Федеральной целевой программы «Модернизация транспортной системы России» в разделах «Морской транспорт», «Речной транспорт».

В соответствии с разработанным федеральным законом Российской Федерации «О морских портах Российской Федерации» под контролем государства остаются объекты и средства, которые не подлежат приватизации:

- земельные участки морского порта;
- гидротехнические сооружения (причалы, оградительные и берегоукрепительные сооружения);
- акватория морского порта;
- подходные каналы;
- объекты и средства, необходимые для обеспечения государственного портового контроля;
- объекты и сооружения, входящие в системы управления движением судов;
- объекты и средства, необходимые для обеспечения функционирования систем поиска и спасения людей, терпящих бедствие на море;
- объекты и средства, необходимые для функционирования глобальной морской системы связи при бедствии и для обеспечения безопасности;
- средства навигационного оборудования, базы для их обслуживания и ремонта и занимаемые ими гидротехнические сооружения и земельные участки, а также земельные участки в зонах действия и охранных зонах средств навигационного оборудования и обеспечения безопасности мореплавания;
- объекты и средства автоматической информационной системы, единой службы контроля и управления судоходством и другие системы, создаваемые для обеспечения безопасности мореплавания на акватории морского порта;
- специальные спасательные суда;
- суда для ликвидации разливов нефти и нефтепродуктов;
- противопожарный флот;
- ледокольный флот;
- объекты и технические средства, обеспечивающие экологическую безопасность на акватории морского порта, в том числе природоохранный флот и береговые природоохранные объекты, включая зачистные станции и приемные сооружения;
- открытые складские площадки;

0930047065 35
Klaipėdos universiteto
Jūrų technikos fakulteto
BIBLIOTEKA

- имущество гражданской обороны, мобилизационного запаса;
- железнодорожные пути федерального железнодорожного транспорта.

Государственное регулирование деятельности в морских портах должно обеспечить:

безопасность мореплавания и порядок в морском порту;

эффективность использования имущества, находящегося в государственного собственности;

конкурентоспособность на мировом рынке портовых услуг;

предотвращение загрязнения окружающей среды.

В рамках программных мероприятий в настоящее время осуществляется большой комплекс работ по восполнению дефицита портовых перегрузочных мощностей и созданию новых высокопроизводительных перегрузочных комплексов для удовлетворения потребностей внешней торговли в перевозках и перевалке экспортно-импортных грузов.

На Балтийском бассейне строятся 3 новых морских порта: в Лужской губе - сухогрузный порт перспективной мощностью 35 млн.тонн в год для перевалки навалочных, насыпных и генеральных грузов различной номенклатуры (контейнеры, металлы, лес и др.).

В районе г. Приморска - наливной порт для перевалки сырой нефти, нефтепродуктов, сжиженного газа общей мощностью 45 млн.тонн. В настоящее время введена первая очередь нефтеналивного терминала мощностью 12 млн.тонн в год с перспективой до 30 млн.тонн для перевалки нефти Тимано-Печорских месторождений.

В бухте Батарейной строится новый порт для отгрузки на экспорт нефтепродуктов мощностью 15 млн.тонн в год.

Разрабатывается проект морской железнодорожной паромной переправы Усть-Луга – Балтийск – порты Германии.

Предусмотрено развитие Большого порта Санкт-Петербург с доведением его грузооборота к 2010 году до 60 млн.тонн в год.

В районе Высоцкого порта создается комплекс для перевалки аммиака и метанола мощностью 2 млн.тонн в год.

На Южном бассейне в районе г. Новороссийска (Южная Озереевка) создается комплекс для перевалки нефти казахстанских и российских месторождений мощностью первой очереди 15 млн.тонн в год с перспективой до 60 млн.тонн. Предусмотрено развитие Новороссийского порта для перевалки контейнеров, зерна, удобрений. В Туапсинском порту намечено создание нефтеперевалочного комплекса для приема танкеров грузоподъемностью 100 тыс.тонн. На Таманском полуострове в районе мыса Железный Рог планируется построить комплексы для перевалки сжиженного газа и аммиака.

На Азовском море продолжается развитие портов Таганрог, Темрюк, Кавказ.

Прорабатываются вопросы о строительстве на российском побережье Черного моря нового морского торгового порта.

На Каспийском бассейне продолжается реконструкция и развитие порта Махачкала и строительство в устье реки Волги нового морского порта в районе пос. Оля для обеспечения транспортировки грузов по международному транспортному коридору «Север – Юг» в направлении Европа – Иран – страны Персидского залива – Индия.

На Дальневосточном бассейне предусматривается развитие и реконструкция существующих портов Владивосток, Находка, Восточный, строительство в Ванинском

порту специализированного комплекса для отгрузки на экспорт угля открытых месторождений на юге Якутии с доставкой в порт по Байкало-Амурской ж. д. магистрали.

Для перевалки нефти открытых богатых месторождений на шельфовой и материковой части о. Сахалин прорабатываются вопросы строительства портовых сооружений (стационарных и рейдовых), обеспечивающих приемку крупнотоннажных судов.

Перспективное развитие морских портов в части гидротехнического строительства связано с выходом портов на большие глубины, обеспечивающие приемку крупнотоннажных судов, имеющих по своей осадке возможность прохода через пролив Босфор (Черное море) и Датские проливы. Это сооружения с глубиной у причалов порядка 13...17 м, позволяющие принимать суда дедвейтом 40-70—100-150 тыс.тонн.

Создание гидротехнических сооружений для реализации программы связано с применением наиболее дешевых и быстровозводимых конструкций, позволяющих в более короткие сроки осуществить ввод сооружений в эксплуатацию.

Основное направление в части создания перегрузочных комплексов для перевалки наливных грузов – это создание причальных устройств на больших глубинах, соединенных подводными трубопроводами, или рейдовых причалов, соединенных с берегом эстакадами.

При проектировании береговых сооружений используются конструкции эстакадного типа из стальных труб диаметром 1020 мм, больверки из металлического шпунта со сборкой в панели с установкой анкерных тяг, оболочки из листовой стали диаметром до 16 м и другие наиболее прогрессивные и быстровозводимые элементы.

Порты в современных условиях желательно строить с использованием естественных укрытий, избегая создания дорогостоящих оградительных сооружений, которые занимают значительную часть сметной стоимости в общих затратах по портовым сооружениям и не дают прибыли при эксплуатации.

§ 6. Охрана окружающей среды

При проектировании, строительстве, реконструкции и развитии портовых перегрузочных комплексов в проектах в обязательном порядке разрабатывается специальный раздел по охране окружающей среды, включающий так называемый ОВОС (оценка воздействия на окружающую среду) и мероприятия по уменьшению или исключению вредных воздействий при строительстве и эксплуатации портовых комплексов.

В разделе ОВОС определяются источники антропогенного воздействия на окружающую среду, к которым относятся: возможные розливы нефти и нефтепродуктов, сточные и бытовые воды, запыление от перевалки навалочных и насыпных грузов, загрязнение водной среды при производстве дноуглубительных работ, выброс газов в атмосферу при погрузке танкеров и др.

В разделе по снижению или полному исключению вредных воздействий на окружающую среду предусматриваются следующие мероприятия: установка боновых заграждений вокруг танкера при проведении нефтеналивных операций, строительство очистных сооружений для очистки балластных, льяльных, сточных и бытовых вод, установки для пылеулавливания и пылепоглощения, отвод специальных свалок для вывоза извлеченного грунта при дноуглублении с компенсацией затрат за ущерб рыбному хозяйству, оснащение портов нефтемусоросборщиками для сбора и очистки загрязненных вод, пролитых на акватории, береговые устройства для приема с судов мусора, бытовых отходов, фекальных вод и др.

В настоящее время танкеры, перевозящие нефть, нефтепродукты и другие наливные грузы, строятся с двойным дном для заполнения чистым балластом, что исключает необходимость строить береговые сооружения (станции очистки балластных вод) для очистки загрязненных балластных вод.

Первым документом, устанавливающим международные нормы и требования, направленные на охрану природных ресурсов моря, явилась Международная конвенция по предотвращению загрязнения моря нефтью 1954 г. Конвенция призвала все заинтересованные правительства и другие организации сделать все от них зависящее для предотвращения слива нефти в море путем установки соответствующих устройств в портах и проведения необходимых мероприятий на судах.

С целью разработки дальнейших мер по предотвращению загрязнения моря нефтью, сливаемой с судов, Межправительственная морская консультативная организация (ИМКО) выработала Международную конвенцию по предотвращению загрязнения моря нефтью в 1962 г., а затем в 1973 г. Конвенция значительно переработала и дополнила решения конвенций 1954 и 1962 гг., уточнила сферы их применения, нормы и требования.

В нашей стране ведется разработка, и осуществляются комплексные организационно-технические меры, направленные на предотвращение загрязнения моря, а проекты строительства транспортно-технологических перегрузочных комплексов в обязательном порядке проходят государственную экологическую экспертизу.

ГЛАВА 3
ТЕХНИЧЕСКИЕ И ТРАНСПОРТНО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОРТОВ

Проектирование порта (района порта, отдельного причала) начинается с определения его технических характеристик, сопряженных с характеристиками расчетных судов и технологических перегрузочных комплексов (ПК).

К техническим характеристикам порта относятся глубины в порту, отметка портовой территории, размеры акватории и ее частей, длина причальной линии (причального фронта), размеры территории.

Глубины в порту отсчитывают от наинизших уровней моря определенной обеспеченности — так называемых отсчетных уровней согласно рекомендациям Норм технологического проектирования морских портов [19].

Глубины в порту должны обеспечивать в течение всего навигационного периода безопасность судов на стоянке и на ходу.

Требуемая глубина определяется в первую очередь осадкой расчетного судна T, которая устанавливается дифференцированно для различных фарватеров и зон акватории. Для подходной зоны и главного фарватера расчетной является осадка наибольшего судна, которое может принять порт. Фарватеры, ведущие в отдельные бассейны, должны пропускать суда, обрабатываемые в этих бассейнах, и глубины на них назначают по осадкам таких судов. Для транзитных фарватеров и пересекаемых ими зон расчетной является осадка наибольшего из судов, их использующих.

Причалы для приема различных по величине судов могут находиться в одном бассейне или быть сгруппированы в специализированных бассейнах. В первом случае желательно располагать ближе к входу причалы, рассчитанные на прием больших судов.

Различают навигационную глубину $H_н$, проектную H_0, перспективную $H_р$. Последняя в отличие от проектной обусловлена большей осадкой перспективных судов.

Навигационная глубина портовых вод* $H_н$, м, равна:

$$H_н = T + z_0 + z_1 + z_2 + z_3 , \qquad (3.1)$$

где z_0 — запас на возможное увеличение осадки судна вследствие его крена, вызванного неправильной загрузкой, перемещением груза, а также при циркуляции судна, м; z_1 — минимальный навигационный запас, обеспечивающий безопасность и управляемость судна при движении, м; z_2 — волновой запас на погружение оконечностей судна при волнении, м; z_3 — скоростной запас на изменение посадки судна на ходу по сравнению с посадкой судна на стоянке при спокойной воде, м.

Проектная глубина учитывает, кроме того, заносимость и засоряемость портовых вод через запас z_4, м:

$$H_0 = H_н + z_4.$$

Перспективная глубина $H_р = d_0 + z_{\Delta T}$ учитывает через запас $z_{\Delta T}$, м, возможное увеличение глубины в перспективе в связи с увеличением размерений перспективных судов. С учетом запаса $z_{\Delta T}$ закладываются портовые гидротехнические сооружения (основания молов, волноломов, причалов и др.).

* Портовые воды — подходы, внешняя и внутренняя акватории, на которые распространяются правила и постановления администрации порта.

Запас на крен судна принимается в зависимости от типа и ширины расчетного судна B_C, м: для танкеров $z_0=0{,}017B_C$, для сухогрузных или комбинированных судов $z_0= 0{,}026B_C$, для лесовозов $z_0=0{,}044B_C$.

Навигационный запас z_1 зависит от осадки расчетного судна T и рода грунта в слое толщиной 0,5 м; z_1 тем больше, чем плотнее грунт и больше осадка судна; при илистых грунтах, на входе в порт, входном и внешнем рейдах $z_1=0{,}04T$, на всех прочих участках внутренней акватории порта $z_1=0{,}03T$. При более плотных грунтах, особенно если грунты неоднородны, запас увеличивается, и при скальных грунтах в указанных зонах акватории порта z_1 принимают соответственно 0,07T и 0,06T.

Волновой запас принимают в зависимости от длины расчетного судна и высоты волны, которая может быть опасна для судна, когда оно находится в портовых водах при шторме. В качестве такой волны принимают волну с высотой 3 %-ной обеспеченности в системе, появляющуюся в шторм, имеющий повторяемость один раз в 25 лет. Волновой запас z_2 приведен табл. 3.1.

Таблица 3.1

Волновой запас z_2, принимаемый при определении глубины в порту

Длина судна, м	Значения z_2, см, при высоте волны, м							
	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
75	10	17	34	58	76	102	130	158
100	5	14	28	46	65	87	112	136
150	0	9	20	34	51	69	87	108
200	0	5	15	26	40	57	72	92
250	0	3	10	21	33	48	63	80
300	0	0	7	16	25	39	56	68
400	0	0	4	11	18	31	51	58

Если угол между направлением расчетной волны и диаметральной плоскостью судна составляет 35°, значения таблицы принимаются с коэффициентом 1,4, а при угле 90° - с коэффициентом 1,7. Промежуточные значения следует принимать по интерполяции.

Скоростной запас z_3 принимается в зависимости от скорости судна: при скорости 3 узла запас равен 15 см, при 4 узлах - 20 см, при 5 узлах - 25 см, при 6 узлах - 30 см. Этот запас учитывается для участков акватории, на которых суда передвигаются своим ходом.

Запас z_4 на заносимость и засорение внутренней портовой акватории принимают в зависимости от ожидаемой интенсивности отложения наносов в период между ремонтными дноуглубительными работами (с учетом засорения сыпучими грузами), но не менее величины, обеспечивающей производительную работу земснаряда (0,4 м).

Глубина у причалов, определенная указанным способом как перспективная H_p, округляется в большую сторону до ближайшего значения в сетке унифицированных глубин (табл. 3.2).

На местных линиях судоходства глубины приняты 5,0 и 6,5 м. Специализированных причалов для перегрузки сырой нефти такие линии не имеют.

Отметка портовой территории (возвышение кордона причалов над расчетным уровнем воды) назначается из условий удобства стоянки судов у причала и производства погрузочно-разгрузочных работ, нормальной работы подвижного состава наземного транспорта, незатопляемости не только верха территории в период высоких вод, но и

подземных коммуникаций (галерей с трубопроводами, силовыми и осветительными кабелями и т. п.). В районах с большой глубиной промерзания грунтов возвышение портовой территории должно обеспечивать возможность прокладки водопроводных и канализационных сетей ниже глубины промерзания грунта.

Таблица 3.2

Унифицированные глубины причалов, м

Назначение причалов для перегрузки и сообщений	Глубина причалов, м	
	Океанских линий	Внутрибассейновых линий
Контейнерные	11,5; 13,0; 15,0	8,25; 9,75; 11,5
Для генеральных и лесных грузов	9,75; 11,5; 13,0	8,25; 9,75; 11,5
Для навалочных грузов	13,0; 15,0; 16,5; 18,0; 20,0;	8.25; 9,75; 11,5; 13,0; 15,0
Для сырой нефти	16,5; 18,0; 20,0; 22,0: 24,0;	13,0; 15,0
Для нефтепродуктов и прочих наливных грузов	9,75; 11,5; 13,0; 15,0, 16,5	8,25; 9,75; 11,5
Для грузов в судах смешанного и внутреннего плавания	———	5,0; 6,5
Для лихтеровозных сообщений (лихтеровозы / лихтеры)	$\frac{9.75}{5,00}$; $\frac{11,5}{5,0}$; $\frac{13,0}{5,0}$	$\frac{8.25}{5,0}$; $\frac{9.75}{5,0}$; $\frac{11.5}{5,0}$
Пассажирские	8,25; 9,75; 11,5	6,5; 8,25; 9,75

Отметка портовой территории для прикордонной зоны обычно принимается неизменной по ее длине и ширине, что упрощает работы по прокладке железнодорожной колеи и делает удобной транспортную связь между причалами. Возвышение верха причальных сооружений, расположенных в зонах портовых вод с расчетной высотой волны более 0,5 м, должно быть таким, чтобы не захлестывался волновыми заплесками верх сооружений, а в случаях свайных конструкций сквозного типа гребни волн не ударяли по плитам ростверка снизу. Вместе с тем необходимо иметь в виду, что повышение отметки портовой территории ведет к увеличению высоты причальных сооружений и, следовательно, их стоимости.

При проектировании порта возвышение кордона грузовых и пассажирских причалов определяют расчетом по основной (из условия удобства стоянки судов) и поверочной (из условия незатопляемости территории) нормам, приведенным в табл. 3.3. За расчетную отметку принимают наибольшее значение из полученных по этим двум нормам, имея в виду, что рассчитанные таким образом отметки являются минимально допустимыми; обычно же их значения для непреливных морей составляют 2...3 м над средним уровнем моря.

Таблица 3.3

Минимальные значения возвышения кордона причала

Характер бассейна	Основная норма		Поверочная норма (по высокому уровню)	
	исходный уровень	возвышение (не менее), м	исходный уровень	возвышение (не менее), м
Неприливные моря	Средний многолетний уровень за навигационный период	2,0 (1,2)*	Наивысший годовой уровень обеспеченностью 2 % в многолетнем ряду (один раз в 50 лет)	1.0 (0,0)*
Приливные моря (величина прилива более 50 см)	Уровень обеспеченностью 50 % по ежечасным уровням за навигационный период по многолетним наблюдениям	2,0 (1,0)*	Уровень обеспеченностью 1 % в году по многолетней кривой обеспеченности ежечасных уровней	1.0 (0,0)*

В приливных морях с большой величиной прилива (свыше 6 м) с целью уменьшения высоты причальных сооружений часто устраивают закрытые бассейны, соединенные с морем полушлюзами (Лондон, Ливерпуль, Гавр, Антверпен и др.). В этих бассейнах поддерживается уровень, близкий к приливному. Возвышение портовой территории в бассейнах отсчитывают от этого уровня и принимают равным 1...1,5 м.

Причалы, предназначенные для приема крупнотоннажных танкеров на незащищенных или слабо защищенных акваториях, имеют возвышение их верха 5...7 м и более, что позволяет придать трубопроводам уклон в сторону берега.

Отметку территории речных портов на свободных реках устанавливают, исходя из категории порта и уровня пика половодья, принимая вероятность превышения этого уровня для портов I категории 1%, для портов II и III категории – 5%, для портов IV категории и пристаней – 10%

Размеры акватории порта и ее элементов при проектировании портов определяют, исходя из условий безопасного входа, маневрирования и подхода судов к причалам, удобной и безопасной стоянки транспортных судов, отстоя и работы портового флота и технических средств при выполнении грузовых и пассажирских операций, снабжения и обслуживания судов. В мореходной практике используют понятие «портовые воды», которые согласно существующей в нашей стране классификации состоят из подходов, внешней и внутренней акваторий. Причем, если водные участки, принадлежащие различным ведомствам (например, рыбный и морской торговый порты), имеют общую границу или расположены в непосредственной близости один к другому, они в совокупности рассматриваются как единые портовые воды.

Портовые воды, через которые проходят пути, ведущие к другим портам, предприятиям, обслуживающим флот, речным коммуникациям, каналам и другим объектам, расположенным вне границ порта, считаются транзитными, все остальные - конечными.

Например, к транзитным относятся портовые воды С.-Петербурга, Стамбула, где проходят напряженные судоходные коммуникации. К конечным - портовые воды Туапсе, Новороссийска, предназначенные для использования судами, прибывающими только в эти порты. Подходы к портам могут быть «открытыми»- вне границ портовых вод

*В скобках приведены данные для причалов местного сообщения, служебного и вспомогательного флота.

- и «подходами портовых вод» - внутри этих границ. На последние распространяются правила и постановления, издаваемые местной администрацией порта. Ранее значение термина «портовые воды» считалось идентичным термину «акватория порта», в настоящее время в связи с увеличением размерений и интенсивности движения судов и, как следствие, расширением границ порта, т.е. используемых водных пространств, это понятие относят к используемым портом водным районам с осложненными условиями судовождения.

Подходы как в своей открытой части, так и в пределах портовых вод в зависимости от расположения порта бывают: простые по условиям плавания и непротяженные, простые и протяженные, сложные в навигационном отношении и непротяженные, сложные и протяженные. Характеристики подходов по обе стороны границы порта могут значительно отличаться.

Части портовых вод, предназначенные для следования судов по назначению, называют *фарватерами*, а для маневрирования и стоянки - *зонами*. Фарватеры и зоны разделяют на внешние (за пределами ворот) и внутренние.

В конце открытого подхода, как правило, располагается внешняя подходная зона - место соединения судоходных коммуникаций с фарватером, ведущим на акваторию порта (подходной фарватер). Если портовые воды объединяют акватории двух и более портов, то от подходной зоны к ним ведут отдельные фарватеры. Так, в заливе Америка один фарватер ведет к портам нефтеналивному и Находка, а другой — к Восточному. В Таллинне на подходах портовых вод располагаются фарватеры, связывающие подходную зону с акваториями морского торгового и рыбного портов.

На подходах размещаются также внешние зоны ожидания на стоянке и на ходу. В пределах первой зоны размещаются якорные стоянки для судов, которые порт не может принять для обработки, а также в случаях, когда движение в портовых водах затруднено вследствие неблагоприятных гидрометеорологических условий, особенно при пониженной видимости из-за тумана, мглы, снегопада.

При усилении ветра часто стоянка на якоре в зоне ожидания (на подходах) становится затруднительной и даже опасной. Если нет возможности укрыться на защищенной акватории порта, суда уходят штормовать в море. Для этого на открытых подходах предусматривается зона ожидания на ходу. Она располагается в стороне от водных коммуникаций и навигационных опасностей в таком районе, где имеется возможность определения места судна с достаточной точностью при помощи радиопеленгатора или других средств.

Для зон ожидания на ходу и предрейсового навигационного обслуживания требуются значительные водные площади, обеспеченные достаточными глубинами. По этой причине создавать их в водах портов, удаленных от моря или расположенных на реках, зачастую невозможно, а при наличии достаточного количества защищенных якорных стоянок и не надо.

Место расположения порта в определенной степени влияет на характеристики его акватории, способы ее создания. На открытом морском побережье причалы защищают от воздействия волн оградительными сооружениями; водная поверхность в пределах такого ограждения и представляет собой внутреннюю акваторию порта. Небольшие бухты, достаточно защищенные от волнения, лиманы и прибрежные озера, как правило, полностью используются в качестве внутренней акватории порта или нескольких портов различных ведомств. В больших бухтах и заливах внутренняя акватория образуется оградительными сооружениями аналогично тому, как это делается на открытых морских побережьях.

Некоторые порты не имеют внутренней акватории. До недавнего времени это было свойственно портам с малым грузооборотом — рейдовым портам открытого морского побережья - где суда обрабатывались с помощью перегрузочных плавсредств. Появление крупных судов с большой осадкой вызвало необходимость создания плавучих и стационарных причалов для них на больших глубинах. Так появились порты с большим грузооборотом, не имеющие внутренней акватории.

Внешняя акватория отсутствует у портов, значительно удаленных от морского побережья и связанных с ним каналом или судоходной рекой. Портовые воды таких портов состоят из подходов и внутренней акватории. Небольшие размеры внешних акваторий имеют порты, расположенные в районе с большими прибрежными глубинами или на крупных реках в значительном удалении от устья.

Движение судов в порту может происходить своим ходом или с применением буксиров, которыми пользуются при стесненной акватории, при постановке к причалу крупных судов. Расчетные суда, ввод-вывод которых осуществляется с помощью буксиров, принимают в проектах с учетом перспективного судооборота и условий компоновки проектируемого порта.

Размеры элементов акватории связаны с особенностями движения судна при маневрах. При входе в порт через ворота судно, как правило, должно двигаться прямолинейно и иметь перед собой достаточное водное пространство для возможности снижения скорости. С целью быстрейшей остановки судна отрабатывают полный задний ход. Пробег судна от момента перехода к «полному заднему» до остановки зависит от начальной скорости и может составлять $5...7L_c$ при средней начальной скорости и $1...1,5L_c$ при самом малом переднем ходе в начале маневра. При развороте судно движется по дуге окружности кривой циркуляции.

Для крупнотоннажных судов (расчетных при проектировании) характерным является уменьшение отношения длины к ширине с увеличением их размеров и, соответственно, относительным снижением сопротивления воды при повороте. Поэтому диаметр циркуляции, выраженный в длинах судна, для судов с большей грузоподъемностью может быть принят меньше, чем для судов средней грузоподъемности. Диаметр окружности кривой циркуляции для танкеров составляет около трех длин судна, для сухогрузных судов — около пяти длин.

По функциональным признакам фарватеры делят на: подходные, входные, внутренние, транзитные. По подходному фарватеру суда следуют с моря к порту, а по входному — на защищенную оградительными сооружениями или естественным положением береговой черты акваторию, т. е. к воротам порта. Входной фарватер на протяжении не менее четырех длин наибольшего судна (считая от ворот в сторону подходов) должен быть прямым без изгибов и колен. Движение судов по фарватеру может быть односторонним и двусторонним, в один или несколько рядов. Движение в портовых водах, как правило, правостороннее против часовой стрелки.

Ширина B_f, м, однорядного фарватера (с одной полосой движения) равна:

$$B_f = KL_s + 2E \text{ ,} \qquad (3.2)$$

где K — коэффициент пропорциональности, принимаемый в зависимости от скорости движения судна (табл. 3.4); E — точность определения места нахождения судна с помощью средств навигационного обеспечения, м.

Таблица 3.4

Зависимость ширины фарватера от скорости движения судов

Скорость судна, уз.	Значение коэффициента K в формуле (3.2)		
	минимально допустимое	рекомендуемое при отсутствии течений	наибольшее (при ветре до 7...8 уз. или на поперечном течении до 2...3 уз.)
4	0,34	0,53	1,02
6	0,40	0,65	1,22
8	0,47	0,75	1,39
10	0,50	0,84	1,53
12	0,55	0,92	1,66

Зоны портовых вод по назначению подразделяются на подходные, приемные, расхождения, ожидания, маневров, операционные.

Подходная зона — место соединения судоходных путей, расположенных вне пределов портовых вод, с подходным фарватером. Приемная зона связывает подходной и входной фарватеры, используется судами для маневрирования при приеме на борт (высадке) портового лоцмана. Зона расхождения — это расширенное место пересечения фарватеров, где судам легче и безопаснее двигаться своими маршрутами. Зоны ожидания подразделяются на зоны ожидания на стоянке, т. е. рейды для отстоя судов в ожидании постановки к причалам (они бывают внешними и внутренними), и зоны ожидания на ходу (вне портовой защищенной акватории). Зона маневров (входной рейд) на защищенной акватории порта предназначена для маневрирования и торможения судов при следовании в заданный район порта или при выходе из него. Операционные зоны подразделяются на прикордонные и рейдовые. Прикордонные зоны предназначены для постановки судов к причалам и выполнения маневров, связанных со швартовными операциями. На рейдовой операционной зоне производят перегрузочные работы. Прикордонные операционные акватории могут быть в виде гаваней, ковшей, широких и узких бассейнов.

На подходах к порту крупнотоннажное судно, находящееся в мореходном состоянии, как правило, движется самостоятельно. При приближении к подходной зоне скорость судна снижается до умеренной, соответствующей габаритам подходного фарватера. Подходная зона имеет форму окружности, радиус которой R, м, равен:

$$R = 4L_c + B_f(N-0,5), \qquad (3.3)$$

где L_C — длина расчетного судна; B_f — ширина наибольшего ряда фарватера; N — число рядов движения в одном направлении.

Зона расхождения имеет форму окружности с центром в точке пересечения осей сходящихся фарватеров радиусом R_1, м, равным:

$$R_1 = 2L_c + B_f(N-0,5). \qquad (3.4)$$

Воротами порта называют проход между головами оградительных сооружений или характерными выступами береговой черты на границе внешней и внутренней акваторий. Проходную ширину ворот определяют по формуле:

$$B_e = B_c + \frac{\upsilon_d}{\upsilon_c} L_c + \upsilon_c t_r \sin\beta + \Delta B_{ns}, \qquad (3.5)$$

где B_C - ширина судна, м, υ_d - скорость сноса (дрейфа) под действием течения и ветра, м/с; υ_c - скорость судна, м/с; L_c - наибольшая длина расчетного судна, м; t_r - время рысканья судна (может быть принято равным 60 с); β - угол рысканья, град; ΔB_{ns} - запас навигационной безопасности, м.

Во всех случаях ширина ворот не может быть меньше ширины входного фарватера. Скорость сноса судна принимают равной:

$$\upsilon_d = \upsilon_c + \upsilon_{wd}, \qquad (3.6)$$

где υ_c - скорость течения, вектор которого нормален к диаметральной плоскости судна, принимаемая по данным гидрологических наблюдений; скорость сноса от ветра υ_{wd} зависит от ветрового района и характеристики расчетного судна.

Угол рысканья β в зависимости от скорости ветра и высоты волны может изменяться от 3 до 10°.

Размеры входного рейда должны позволять судну производить торможение до полной остановки, разворот, временную стоянку на якоре, связанную с чрезвычайными обстоятельствами. Эти маневры можно совершать при следующих условиях: площадь входного рейда позволяет вписать окружность диаметром не менее $3,5L_c$, длина прямолинейного участка по направлению входа, считая от ворот порта, не менее $3,5...4,5L_c$ (рис. 3.1, а). Если такие условия выполнить невозможно, площадь входного рейда можно ограничить полукругом радиусом не менее $2,5L_c$, (рис. 3.1, б). Желательно располагать полукруг так, чтобы ось входа находилась возможно ближе к средней части дуги.

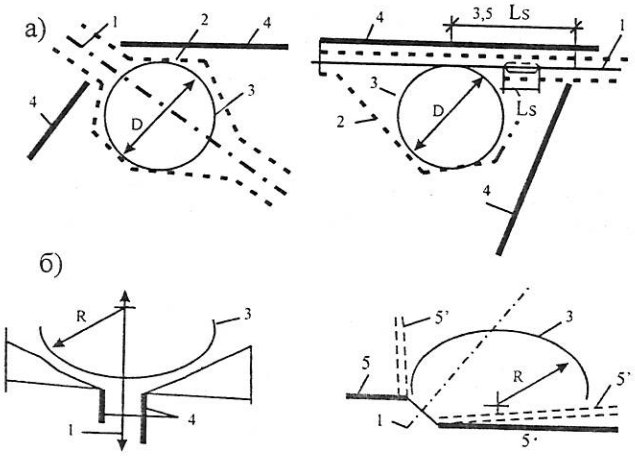


Рис. 3.1. Варианты очертания нестесненной (а) и стесненной (б) маневровой акватории входного рейда порта: 1 - ось входа; 2 - граница рейда; 3 - граница маневровой акватории (разворотного места); 4 - оградительные сооружения, защищающие входной фарватер от заносимости; 5, 5^1 - варианты расположения оградительных сооружений акватории порта

Заход больших судов часто предусматривают с буксирами. Это позволяет ограничить размеры входного рейда окружностью, диаметр которой $D_и=1,25L_c+150$, но не менее $2L_c$.

Внешние и внутренние рейды должны располагаться там, где грунты хорошо держат якоря, гидрометеорологические условия не создают большой опасности для судов. Для судна, стоящего на якоре, выделяется акватория, ограниченная окружностью радиусом $R_a=l_a+L_c$, а у одноточечного причала (швартовой бочки, буя, пала) - $R_f=l_f+L_c+\Delta L_c$. Для судов дедвейтом меньше 50 тыс. т. величина l_a зависит от глубины места стоянки: при глубине меньше 20 м величина l_a равна восьми глубинам, более 20 м — шести глубинам, но не более 200 м; l_f = 25 м; $\Delta L_S = 0,1L_S$. Размеры мест якорной стоянки более крупных судов определяются в каждом конкретном случае особо, а l_f принимается от 30 до 60 м в зависимости от конструктивных особенностей причального устройства.

Размеры операционных акваторий у причалов определяют по условиям безопасности и удобства маневрирования при швартовных операциях и обработке судов расчетных типов с учетом возможности приема перспективных судов. Ширина бассейна, в котором предусатривается возможность разворота судов в процессе швартовки, принимается не менее 1,7 наибольшей длины расчетного судна. Акватория, непосредственно прилегающая к узкому бассейну, должна иметь пространство, позволяющее вписать в нее полуокружность радиусом 1,5 длины расчетного судна (рис. 3.2). В стесненной акватории при использовании во время разворотов судовых якорей и палов ширина маневровой акватории может быть $1,2...1,3L_c$.

Ширина операционной акватории вдоль причального фронта должна быть не менее $4B_c + \Delta B_t$, где B_c— наибольшая ширина расчетного судна; ΔB_t — запас, образуемый суммой длин буксировщика и буксирного троса (для небольших судов порядка 60...70 м при постановке их лагом). При горизонтальной погрузке судов через кормовые и носовые аппарели, когда требуется постановка судов к причалу кормой или носом, у каждого причала должна быть создана акватория, обеспечивающая не только постановку судна, но и расположение специальных причальных сооружений и швартовных устройств (пирсов, палов, бочек и пр.).

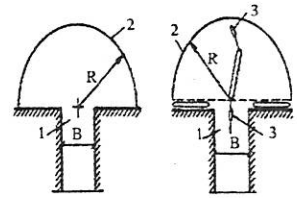


Рис. 3.2. Варианты очертания маневровой акватории у узких бассейнов: 1 - бассейн, 2 - граница, 3 - буксирное судно

Речные русловые порты, располагаемые на прямолинейном участке реки, должны иметь общую ширину акватории: $B_{ra} \geq 6B_{c.s}$, а располагаемые на криволинейном участке реки с соблюдением минимально допустимого радиуса (не менее $4L_c$) — $B_{ra} \geq 7B_{c.s}$, где $B_{c.s}$ — ширина состава судов. Рейды в речных портах подразделяются на рейды прибытия, отправления и перегрузки. Они обычно размещаются выше и ниже по течению от причалов на участках реки с достаточной шириной водной поверхности и глубиной при отсчетном уровне. Рейд прибытия всегда располагается ниже по течению от причалов, а рейд отправления — выше. На рейде прибытия расформировываются пришедшие составы несамоходных судов и плотов и отстаиваются в ожидании разгрузки все суда. На рейдах отправления формируются составы несамоходных судов после погрузки или разгрузки.

Составы судов, прибывшие снизу (против течения), подходят непосредственно к нижнему рейду прибытия, а затем к причалам; от них суда идут к рейду отправления. Составы судов, прибывшие сверху (по течению), подходят к рейдам и причалам также против течения, для чего совершают предварительно разворот. Сформированные составы отправляются с рейда отправления вверх против течения, а вниз по течению — после разворота. Размеры речных рейдов назначают при проектировании портов, исходя из наибольшего числа судов и составов, которые могут скопиться на рейде при расчетном грузообороте. Суда на рейдах расставляются в одну или несколько линий. Расстояние между судами в линии и соседних линий для сухогрузных судов принимают не менее 50 м, а для нефтеналивных — не менее 70 м. Суда на рейде стоят на якорях или бочках.

Навигационный рейд, где судно производит маневры перед швартовкой к причалу, имеет ширину, равную одной - трем длинам судна.

Длина причальной линии порта, измеряемая вдоль кордона, равна сумме всех длин причалов грузовых, пассажирских, вспомогательных, причалов для портофлота, технического флота и строительной базы порта. Вспомогательные причалы предназначены для стоянки судов транспортного флота при производстве операций, выполнение которых у основных (грузовых и пассажирских) причалов нецелесообразно или невозможно (подготовка судов к приему грузов, бункеровка, снабжение и т. п.).

Количество основных причалов в порту определяется расчетом по [19]. Зная пропускную способность причала (см. § 8) в соответствии с принятой технологией переработки грузов, количество грузовых причалов определяют по месячному грузообороту порта, а пассажирских — по количеству судозаходов в месяц.

Основную часть причального фронта (причальной линии) составляют грузовые причалы (70...80%). При компоновке порта следует стремиться к возможно более полному использованию длины создаваемого причального фронта. С этой целью целесообразно вспомогательные причалы располагать на таких его участках, где затруднено производство перегрузочных операций, например, на торцах широких пирсов, с внутренней стороны оградительных сооружений и т. п.

Длину причала определяют по длине наибольшего расчетного судна, которое может швартоваться у данного причала, добавляя некоторый запас с целью обеспечения безопасности стоянки судна и его маневров при подходе к причалу и отходе от него.

Длину расчетного судна назначают по характеристикам перспективных наибольших судов-представителей либо по табл. 3.5 после уточнения осадки расчетного судна, принимая ее как разность проектной глубины причала и суммы запасов глубин у причала. На основании осадки расчетного судна из табл. 3.5 выбирают ближайшие значения осадок и соответствующие им значения унифицированных длин судов, а затем вычисляют расчетную длину судна путем интерполяции подобранных по таблице величин.

Запас свободной длины причала зависит от места расположения причала: внутри прямолинейного участка причального фронта, с края такого участка или у одиночного причала; этот запас принимают [19] (в зависимости от длины расчетного судна) от 10 м при длине судна менее 100 м до 30 м при длине судна более 300 м.

При проектировании причала, предназначенного для отстоя судов со швартовкой носом или кормой, на каждое судно отводят участок причального фронта длиной, равной ширине судна.

Размеры территории порта зависят от длины причального фронта, состава грузооборота, технологии перегрузочных работ. Территория порта состоит из пяти функциональных зон (см. гл. 1).

Таблица 3.5

Унифицированные длины судов

Осадка судов по основную грузовую марку, м	Длины унифицированных судов, м						
	контейнеровозов	накатных судов	универсальных для генеральных грузов	лесовозов	балкеров и нефтерудовозов	танкеров для нефтеналивных грузов	пассажирских
22	-	-	-	-	-	360	-
21	-	-	-	-	-	350	-
20	-	-	-	-	-	340	-
19	-	-	-	-	-	330	-
18	-	-	-	-	290	320	-
17	-	-	-	-	280	300	-
16	-	-	-	-	270	280	-
15	-	-	-	-	260	270	-
14	300	-	-	-	250	250	-
13	290	-	-	-	240	240	-
12	270	-	-	-	220	230	-
11	250	250	200	230	200	210	-
10	225	230	180	200	180	190	290
9	200	200	160	170	160	170	230
8	170	180	140	150	140	150	200
7	140	160	120	125	130	130	180
6	120	140	100	100	110	110	160
5	100	120	90	80	90	90	130
4	-	100	80	70	70	70	100

Примечание: За расчетную длину судна типа Ро-Ро при определении длины причала следует принимать габаритную длину судна, включая судовую аппарель, установленную в рабочем положении

При установлении в проекте общих размеров и ширины портовой территории необходимо соблюдать следующие требования: размещение на портовой территории сооружений, зданий, устройств и коммуникаций должно быть компактным, исходя из целесообразного и экономичного использования территории, особенно искусственно образованной и прилегающей к причальным сооружениям; общие размеры территории порта должны быть определены с учетом перспективного грузооборота и рационального размещения всех береговых объектов, необходимых для выполнения технологических и производственных функций порта и комплексного обслуживания судов транспортного флота, а также береговых организаций, базирующихся в данном порту (ведомственные специализированные портовые комплексы, технический флот, база подрядной строительной организации и др.); должна быть предусмотрена возможность дальнейшего развития на отдаленную перспективу как собственно порта, так и объектов всех береговых организаций, базирующихся в порту.

Радикальные изменения, происходящие во второй половине XX в. в облике морских портов, проявились в возрастании глубин у причалов, увеличении числа специализированных перегрузочных комплексов и, как следствие, в увеличении территории порта по сравнению с акваторией. Так, например, ширина операционной зоны для специализированных причалов в виде набережных с открытыми складскими площадками достигает 500...700 м при контейнерных грузах, 300...600 м и даже более при навалочных грузах, что в 3...7 раз превышает ширину такой зоны в старых районах генеральных (штучных) грузов.

Высокопроизводительные терминалы, особенно для контейнеров, требуют больших дополнительных земельных участков, которых в старых портах нет. По этой причине и из-за относительно небольших глубин у причалов переустройство старых портов оказывается во многих случаях намного дороже, чем создание необходимых перегрузочных мощностей на новых площадках. Изыскание необходимых площадей и компоновка территории при проектировании портов (районов порта) в настоящее время стали столь же сложны, как и проектирование акваторий. Унифицировать планы территорий портов совершенно невозможно. Компоновка каждого конкретного порта неповторима, требует учета большого количества факторов. Рациональная компоновка нового порта возможна только средствами комплексной оптимизации с использованием ЭВМ.

§ 8. Транспортно-экономические характеристики порта

Основными транспортно-экономическими характеристиками порта, определяющими его деятельность и размеры, являются грузооборот, пропускная способность, судооборот, судоемкость.

Под грузооборотом порта понимают общую массу грузов, которые проходят через порт в обоих направлениях: как с суши на воду (вывоз), так и с воды на сушу (ввоз) — за определенный промежуток времени.

В том случае, когда в порту производится перевалка грузов на рейде с судна на судно (обычно с морских судов на речные и обратно), в грузооборот порта включают, в виде отдельной статьи, и эти грузы.

Грузооборот является основным показателем работы порта: в зависимости от него назначают категорию порта, определяют параметры его основных элементов, принимают схемы перегрузочных работ, разрабатывают генеральный план порта.

Общий грузооборот порта делят помимо направлений (ввоз и вывоз) по видам плавания: заграничное плавание (экспорт и импорт) и большой и малый каботаж — и по категориям (или видам) грузов. По видам грузов грузооборот порта общего назначения обычно имеет очень неоднородную структуру и изменяется во времени.

В качестве основных можно выделить следующие виды грузов: генеральные (или штучные), включая лесные; массовые (навалочные, в том числе зерновые и наливные); особо режимные (взрывоопасные, рефрижераторные и т. п.), см. гл. 6.

Изменение грузооборота во времени как по величине, так и по видам составляющих его грузов зависит от изменения плана перевозок в стране и международной торговой конъюнктуры.

Под пропускной способностью порта понимают то максимальное количество грузов, которое может быть переработано (перегружено) в порту за определенный промежуток времени. Пропускная способность порта определяет его максимально возможный грузооборот и должна быть выше расчетного значения последнего. Устанавливают ее из условия минимальных потерь от простоя флота, береговых сооружений и оборудования.

Пропускная способность порта зависит от производственных мощностей ПК, режима их работы, продолжительности навигации, грузоподъемности судов, режима перевозки грузов на наземных видах транспорта, обслуживающих порт, используемой механизации и технологии перегрузочных работ. Она зависит от видов грузов и определяется для каждого из них в отдельности. Общая пропускная способность порта равна сумме его пропускных способностей по отдельным видам грузов или пропускной способности всех перегрузочных комплексов.

§9. Пропускная способность причала

Под пропускной способностью причала понимают массу груза, который может быть переработан на нем за определенный промежуток времени.

По действующим Нормам технологического проектирования портов [19], различают суточную, месячную и годовую пропускную способность причала.

При разработке проектов причалов сухогрузных и наливных судов, вне системы комплексной оптимизации основных параметров порта, нормами рекомендуется суточную пропускную способность причала P_d, т/сут, определять, исходя из продолжительности грузовых работ и производственных стоянок при обработке расчетных судов как средневзвешенную величину по формуле:

$$P_d = \sum_{i=1}^{m} \frac{24 D_y}{A_y \left(t_{l.u.y} + t_{a.y}\right)}; \qquad (3.7)$$

где m — количество типов расчетных судов; A_y - доля расчетных судов типа у в общем объеме расчетного грузооборота; $t_{l.u.y}$ — время, ч, занятости причала выполнением грузовых работ при обработке судна типа у; $t_{a.y}$ — среднее время занятости, ч, причала под производственными стоянками судна типа у; D_y — расчетная загрузка, т, судна типа у.

Время занятости причала выполнением грузовых работ при обработке расчетного судна $t_{l.y}$ в проекте необходимо устанавливать, исходя из принятой технологии погрузочно-разгрузочных работ, производительности технологической линии и числа этих линий, занятых на обработке судна.

Среднее расчетное время занятости грузового причала, ч, производственными стоянками зависит от вида груза, типа судна и сезона года. Для некоторых видов грузов и судов нормативное время производственных стоянок приведено в табл. 3.6 и 3.7.

Количество грузовых причалов N_m, ед., необходимое для переработки в порту груза с расчетным месячным грузооборотом (в месяц наиболее интенсивной работы) Q_m, т, определяется по формуле:

$$N_m = \frac{Q_m}{30 P_d k_{met} k_{o.m}}; \qquad (3.8)$$

где k_{met} — коэффициент использования бюджета рабочего времени причала по метеорологическим причинам в месяц наиболее интенсивной работы; $k_{o.m}$ — коэффициент занятости причалов обработкой судов в течение месяца.

Полученное в результате расчетов дробное значение N_m округляют до большего целого числа.

В случае несовпадения периодов наиболее интенсивной работы по отдельным значительным по объему грузопотокам вследствие резко выраженной сезонности и при возможности совмещения их на взаимозаменяемых причалах в [19] рекомендуется общее количество причалов для рассматриваемых грузов соответственно уменьшить.

Годовую (навигационную) пропускную способность причала P_y, т/год, определяют по формуле:

$$P_y = \frac{30 P_d k_{met} k_{o.m}}{k_{u.m}} n_{m.n}; \qquad (3.9)$$

где $k_{u.m}$— коэффициент месячной неравномерности (по навигации); $n_{m.n}$ — число месяцев навигации.

Таблица 3.6

Время t_a, ч, занятости грузовых причалов производственными (не грузовыми) стоянками для сухогрузов

Дедвейт судов, тыс. т	Вид грузов									
	Генеральные		контейнеры в спецсудах		лесные		зерновые		навалочные	
	весенне-летний период	осенне-зимний период	весенне-летний период	осенне-зимний период	весенне-летний период	осенне-зимний период	весенне-летний период	осенне-зимний период	весенне-летний период	осенне-зимний период
Загранплавание, большой каботаж*										
<1,5	5,0	6,5	4,0	4,5	9,0	10,5	7,0	8,0	3,5	5,0
	3,5	6,0	1,5	2,5	5,0	7,0	6,0	8,0	2,5	5,0
1,5...3,6	5,5	7,0	4,0	4,5	9,0	10,5	7,5	9,0	3,5	5,0
	4,0	6,0	1,5	2,5	5,5	7,5	6,5	9,0	3,0	5,0
3....5,0	7,0	7,5	4,5	4,5	11,5	12,0	9,0	10,0	4,5	5,5
	5,0	6,5	1,5	2,5	6,5	8,0	7,5	9,5	3,5	5,5
5...8,0	8,0	9,0	5,0	5,0	13,5	14,5	10,5	11,5	5,0	6,0
	5,5	7,5	2,0	3,0	7,5	9,5	8,5	10,5	4,5	6,5
8....12,0	8,5	9,5	5,0	5,5	14,0	14,5	11,5	12,0	5,5	6,5
	6,0	8,0	2,0	3,5	7,5	10,0	9,0	11,0	4,5	7,0
12...16,0	9,5	10,0	6,0	6,0	14,5	15,5	12,5	13,0	6,0	7,0
	6,5	8,5	2,5	4,0	8,5	10,5	10,0	12,0	5,5	8,0
16...30,0	10,5	11,0	6,0	6,5	15,5	16,0	13,0	14,0	7,0	7,5
	7,5	9,5	3,0	4,5	9,0	11,5	10,5	13,0	6,5	8,5
30...50,0							14,0	14,5	7,5	8,5
							11,0	13,5	7,0	9,5
> 50,0							14,5	15,0	8,0	9,0
							11,5	14,0	7,5	10,0

*При доставке грузов в малом каботаже время t_a на 40 % меньше

Числовые значения коэффициента использования бюджета рабочего времени по метеорологическим причинам k_{met}, приводимые в [19], учитывают продолжительности ветра со скоростью более 15 м/с, осадков (дождь и снегопад), плотного тумана (когда видимость менее 100 м), температуры наружного воздуха (от -11 до -31 °С для разных морей), при которых прекращаются работы, или устанавливаются перерывы для обогревания рабочих. В значениях нормативных коэффициентов не учитываются возможные простои причалов из-за недопустимого волнения на акватории. Продолжительность этих простоев должна определяться в проектах, исходя из конкретных гидрологических условий рассматриваемого участка причального фронта и допустимой высоты волны для расчетных судов. Среднее годовое значение k_{met} изменяется от 0,5 (для порта Диксон) до 0,95 (для портов Рига, Калининград, Батуми, Владивосток) при перегрузке навалочных грузов; при перегрузке наливных грузов он несколько больше. Если в [19] отсутствует значение k_{met} для проектируемого порта, его следует определять по формуле:

$$k_{met} = \frac{720 - t_{met}}{720}, \qquad (3.10)$$

где t_{met} — продолжительность действия, ч, метеорологических факторов в течение месяца наиболее интенсивной работы, при которых нельзя производить погрузочно-разгрузочные операции, связанные с обработкой судов у причала

Таблица 3.7

Время t_a ч, занятости грузовых причалов производственными (не грузовыми) стоянками для танкеров

Дедвейт	Загранплавание и большой каботаж		Малый каботаж	
тыс т	весенне-летний период	осенне-зимний период	весенне-летний период	осенне-зимний период
5,0	5,0	6,5	2,5	2,5
	5,0	6,0	3,0	3,0
5...15,0	5,5	7,5	3,0	3,5
	6,0	7,5	4,0	4,5
15...30,0	6,5	9,0	4,0	4,5
	7,5	9,0	5,0	5,5
50...100	9,0	12,0	-	-
	10,0	12,5	-	-
150	11,0	14,5	-	-
	13,0	15,0	-	-

Примечание. Среднее расчетное время занятости грузового причала производственными стоянками (не включающее время грузовых работ) в табл. 3.6 и 3.7 дано с округлением до 0,5 ч; в верхней строчке для каждого вида судна и груза указано время при погрузке (наливе), в нижней — при выгрузке (сливе).

Коэффициент занятости причала $k_{o.m}$ в формулах (3.8) и (3.9) рекомендуется принимать для технологических перегрузочных комплексов: универсального назначения — 0,6...0,7; специализированных, предназначенных для навалочных и лесных грузов, — 0,5...0,6; специализированных, предназначенных для обработки судов-контейнеровозов с горизонтальной и вертикальной погрузкой, — 0,4...0,5; специализированных, предназначенных для сырой нефти и нефтепродуктов, — 0,45...0,5.

Годовая пропускная способность причалов для различных видов грузов колеблется в значительных пределах. Так, при крановой схеме обработки судов пропускная способность причала для генеральных грузов составляет 120...150, для навалочных грузов — 600...900 тыс. т/год. Замена крановой схемы переработки грузов специализированными установками и тем более создание технологических перегрузочных комплексов повышают пропускную способность причалов в десятки раз, сокращая при этом затраты труда на перегрузочные работы. Так, причал для наливных грузов может иметь пропускную способность 1,5...5 млн. т/год и выше.

ГЛАВА 4
ПЛАН ПОРТА

§ 10. Районирование порта

Морские торговые порты для удобства эксплуатации разделяют на отдельные районы, что позволяет лучше использовать перегрузочное оборудование, дифференцировать глубины по площади акватории, принимать конструкции причалов, наилучшим образом отвечающие типам судов и способам переработки грузов. При районировании порта учитывают специфику районов, целесообразное взаимное размещение районов различного назначения, специализацию технологических перегрузочных комплексов, структуру грузооборота, виды плавания.

По технологическим признакам в порту выделяют грузовые районы, районы комплексного обслуживания транспортного флота, предназначенные для оказания судну и его экипажу всех услуг с момента подхода судна к внешнему рейду и до момента его ухода из порта; пассажирский район, район судоремонта.

Грузовые районы различают по видам грузов и направлениям грузопотоков (на море, на реку, с моря, с реки), по видам плавания (районы внешнеторговых грузов, каботажных грузов). В грузовых районах в зависимости от структуры грузооборота могут перерабатываться генеральные, навалочные, зерновые и наливные грузы. В зависимости от условий работы в составе проектируемого порта может быть более одного грузового района какого-либо технологического профиля, например, для разных видов генеральных грузов; из состава пассажирского района в соответствии с объемом и направлением пассажиропотоков могут быть выделены районы местных и пригородных сообщений.

Районы различного назначения располагают относительно друг друга с учетом естественных факторов, особенностей грузов и судов. В частности, районы, принимающие суда с большими осадками, рекомендуется располагать на участках с большими естественными глубинами, которые чаще всего находятся вблизи ворот порта. Для портового флота выделяют отдельный участок (с небольшими глубинами), который по эксплуатационным соображениям желательно располагать ближе к входному фарватеру. Стоянки технического флота размещают в стороне от транспортной части порта, а судоремонтный район располагают в зоне акватории, хорошо защищенной от волнения. Районы нефтеналивных и других грузов, опасных в пожарном отношении, всегда удаляют от сухогрузных причалов. Величина разрыва между ними регламентирована и назначается при проектировании с учетом таких естественных факторов, как течения, направления господствующих ветров, волнение.

В районах сухогрузов с целью предотвращения неблагоприятного воздействия одних грузов на другие, а также на пассажиров предусматривают разрывы между отдельными грузовыми участками от 100 до 500 м в зависимости от рода грузов. Так, удаление угольного участка от районов химических и лесных грузов, а также от причалов оборудования должно быть не менее 100 м, от участка генеральных грузов — не менее 200 м, от причалов зерновых грузов, сахара-сырца, скоропортящихся грузов — не менее 300 м, от грузопассажирских причалов и причалов хранения соли — не менее 400 м. Угольные причалы допускается размещать рядом только с рудными причалами и причалами минеральных строительных материалов.

Участки, на которых перерабатываются пылящие грузы (уголь, минеральные строительные материалы, минеральные удобрения, химические грузы) и грузы с неприятным запахом (кожсырье, некоторые химические грузы), размещают с подветренной стороны по отношению к другим грузовым участкам и городу.

Желательна такая примерная последовательность расположения причалов (участков) от наветренной стороны портовой территории к подветренной: грузопассажирские, оборудования, тарно-штучных, рефрижераторных, лесных, зерновых грузов, соли, химических грузов, руды, минеральных удобрений, цемента в таре, минеральных строительных материалов, угля, грузов с неприятным и специфическим запахом, апатитового концентрата.

При разработке генерального плана порта вначале выявляют степень эффективности специализации в составе грузового района отдельных причалов или образующих специализированные участки для ряда однотипных причалов. Специализация причального фронта осуществляется либо при больших грузопотоках однородного груза (капитальная специализация), либо при большом разнообразии грузов, переработка которых может быть организована на одном причале (оперативная специализация).

Основными элементами технологической структуры проектируемого порта, являются технологические перегрузочные комплексы (ПК), представляющие собой совокупность технических средств (сооружений, зданий, оборудования, обустройств, транспортных и инженерных коммуникаций), необходимых для приема, загрузки-разгрузки, комплексного обслуживания морских транспортных судов, а также для приема (передачи) грузов с железнодорожного, автомобильного, трубопроводного, речного и других смежных видов транспорта.

Морской торговый порт в зависимости от структуры грузооборота может иметь в своем составе перегрузочные комплексы для контейнеров, погрузки-разгрузки судов горизонтальным способом, обслуживания перевозок лихтеровозами, обслуживания паромных перевозок, генеральных грузов, в том числе перевозимых на судах, специализируемых по направлениям перевозок, скоропортящихся грузов (не контейнеризованных), опасных грузов (в пожарном и санитарном отношении), грузов, требующих перевалки и хранения, массовых навалочных грузов (уголь, руда, концентраты, химические грузы, цемент и др.), зерна, лесных грузов (пиломатериалы, круглый лес, щепа), сырой нефти и нефтепродуктов, сжиженных газов и наливных химических грузов, наливных пищевых грузов (спирт, масло, вино, патока и пр.).

Для сжиженных газов, наливных опасных грузов, рефрижераторных грузов (при наличии холодильника), зерновых грузов (при наличии стационарного элеватора), опасных разрядных грузов (взрывчатых, отравляющих) и др., требующих специальных условий перегрузки и хранения, организуются специализированные перегрузочные комплексы-районы независимо от объема грузооборота

Для других грузов специализированные комплексы формируются либо в виде отдельных специализированных комплексов-районов (например, контейнерного, угольного), либо предусматриваются в составе соответствующих грузовых районов (генеральных грузов, навалочных грузов и др.) в зависимости от состава и объема расчетного грузооборота.

При компоновке порта должна быть предусмотрена возможность размещения специализированных портовых комплексов, принадлежащих другим ведомствам и осуществляющих отдельные виды транспортных операций: портовые элеваторы, портовые холодильники, лесоперевалочные базы, морские перевалочные базы нефтепродуктов,

базы сжиженных газов, жидких химических, жидких пищевых грузов, а также экспортные базы Министерства внешней торговли и другие перевалочные базы клиентуры. Портовые районы, принадлежащие крупным промышленным комплексам, внешний грузооборот которых связан с морскими перевозками, могут располагаться на территории и акватории порта, на смежных с ними или на отдельных площадках, удаленных от порта.

Проектирование грузового района порта, начинается с разработки принципиальной схемы механизации технологических перегрузочных комплексов, при которых можно обеспечить наиболее экономичную и быструю перегрузку грузов при наименьшей трудоемкости. При разработке схем механизации определяют типы и количество подъемно-транспортного оборудования, а также типы, параметры и взаимное расположение морского и тылового погрузочно-разгрузочного фронтов, крытых складов и открытых грузовых площадок. По мощности морского грузового фронта определяют мощности предпортовых железнодорожных станций, районных парков и соединительных путей.

Морской грузовой фронт района сухогрузов включает в себя причал и прилегающую к нему территорию шириной 15...20 м (так называемая прикордонная зона), на которой размещается оборудование для погрузки-разгрузки судов: краны (в отечественных портах обычно портальные), перегружатели циклического или непрерывного действия или другие подъемно-транспортные машины. Их выбор определяется в зависимости от грузооборота и грузоподъемности наибольшего расчетного судна, размерения которого определяют также длину причала и глубину у причала. Длина сухогрузного причала колеблется от 150 до 350 м. Глубина у грузовых причалов изменяется от 8 до 27 м, но чаще всего составляет 10...14 м. Территория сухогрузного причала простирается вглубь на 200...250 м при переработке неконтейнеризованных генеральных грузов и до 700 м — для перегрузки контейнеров международного стандарта, а также навалочных грузов (угля, руды) при оснащении причалов машинами непрерывного действия.

В прикордонной зоне причалов перегрузочных комплексов универсального назначения с крановой схемой механизации (рис. 4.1) располагаются железнодорожные и подкрановые пути; к прикордонной зоне примыкает оперативная площадка с прикордонной полосой для безрельсового транспорта. Далее следует территория крытого или открытого склада первой линии, затем полоса безрельсового транспорта и железнодорожных путей, территории крытого или открытого склада второй линии с примыкающей тыловой полосой для безрельсового и железнодорожного транспорта; замыкается операционная зона полосой тыловых путей. Вторая линия складов и тыловая полоса для безрельсового и железнодорожного транспорта включаются в компоновку операционной зоны только при большом грузопотоке. При недостаточной глубине территории причала сокращается ширина оперативной площадки, для ген. грузов крытого хранения прикордонный (первой линии) склад делается многоэтажным, склад второй линии в

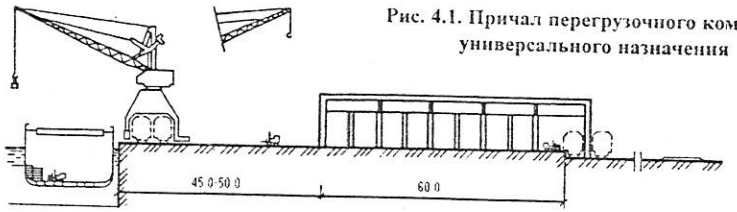


Рис. 4.1. Причал перегрузочного комплекса универсального назначения

этом случае отсутствует. Площадь портовой территории для производства грузовых операций с разнообразными штучными грузами составляют 40...80 тыс. м² на один причал.

Значительно большая площадь территории необходима для создания контейнерного терминала (лат. terminus — предел, конец), где на один причал приходится 80...150 тыс. м². По упрощенным японским правилам на один контейнер годового грузооборота должен приходиться 1м² площади технологической площадки.

Район перевалки (приема, кратковременного хранения и передачи на другие виды транспорта) перевозимых морским транспортом в смешанных сообщениях крупнотоннажных контейнеров имеет следующие основные элементы (рис. 4.2): морской грузовой фронт (причальные перегружатели и оперативная площадка); грузовые фронты, специализированные по другим видам транспорта, где происходит прием контейнеров с других транспортных средств и передача их на технологическую площадку или обратный процесс погрузки на транспортные средства; технологическую площадку, предназначенную для приема контейнеров с транспортных средств, производства сортировочных работ, связанных с подготовкой контейнеров к погрузке на транспортные средства, и кратковременного хранения контейнеров. Технологическая площадка располагается между морским и железнодорожным или автомобильным грузовыми фронтами; крытый

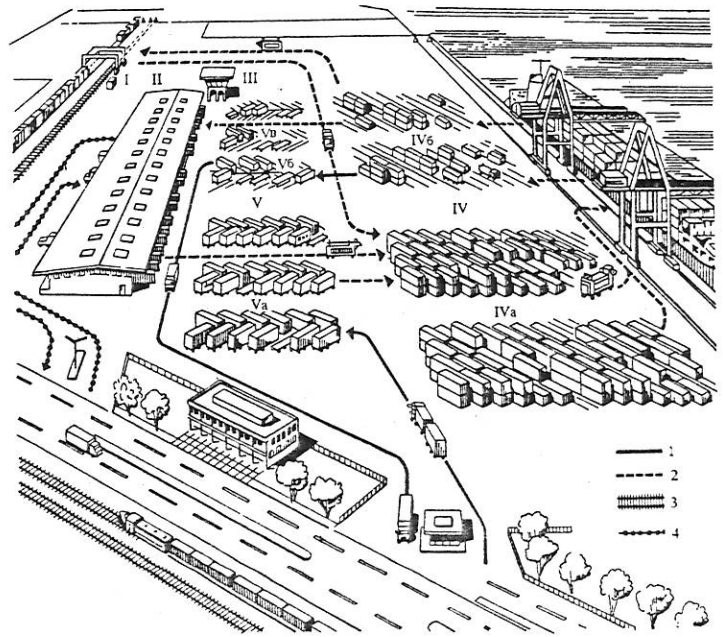


Рис. 4.2. Схема компоновки контейнерного терминала:
I - железнодорожный грузовой фронт, II - склад контейнеризации грузов, комплектации и раскомплектации контейнеров, III - диспетчерский пункт, IV - морской грузовой фронт (IVa - площадка для контейнеров, отгружаемых на судно, IVb - то же, сгружаемых с судна), V - технологическая площадка (Va - с контейнерами, предназначенными к отправке водным путем, Vб - то же, автомобильным транспортом, Vb - для раскомплектации контейнеров), I и 2 - внешние и внутренние контейнерные автотранспортные маршруты, 3 - контейнерные железнодорожные маршруты, 4 - грузовые автотранспортные маршруты

склад в случае необходимости используется для частичной или полной комплектации и раскомплектации контейнеров. Железнодорожный грузовой фронт размещается в тылу за технологической площадкой, с которой через оперативную площадку достаточно большой ширины производится передача контейнеров на железную дорогу и обратно. За оперативной площадкой на рельсовых путях устанавливаются козловые краны для погрузки-разгрузки вагонов. Ширина колеи крана принимается из расчета расположения под его пролетной частью всех подходных и погрузочно-разгрузочных железнодорожных путей.

Характеристики специализированных контейнерных комплексов

Таблица 4.1

Показатель	Находка	Петербург	Ильичевск	Восточный	Архангельск
Судно (тип — вместимость в контейнерах 1С)	СКН-300	СКН-700	СКН-700	СКН-1200	СК-14(400)
Длина причальной линии, м	210	535	355	680	150
Площадь, тыс. м^2:					
территории	52	230	153	340	145
сортировочной площадки	26	167	85	220	77
склада комплектации	-	9	4	10	10
Количество:					
контейнеромест	620	3600	2100	4400	1650
причалов	1	2	1	2	1
причальных перегр ужателей	2	4	3	4	2
козловых кранов	2	4	3	4	2
портальных погрузчиков	8	12	12	20	6

Автомобильный грузовой фронт, так же как и железнодорожный, располагается в тылу за технологической площадкой. При относительно небольших объемах грузов, поступающих с автомобильных дорог или передаваемых на автотранспорт, автомобильный грузовой фронт совмещается с железнодорожным. В этом случае оперативная площадка автомобильного грузового фронта находится за тыловой ниткой подкрановых путей козлового крана.

Специализированные контейнерные комплексы (некоторые из них приведены в табл. 4.2), оснащены козловыми кранами, тягачами и полуприцепами на сортировочной площадке для перегрузки контейнеров.

Передача грузов с суши на море и обратно без перевалок возможна при использовании паромных переправ.

Морской порт (район) в этом случае отличается значительно более развитой припортовой железнодорожной станцией; на причале имеются специальные перегрузочные комплексы по накатке и выкатке вагонов на судно и обратно; на территории паромного комплекса проложены железнодорожные и автомобильные подходные пути — подъезды, расположен выставочный парк, объекты производственного и вспомогательного назначения.

Накат железнодорожных вагонов на паром производится через кормовые ворота, а прием автомобилей и пассажиров может быть и через бортовой лацпорт.

Причалы для паромов могут иметь специальное ложе (длинное или короткое). Плоскости ложа служат для ограничения перемещения парома; очертание ложа должно соответствовать очертанию кормы судна. Еще более крупные грузовые места перевозят суда - лихтеровозы (лихтер - несамоходная баржа). В морских портах для обслуживания лихтеровозов (лихтеровозных базах) создаются специальные районы, включающие причалы для обслуживания лихтеровозов (береговые или рейдовые), формировочный рейд, транзитный и накопительный бассейны. В случае, если лихтеры следуют через порт транзитом (без промежуточной перегрузки), их формируют в составы для дальней-

шей транспортировки на формировочном рейде. Транзитный бассейн служит для кратковременного отстоя лихтеров, перегружаемых в морском порту, накопительный бассейн — для отстоя лихтеров, ожидающих погрузки на лихтеровозы.

Лихтеровозные базы должны иметь большие по площади рейдовые акватории, более или менее защищенные от ветра и волн. Схема действия лихтеровозной системы следующая: предварительно загруженные генеральным (или другим) грузом лихтеры (баржи) массой до 1000 т (собственная масса лихтера составляет $1/6 \ldots 1/7$ часть общей массы) подводят буксирами к лихтеровозу, поднимают и устанавливают в его трюмах или на палубе с помощью судовых грузовых средств. По прибытии в пункт выгрузки лихтеры, опять же грузовыми средствами лихтеровоза, опускают на воду и буксируют к портовым причалам или доставляют по рекам и каналам в удаленные иногда на сотни километров речные порты или к причалам грузополучателей, где их разгружают обычными береговыми средствами. После разгрузки лихтеровоза на него грузят новый комплект предварительно загруженных лихтеров, и судно уходит в новый рейс. Лихтеры после разгрузки у причалов загружают вновь для обратного рейса и буксируют в район погрузки для отправки по назначению на очередном лихтеровозе. По своей производительности один лихтеровоз заменяет четыре-пять унифицированных обычных судов.

Дальнейшее увеличение массы одного грузового места достигнуто созданием судов для тяжеловесов. При этом различают суда с горизонтальной грузообработкой, с вертикальной грузообработкой судовыми или береговыми устройствами большой грузоподъемности, а также с различными комбинациями указанных способов грузообработки. В частности, суда для тяжеловесов докового типа могут перевезти баржу грузоподъемностью 2500 т и более, речной теплоход или любой другой груз, перемещаемый на плаву.

Использование лихтеровозов, паромов, судов для тяжеловесов и других специальных судов серьезным образом изменяет структуру и основные элементы морского порта. Для переработки грузов в этом случае требуются значительно меньшие капиталовложения в береговое хозяйство, значительно снижается ущерб, наносимый окружающей среде, но одновременно такие суда потребуют от портовиков совершенно нового, более высокого уровня организации грузовых работ и комплексного обслуживания судов.

Районы (причалы) навалочных грузов могут быть универсального назначения с крановой схемой механизации открытого хранения, специализированные открытого хранения, специализированные крытого хранения, специализированные портово-промышленного комплекса (например, технологической щепы и др.).

Районы навалочных грузов требуют больших площадей для размещения открытых складов, а также перегрузочных и транспортных комплексов, включающих вагоноопрокидыватели, высокопроизводительные конвейерные системы, складские машины, специальные перегружатели на причале, производительность которых достигает нескольких тысяч тонн груза в 1 ч (рис. 4.3).

При отсутствии достаточных территорий у причального фронта или неудобном рельефе складские площадки и разгрузочные пути располагают в тыловой зоне, а причалы выносят в виде узких пирсов с транспортерными линиями на акваторию.

В последнее время начал применяться трубопроводный способ подачи к причалам сыпучих грузов (угля, руды и пр.) в виде пульпы. В этом случае загрузка специальных судов ведется методом гидромеханизации, и необходимость в расположении склад-

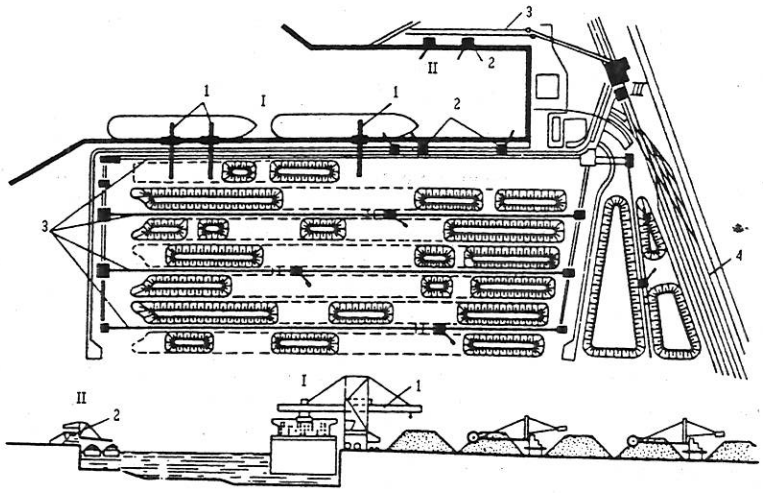


Рис. 4.3. Район навалочных грузов (руды), перерабатывающий 15 млн. т. в год; площадь территории 260 тыс. м^2; объем складов 2,3 млн. тонн: I - причалы морских судов; II - причал речных судов; III - железнодорожная погрузочная станция; 1 - грейферный перегружатель грузоподъемностью 32 т с вылетом стрелы 33 м; 2 - портальный полноповоротный кран; 3 - ленточные конвейеры; 4 - железнодорожные пути

ских площадок вблизи кордона отпадает. Вода удаляется из трюмов судов в процессе их загружения с помощью специальной водоотливной системы.

Конструкции причалов и их расположение в плане при трубопроводной подаче сыпучих грузов аналогичны таковым для наливных грузов.

Районы наливных грузов (нефте-гавани) имеют специализированные по видам грузов участки. Преобладающий объем перевозок среди всех наливных грузов приходится на сырую нефть и нефтепродукты, переработку которых сосредоточивают в одном районе - нефтегавани, которую располагают обычно ближе к входу в порт, если она находится в составе существующего порта. Иногда нефтегавань располагают вблизи от существующего порта.

Акваторию нефтегавани отделяют от остальной акватории порта специальными ограждениями (бонами) для предотвращения распространения нефти при разливе ее по прилегающей акватории.

Причалы для нефтепродуктов чаще всего возводят в виде узких пирсов, по которым прокладывают трубопроводы; причал оснащается грузовыми, балластными и бункеровочными шлангующими устройствами (стендерами).

Хранилища жидких грузов размещают в пределах территории порта или в удалении от нее. Эти хранилища могут быть наземными или подземными. Расстояния между резервуарами нефти и нефтепродуктов принимают 40...200 м в зависимости от категории нефтепродуктов. Вокруг наземных резервуаров выкапывают траншею и насыпают вал; вместимость ограждаемого пространства должна гарантировать при прорыве резервуаров от попадания нефти за пределы ограждения.

Для зачистки танкеров от нефтяных остатков в районе нефтегавани размещают сооружения и причалы зачистной станции, а также очистные сооружения для осветления вод, загрязненных нефтепродуктами.

Отсутствие свободных, с достаточными глубинами и удобных для портового строительства бухт, забота об охране окружающей среды побуждают в ряде случаев строить рейдовые причалы или специальные островные нефтепорты для отгрузки нефти и нефтепродуктов. В последнем случае часто организуется портово-промышленный комплекс с нефтеперерабатывающим предприятием.

Пассажирский район, кроме зоны пассажирских операций, часто включает еще тыловую внепортовую зону, где размещаются площадки для стоянки автомобильного транспорта, гостиницы для транзитных пассажиров, подъезды внутригородского транспорта; все перечисленные элементы располагают на нережимной территории порта. При примыкании города к территории порта пассажирский район становится местом выхода жителей города к морю. Прикордонные площадки, которые должны рассчитываться на пассажиропоток, в таком случае приходится увеличивать, рассматривая некоторую их часть как городскую территорию.

Пассажирский район должен быть расположен так, чтобы к нему был удобным подход судов к причалам без сложных маневров и обеспечены удобные подъезды наземных видов транспорта. Пересечение пассажиропотоков и пассажирского транспорта должно быть в разных уровнях, при этом не должно возникать помех нормальной грузовой деятельности порта. Пассажирский вокзал стараются разместть в центре пассажирского района: при компоновке пассажирского района, кроме эксплуатационных и технико-экономических требований, необходимо соблюдать градостроительные, архитектурно-композиционные и эстетические требования.

§ 11. Плановое расположение причального фронта, оградительных сооружений и входа в порт

Индивидуальность плана каждого порта характеризуется прежде всего расположением оградительных сооружений и причального фронта.

Линия причального фронта ограничивает территорию порта с морской стороны. Требования, предъявляемые к начертанию в плане причального фронта, диктуются необходимостью создания благоприятных эксплуатационных условий для обработки судов и эффективной работы сухопутных видов транспорта.

Начертание в плане линии причального фронта должно обеспечивать: размещение расчетного числа причалов при соблюдении необходимых разрывов между отдельными причалами и грузовыми районами; необходимые размеры территории прикордонной операционной зоны; рациональное размещение перегрузочного оборудования, складских площадок и береговых сооружений, подъездных путей сухопутных видов транспорта; создание рациональных по форме и размерам бассейнов, врезанных в берег или образованных пирсами; удобство подходов судов к причалам, их швартовки и отхода от причалов; благоприятные условия отстоя судов у причалов с точки зрения допустимых высот волн, направления подхода волн, а также направления действия сильных ветров; минимальный объем черпания при создании необходимых глубин у причалов и малую заносимость в районе причалов; расположение причальных сооружений в зоне с наиболее благоприятными топографическими и геологическими условиями.

Причальный фронт может иметь в плане вид прямой или ломаной линии, а причалы могут располагаться вдоль берега (фронтальное начертание), по внутреннему контуру оградительных сооружений, на пирсах, в бассейнах и ковшах (рис. 4.4).

Фронтальное расположение причалов наиболее просто в исполнении и обычно является достаточно удобным для подхода судов. Если в плане причальный фронт имеет вид кусочно-линейной кривой, то на каждом прямолинейном его участке размещают целое число причалов. Разновидностью фронтального расположения причалов (рис. 4.5, а) является ступенчатая (пилообразная) конфигурация причального фронта (рис. 4.5, б), которая удобна в случае загрузки судов через кормовые или носовые лацпорты или в случае относительно длинных (более трех-четырех причалов) прямолинейных участков причального фронта, затрудняющих устройство на причалах железнодорожных путей. При расположении причалов на прямолинейном участке ломаной причальной линии (рис. 4.5, в, г) часть из них либо совсем не обслуживается железнодорожными путями, либо требует устройства обратных заездов. Такое решение создает неудобство при эксплуатации, приводит к уменьшению складских площадей, так как разрывы между складами приходится увеличивать для размещения железнодорожных переездов.

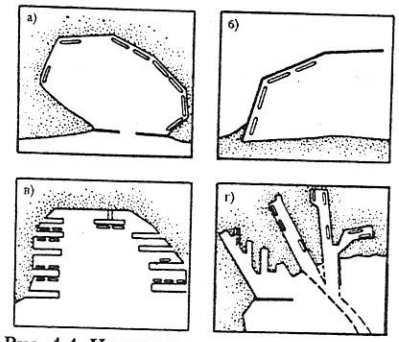


Рис. 4.4. Начертания в плане причальной линии: а - фронтальное; б - вдоль оградительного сооружения; в - пирсовое; г - в бассейнах (ковшах)

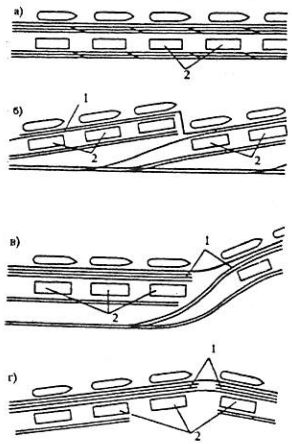


Рис. 4.5. Фронтальное расположение причалов: а - прямолинейное; б - ступеньчатое; (г - в) в виде ломаной линии; 1 - прикордонные железнодорожные пути; 2 - склады

Фронтальное расположение причалов удобно принимать в хорошо защищенных естественных бухтах и заливах большого размера, в портах на открытом побережье при небольшом числе причалов, в устьевых и речных портах.

Расположение причалов вдоль оградительных сооружений довольно часто (Новороссийск, Одесса, Туапсе, Сочи). Обычно при таком расположении причалы находятся в корне молов (например, в перечисленных портах), однако нередки случаи их расположения и в глубоководной части оградительных сооружений (например, в Генуе, Марселе), в связи с чем не требуется дноуглубление у этих причалов.

Примыкая к внутреннему контуру оградительного сооружения, причалы находятся обычно в относительно спокойной части акватории, вдали от главного луча дифрагированных волн. Однако в отдельных случаях при определенном направлении распространения волнения и неудачном сочетании с ним ориентации входа в порт вдоль внутреннего контура мола распространяется волна значительной высоты, в результате чего расположенные в конце мола причалы оказываются в неблагоприятных условиях. Такая картина наблюдалась, например, в конце северного мола в Сочи.

Иногда для лучшей защиты причалов, расположенных вдоль мола, устраивают шпоры, примыкающие примерно по нормали к основным оградительным сооружениям.

При фронтальном расположении причалов акватория и территория порта оказываются растянутыми вдоль береговой линии, что приводит к удлинению сухопутных и водных подходов, портовых коммуникаций. При расположении причалов на пирсах порт оказывается более компактным, уменьшается длина оградительных сооружений, подходов к портам. Число причалов на пирсе и состав береговых объектов на территории пирса зависят от его ширины. На узких пирсах шириной 10...60 м располагаются обычно только подкрановые пути для перегружателей, железнодорожные пути (за редким исключением) не устраиваются, с каждой стороны узкого пирса чаще всего размещают один или два причала.

Узкие пирсы устраивают для погрузки-разгрузки наливных и навалочных грузов, а также для использования в качестве пассажирских причалов. Склады грузов и вокзалы размещают на берегу, грузы подаются на причал (с причала) по трубопроводам или конвейерами. Узкие пирсы могут примыкать непосредственно к берегу, отстоять от берега на небольшом расстоянии, располагаясь под любым углом относительно береговой линии и даже параллельно ей, будучи соединенными с берегом эстакадой, и, наконец, отстоять от берега на расстоянии нескольких километров, не имея соединительной эстакады и образуя так называемые рейдовые или островные причалы. Груз на рейдовый причал подается подводными трубопроводами или при помощи подвесной канатной дороги.

На широких пирсах (шириной 250...350 м) для рационального использования их территории располагают не менее трех-четырех причалов с каждой стороны и один причал в торце. При сооружении группы пирсов («гребенки») между ними образуются бассейны, определяемая расчетом ширина которых обеспечивает удобные подходы к причалам. Грузовые причалы на широких пирсах, как правило, оборудуются подкрановыми и железнодорожными путями, на их территории располагаются открытые и закрытые склады, обычно краткосрочного хранения (рис. 4.6). Широкие пирсы могут располагаться нормально или косо относительно береговой линии. В последнем случае облегчается трассировка железнодорожных путей, но в то же время появляется необходимость срезки острых углов, кроме того, из-за разной длины сторон пирса склады и про-

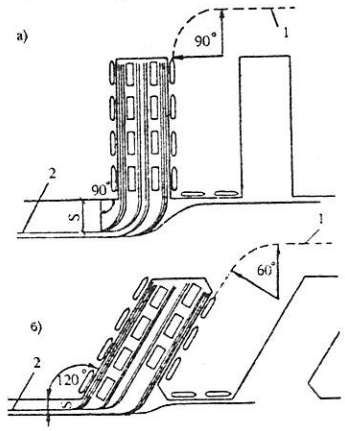


Рис. 4.6. Пирсовое расположение причалов: а - прямые пирсы; б - косые пирсы, 1- судовой ход в стесненной акватории; 2 - железнодорожные пути; S - расстояние от подъездных путей до кордона

ходы между складами располагаются несимметрично, что создает неудобства при эксплуатации наземного транспорта. При косых пирсах расстояние от подъездных путей до кордона значительно меньше.

Торцевые участки широких пирсов не имеют железнодорожных путей. Их используют как пассажирские причалы, для приема тяжеловесов, не идущих дальше по железнодорожной дороге, для приема контейнеров и отстоя судов.

Главной особенностью пирсовой системы является концентрация большого числа причалов на непротяженном участке берега, что позволяет значительно уменьшить длину оградительных сооружений, необходимых для защиты причального фронта. Вместе с тем при пирсовой системе невозможно иметь большие операционные площадки непосредственно у причального фронта, удаленными от линии кордона оказываются тыловые склады. Однако эти неудобства менее существенны, чем преимущества пирсовой системы.

В большинстве современных портов используется комбинация широких пирсов с фронтально расположенными причалами.

Причалы в бассейнах, вырытых на берегу (ковшах), созданы во многих портах, в частности, в районах с большими приливно-отливными колебаниями уровня воды. В последнем случае бассейны делают закрытыми, т. е. их отделяют от моря воротами и поддерживают в них уровень, близкий к приливному. Суда входят и выходят из бассейна во время прилива.

Расположение причалов в ковшах обладает теми же преимуществами перед фронтальным, что и пирсовое, но имеет и свои недостатки: большие объемы дноуглубительных работ при устройстве бассейнов, сокращение территории (особо чувствительное при стесненной береговой полосе).

При расширении существующих и строительстве новых портов обычно не удается обеспечить у причалов допустимые высоты волн, скорости течений и заносимость только той или иной компоновкой причального фронта. В большинстве случаев защита акватории порта обеспечивается с помощью оградительных сооружений.

При выборе планового расположения оградительных сооружений одним из основных требований, которое надо удовлетворять в первую очередь, является обеспечение площади акватории порта, позволяющей разместить причальный фронт и внутренние элементы (зоны и фарватеры) портовых вод, в достаточной степени защищенных от волнения, течений, заносимости и проникновения плавающего льда.

Положение оградительных сооружений в плане и расположение входа в порт должны обеспечивать безопасность захода в порт, маневрирования, подхода к причалам и стоянки у причалов транспортных судов, а также благоприятные волновые условия и безопасную работу портового флота при проводке, снабжении, обслуживании этих судов.

В связи с появлением новых технологий перевозок грузов, созданием портово-промышленных комплексов, приближением портов к пунктам производства потенциальных грузов, нуждающихся в перевозках морским транспортом, и к пунктам потребления грузов — промышленного сырья — появились новые тенденции в выборе мест будущих портов. С этим связаны некоторые особенности современного проектирования оградительных сооружений, которые проявляются в необходимости возведения оградительных сооружений на больших глубинах, часто на открытых побережьях с неблагоприятными гидрометеорологическими условиями, в обеспечении более эффективной защиты портов от волнения и других факторов с наименьшими затратами материальных

и финансовых ресурсов. Большую роль в реализации этих задач играет выбор наиболее рационального планового расположения оградительных сооружений.

Рациональная компоновка портовых оградительных сооружений позволяет обеспечить защиту акватории от волнения с целью создания благоприятных условий для отстоя судов и их движения с минимальной потребностью в маневрировании; для стоянки судов при производстве грузовых операций и при обслуживании судов; исключить возможное неблагоприятное влияние построенных сооружений на экологические условия района расположения порта.

Наибольшее влияние на волновые условия ограждаемой акватории оказывают волны, проникающие через вход в порт. Защищенность акватории при проектировании обычно исследуют расчетным путем и испытаниями на уменьшенных моделях, при этом уделяют особое внимание расположению входа в порт, его ориентации по отношению к направлению расчетного волнения.

Поскольку оградительные сооружения являются наиболее дорогостоящими гидротехническими сооружениями порта, причем стоимость их резко возрастает с увеличением глубины, следует стремиться, при прочих равных условиях, к сокращению их общей протяженности и расположению по возможности на небольших глубинах с использованием рифов, банок, отмелей и пр. В то же время головы оградительных сооружений рекомендуется вынести на естественные глубины, соответствующие объявленной глубине порта, чтобы не делать подходной канал. Однако на отмелом побережье этого достичь невозможно, и, чтобы уменьшить заносимость канала, вход в порт приходится выносить за полосу прибоя, так как в зоне первого обрушения волн наблюдаются интенсивное взмучивание частиц донных отложений и формирование мощного вдольберегового потока наносов.

При проектировании планового расположения оградительных сооружений необходимо обеспечить удобный вход в порт и удобные подходы к причалам, а также возможность размещения маневровых акваторий, предусмотрев при этом развитие порта в перспективе без разборки ранее построенных оградительных сооружений; не следует допускать входящих углов между отдельными участками мола, особенно со стороны воздействия максимального волнения, т.к в таких углах происходит концентрация волновой энергии, и возрастает силовое воздействие волн на сооружение на 15...20%.

Рекомендуется придавать оградительным сооружениям криволинейную форму в плане, так как в этом случае меньше опасность отрыва течения от сооружения и возникновения местных вихревых зон, где возможен размыв грунта основания [30]. Однако на практике из-за сложности строительства криволинейных в плане оградительных сооружений их ось принимают в виде ломаной выпуклой кривой.

Оградительные сооружения, выступая от берега в сторону моря, нарушают естественный режим наносов, в результате чего на одних участках побережья происходит отложение наносов, на других — размыв берега. В связи с этим плановое расположение оградительных сооружений при проектировании должно быть выбрано из условия наименьших вредных последствий для смежных с портом берегов.

При высокой степени естественной защищенности района расположения причалов, главным образом от волнения, характерной для портов, размещенных в закрытых бухтах (Владивосток, Мурманск), в устьевом участке или в русле реки (С.-Петербург, Архангельск, Нарьян-Мар, Игарка), оградительные сооружения оказываются ненужными. Наоборот, при размещении порта в полузащищенной бухте, на открытом морском побережье или при создании островного порта, как правило, появляется необходимость

в защите его акватории от воздействия волн и других естественных факторов и, следовательно, в строительстве оградительных сооружений.

В зависимости от местных физико-географических условий, а также технико-экономических и технологических требований состав и расположение в плане оградительных сооружений могут быть самыми различными. Обобщая опыт строительства оградительных сооружений в различных условиях, можно указать наиболее часто встречающиеся решения планового расположения оградительных сооружений:

а) одиночный мол; б) парные молы, параллельные или сходящиеся; в) волноломы, расположенные паралельно берегу или под некоторым углом к нему; г) различнее комбинации молов и волноломов (рис. 4.7).

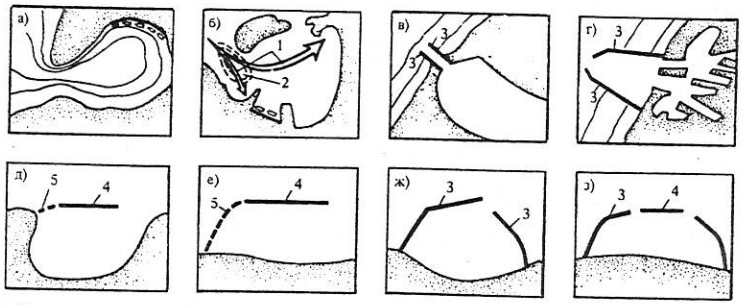


Рис. 4.7. Схемы различной защиты акватории порта от волнения: а - порт в бухте, естественно защищенной от волнения, б - полузащищенная бухта, волнение отклоняется от причалов конфигурационной выемкой, созданной на входе в бухту, в - порт в лимане, вход в который защищен от заносимости парными параллельными молами, г - внутренний порт (в бассейнах), вход в который защищен от заносимости сходящимися молами, д - открытая в естественных условиях бухта с защитой акватории порта от волнения, соответственно, волноломом или молом, (е ... з) - открытое побережье с защитой акватории порта от волнения волноломом или одиночным молом, сходящимися молами, системой молов и волноломов, 1 - направление волновых лучей, отклоненных выемкой на входе, 2 - конфигурационная искусственно созданная выемка, 3 - мол, 4 - волнолом, 5 - дополнение к волнолому, превращающее его в мол

Одиночные молы наиболее часто встречаются в портах на открытом побережье при резко выраженном волнении одного направления или в полузащищенных бухтах. В последнем случае для защиты причалов от волнения можно использовать свойство рефракции волн в зонах изменяющихся глубин, создав перед входом в бухту конфигурационную выемку (при малой ее заносимости), очертание в плане и характер изменения глубин которой подбирают таким образом, чтобы район причалов оказался в зоне дивергенции потока волновой энергии (рис. 4.7, б). В таком случае можно либо совсем отказаться от строительства оградительных сооружений, либо ограничиться более дешевым вариантом одиночного мола.

Парные параллельные молы чаще встречаются в старых портах при защите входа в пролив, канал, соединяющие акваторию порта с морем (Клайпеда, Ильичевск), или в устье реки (Вентспилс, первоначальное решение).

Парные сходящиеся молы наиболее целесообразны при расположении порта на открытом побережье, в частности, на отмелом песчаном побережье. Как показывает опыт эксплуатации портов на Балтике, возводить в этих условиях волноломы для создания акватории порта не следует, так как происходит ее интенсивная заносимость.

Волноломы, параллельные берегу, обычно сооружаются при сравнительно крутых уклонах дна, т. е. на приглубом побережье (Марсель, Генуя). Развитие порта в этом случае может происходить вдоль берега с увеличением длины волнолома в нужную сторону.

Комбинацию молов и волноломов используют при широких бухтах (Триест, Одесса), при необходимости создания двух ворот в порту (Туапсе) или как неизбежность при расширении порта.

Вход в порт должен удовлетворять условиям удобства и безопасности прохода судов. Через вход должен проходить поток волновой энергии, предельно ограниченный по своей величине и после дифракции волн и рефракции не опасный с точки зрения нормальной эксплуатации судов на акватории и у причалов порта. При выборе направления входа и места его расположения, кроме этих условий, необходимо учитывать: направление потока наносов, чтобы не допустить проникания наносов на акваторию порта и их отложения на входе; возможность попадания плавучего льда на акваторию и выноса из акватории льда, образовавшегося на ней.

Наличие двух (или более) ворот в порту снижает аварийность при заходе в порт в районах с большой изменчивостью направлений ветра и волнения, давая капитану возможность выбора наиболее безопасного входа (выхода) в конкретных погодных условиях. Наличие второго входа облегчает маневрирование судов, улучшает условия пожарной безопасности в порту, способствует лучшему очищению акватории порта ото льда, но вместе с тем часто ухудшает волновую обстановку на акватории порта, облегчает проникание наносов. Число ворот (входов) выбирают из условия минимума затрат, которые возрастают при одних воротах в связи с увеличением интенсивности судопотока, удлинением хода судов внутри акватории, при нескольких воротах в связи с созданием дополнительной защиты от волнения (например, в виде шпор или внутренних волноломов) либо с увеличением простоев причалов по волновым условиям.

Ширину ворот выбирают, исходя из удобства входа и выхода судов в штормовую погоду и минимального проникания волнения через ворота на внутреннюю акваторию порта. Первое условие требует увеличения ширины ворот, второе — уменьшения ее.

Навигационная ширина входа B_e (рис. 4.8) должна быть такой, чтобы судно могло войти в порт при расчетном ветре и волне [см. формулу (3.5)]. При этом скорость входа судна, если оно входит без буксиров, должна быть такой, чтобы судно еще слушалось руля, но имело бы возможность сбавить ход до полной остановки на тормозном пути к причалу.

Большие суда входят в порт с помощью буксирных судов и очень часто с лоцманом на борту. Допустимые значения скорости ветра и высоты волны определяются в этом случае возможностью работы буксирных судов и возможностью высадки лоцмана с катера на судно перед входом в порт (см. табл. 4.1).

За расчетную ширину входа принимается ширина по нормали к оси входа в порт (рис. 4.8) на расчетной глубине (см. рис. 4.9) от проектного уровня воды.

Ширина ворот в существующих торговых портах изменяется в широких пределах: от нескольких десятков до нескольких сотен метров. Так, ширина ворот составляет: в Батуми 250 м, в Туапсе 220 м, в Одессе 275 м, в Новороссийске 330 м, в Вентспилсе 300 м. Широкие ворота (300... 400 м) принимаются в водохранилищных портах, если через них проходят буксируемые или толкаемые составы несамоходных судов и плотов.

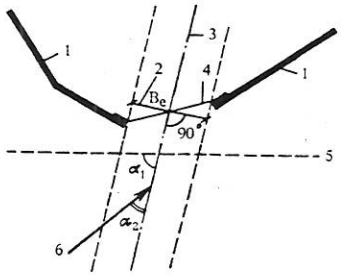


Рис. 4.8. Схема входа в порт: 1 - мол, 2 - ширина входа, 3 - ось входа; 4 - линия входа; 5 - изобата (направление береговой линии); 6 - направление господствующего ветра

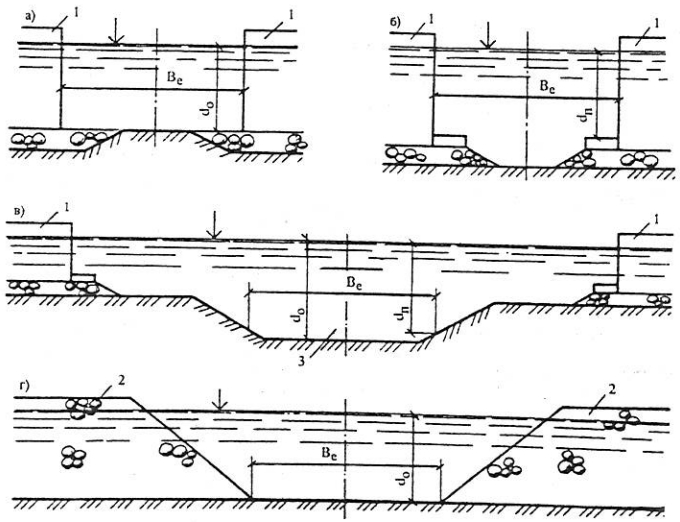


Рис. 4.9. Схемы ворот портов: (а - в) - при оградительных сооружениях вертикального профиля 1, г - при оградительных сооружениях откосного профиля 2; 3 - подходной канал; d_0 - проектная глубина входа; d_n - навигационная глубина входа

В портах с большими приливными колебаниями уровня ширина ворот должна быть такой, чтобы скорости приливно-отливных течений в воротах не превышали допустимых для конкретных грунтов и не вызывали подмыва голов оградительных сооружений.

Вход размещают обычно в наиболее глубоководной части акватории и в наибольшем удалении от берега. При выборе направления оси входа, как и при выборе его ширины, необходимо, во-первых, соблюдать навигационные требования, а во-вторых, обеспечивать минимальное проникновение волнения на защищенную акваторию. Направление оси входа предопределяет направление судового хода, так как судно в воротах порта не должно делать поворотов. Поворот судна может осуществляться лишь после входа на защищенную акваторию на входном рейде.

При выборе ориентации ворот необходимо учитывать требования безопасности входа, поэтому направление судового хода при подходе к воротам (см. рис. 4.8) не должно быть параллельным береговой линии, так как при боковом ветре и штормовом волнении судно может быть выброшено на берег; угол α_1 между направлением судового хода и береговой линией должен быть в среднем не менее 30°.

Направление судового хода (входного фарватера) должно иметь по возможности небольшой угол α_2 с направлением господствующего ветра и волнения, так как в противном случае при боковом ветре и волнении чрезвычайно велика опасность навала судна на головы оградительных сооружений. Однако при полном совпадении оси входа и волнения, т. е. при попутном ветре и волнении, управляемость судна ухудшается. Для большей защищенности акватории от волнения проекция ширины входа на направление, нормальное к направлению луча волны, должна быть минимальной, т. е. ось судового хода должна составлять возможно больший угол с направлением луча волны. Допускается принимать α_2 в пределах $45<\alpha_2<70°$, но чаще этот угол составляет 30...35°.

Если вычисленная по навигационным условиям ширина входа не обеспечивает необходимой защищенности портовой акватории от волнения, предусматривают перекрытие входа в порт (рис. 4.10). Перекрытие бывает целесообразным и тогда, когда под действием сильных ветров может быть затруднен заход судов в порт. Величина перекрытия, степень защищенности и условия входа судов в порт подбираются и проверяются расчетом и на гидравлических моделях.

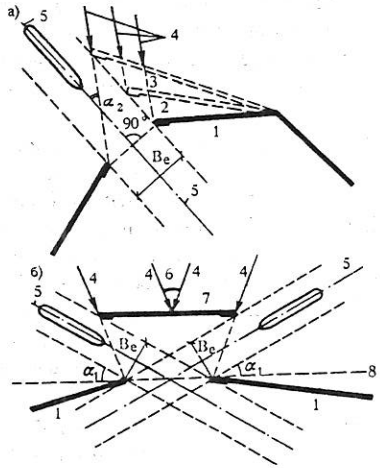


Рис. 4.10. Перекрытие входа в порт: а - продлением одного из молов, б - волноломом, 1 - оградительное сооружение, 2 и 3 - продленная часть мола, обеспечивающая частичное и полное перекрытие входа в порт, 4 - направление волновых лучей во время сильных штормов, 5 - ось судового хода, 6 - сектор возможных направлений волновых лучей во время сильных штормов, 7 - волнолом, 8 - прямая, параллельная береговой линии

Степень защищенности порта от ветровых волн во многом определяет навигационную безопасность на акватории порта. Однако выполнение этих условий требует больших капитальных затрат, целесообразность которых определяется сопоставлением экономической эффективности мер по повышению надежности стоянки судов в порту и сокращения времени простоя причалов по метеорологическим причинам.

В связи с этим не все портовые акватории в одинаковой мере защищены от волнения. Недостаточно защищенные порты (Корсаков, Ванино) и плохо защищенные (Ялта, Углегорск) терпят большие убытки от невозможности отстоя судов у причалов во время шторма. Но вместе с тем в ряде портов (Туапсе, Батуми и др.), достаточно защищенных от ветрового волнения, суда, стоящие у причалов, получают сильную подвижку, имеющую вид возвратно-поступательного перемещения, зачастую приводящую к аварийной ситуации. Такое явление носит название «тягун». Известны случаи серьезно-

го повреждения корпусов судов у причалов портов Кейптаун и Туапсе; в Неаполе судно, получив пробоину при подвижках, затонуло.

Подвижки судов наблюдаются как в штормовую погоду, так и при отсутствии ветрового волнения; нередко в таких портах ветровое волнение проникает на акваторию, но тягун отсутствует. Явление тягуна связывают с проникновением на акваторию низкочастотных составляющих спектра ветрового волнения, т. е. длинных волн малой высоты с периодом 15...30 мин, и совпадением их периода с периодом собственных колебаний массы воды в пределах акватории и пришвартованного или стоящего на якоре судна.

Защищенность акватории порта от длинных волн волнозащитными сооружениями зависит от потока энергии волн, прошедших через ворота, и от характеристик акватории. Чем больше площадь акватории и меньше энергии длинных волн пропускают ворота порта, тем менее вероятно появление тягуна. Отношение действующей площади ворот (произведение глубины воды в воротах на ширину ворот, через которые проходят волны) к площади акватории порта (коэффициент порта) обратно пропорционально степени защищенности. Площадь ворот не может быть меньше определенного предела по навигационным условиям, увеличение площади акватории, благоприятное для снижения действия тягуна и улучшения условий маневрирования судов, требует значительных капитальных затрат и способствует возникновению местных ветровых волн. Оградительные сооружения набросного типа, не пропускающие через себя обычные ветровые волны, оказываются проницаемыми для длинных волн, что приходится учитывать при оценке коэффициента порта.

При выборе окончательного решения принимают оптимальное значение коэффициента порта, однако во многих случаях это не позволяет избавиться от тягуна.

Тягун, как правило, сопровождается мощным реверсивным течением в воротах порта, вызывающим снос проходящих судов. Например, в бассейне Дункан порта Кейптаун скорость течения достигает 5 уз., т. е. соизмерима со скоростью судна на стесненной акватории, а направление течения меняется на обратное через каждые 15...30 мин.

Судоводителю чаще всего невозможно заблаговременно установить, в какую сторону и с какой скоростью будет направлено течение и, следовательно, будет происходить снос судна с заданного курса; следствием этого могут быть посадки судна на мель, навалы, столкновения. Чем уже ворота, тем более вероятны такие события при наличии тягуна. Отмечается, что тягун характерен главным образом для портов на открытом побережье; следовательно, место расположения порта является одним из факторов, определяющих защищенность его от длинных волн.

Достаточно надежным способом снижения эффекта тягуна является расчленение акватории на отдельные бассейны, т. е. создание системы бассейнов, соединенных между собой и с морем, период колебания массы воды в которых значительно меньше периода длинных волн. Этой же цели можно достичь созданием аванпорта, отделенного от акватории порта оградительными сооружениями.

Природа длинных волн небольшой амплитуды с периодом от 30 сек. до нескольких десятков минут до конца не изучена. Практикой швартовки судов установлено, что продольных резонансных колебаний судна можно избежать применением особых методов и средств крепления судна к причалу, для чего необходимо создать в средней части судна специальные места крепления тросов на уровне линии кордона, а на причалах, принимающих крупнотоннажные суда, установить мощные швартовные лебедки, но избежать вертикальных колебаний при этом не удастся.

§ 12. Ветровое волнение на акватории порта

Эффективность защитных свойств оградительных сооружений оценивается степенью снижения высот волн на акватории в сравнении с высотой волн перед воротами порта, причем это снижение должно обеспечивать нормативные волновые условия в различных районах акватории порта.

При оценке волнения на акватории порта необходимо учитывать дифракцию волн на входе (входах) в порт, их рефракции на акватории порта и отражение волн от сооружений внутри порта*.

Наибольшее влияние на волновые условия огражденной акватории оказывают волны, проходящие через вход в порт. Этот процесс при проектировании портов исследуется на уменьшенных гидравлических моделях. На стадиях планирования и раннего проектирования степень затухания волнения на акватории определяется расчетом.

Имеющиеся теоретические и лабораторные исследования процесса проникновения волн на акваторию вследствие перелива через гребень еще не доведены до расчетных методов. В ряде стран высота и ширина гребня оградительного сооружения, от которых зависит перелив волн на акваторию, нормируются на основании данных эксплуатации.

В СНиПе [9] рекомендован метод определения коэффициентов затухания волн при дифракции их вокруг голов оградительных сооружений, и приведены указания по учету рефракции и отражения волн внутри акватории порта. В первом приближении при расчетном определении затухания волн последними двумя факторами пренебрегают.

При расчете дифрагированного волнения на акватории порта в [37] рассмотрено несколько случаев ограждения акватории и связанных с этим характерных особенностей входа: а) ограждение одним молом; волнение проникает в порт, огибая голову мола: при определении высоты волны на акватории порта рассматривается дифракция вокруг одиночного мола; б) ограждение двумя молами; волнение на акваторию проникает через ворота между головами молов; высота волны на акватории порта определяется расчетом для случая сходящихся молов; в) ограждение волноломом; волнение на акваторию проникает через два входа, каждый из которых расположен между головой волнолома и берегом; расчет волнения на акватории ведется по двум энергетическим составляющим, поступающим с разных сторон, для каждой из них высота волны определяется расчетом аналогично расчету дифракции вокруг одиночного мола; г) ограждение волноломом (или несколькими волноломами) и двумя молами, оконтуривающими с двух сторон акваторию порта; волнение на акваторию проникает через два (или более) входа, каждый из которых ограничен головами мола и волнолома (или головами двух рядом стоящих волноломов); расчет волнения в определенной точке акватории ведется по сумме энергетических составляющих, число которых равно числу ворот; каждая из волновых составляющих характеризуется высотой дифрагированной волны, вычисленной для случая сходящихся молов.

В определенной точке акватории при одном входе в порт высота волны h_{dif}, м, сформировавшейся в результате дифракции и влияния условий входа в порт, будет составлять:

$$h_{dif} = k_{dif} \cdot h_{in}; \qquad (4.1)$$

* Энергию волн, перехлестывающих через гребень оградительных сооружений и проникающих через тело этих сооружений, обычно не учитывают.

где k_{dif} — коэффициент дифракции волны; h_{in} — высота исходной (перед воротами порта) волны i% - ной обеспеченности в системе волн. Совокупность значений k_{dif} на акватории порта иногда называют паспортом порта (рис. 4.11).

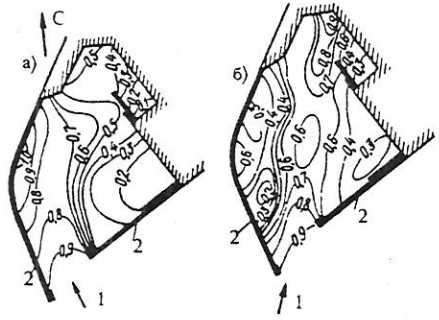


Рис. 4.11. Изолинии коэффициента остаточной волны (паспорт порта), полученные моделированием, на акватории порта Сочи (по В.Н. Логинову): а и б - при направлении волнения перед портом, соответственно, ЮЮВ и ЮЮЗ, 1 - луч исходной волны; 2 - оградительное сооружение

При ограждении акватории порта одиночным молом коэффициент k_{dif} определяется по номограмме [9] в зависимости от полярных координат β и $r/\bar{\lambda}$, с учетом угла подхода волн к молу j, измеренному внутри акватории. Угол β, град, который может иметь положительное и отрицательное значение, измеряется между границей волновой тени (ГВТ) и лучом, проведенным от головы оградительного сооружения к рассматриваемой точке i -го фронта волны (рис. 4.12), названного на рисунке расчетным створом; $r/\bar{\lambda}$ — относительное расстояние от головы мола до этого створа; $\bar{\lambda}$ — средняя длина расчетной волны.

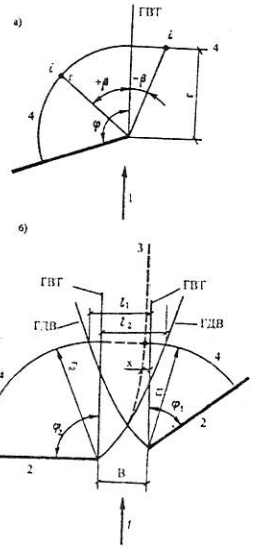


Рис. 4.12. Схемы к расчету коэффициента дифракции волн на акватории порта, огражденной одиночным молом (а) и сходящимися молами (б): 1 - луч исходной волны, 2 - мол, 3 - линия главного луча на акватории, 4 - линия расчетного створа, ГВТ-граница волновой тени, ГДВ-граница дифракции волн

Коэффициент дифракции волн для акватории, огражденной сходящимися молами, учитывает влияние второго мола через ширину входа в акваторию порта в м и положения ГВТ относительно границ дифракции волн (ГДВ) через ряд расчетных параметров и определяется по графикам, приведенным в [9].

Коэффициент дифракции волн для акватории, огражденной волноломом $k_{dif,b}$, определяется по формуле:

$$k_{dif,b} = \sqrt{k_{dif,s1}^2 + k_{dif,s2}^2}, \qquad (4.2)$$

где $k_{dif,s1}$ и $k_{dif,s2}$ — коэффициенты дифракции волн, определяемые для головных участков волнолома с одной и другой его сторон, как для одиночного мола.

Эффективность защитных свойств оградительных сооружений в [25] характеризуется недопустимостью возникновения на внутренней акватории волн опасных для внутрипортовых сооружений и отстоя ошвартованных судов, а также незатопляемостью территории причалов.

В порту допускается возникновение простойных ситуаций, причиной которых является неблагоприятное волнение, из-за чего прерываются погрузочно-разгрузочные работы. Ущерб от простоя судов может быть снижен улучшением защищенности акватории, однако дополнительные затраты на оградительные сооружения должны перекрываться сокращением потерь от простоев флота, которые, в свою очередь, зависят от производительности перегрузочных комплексов.

Предельные для безопасного выполнения швартовных операций скорости ветра u_w, м/с, на акватории по рекомендациям* допускается определять по графику, приведенному на рис. 4.13, в зависимости от полного водоизмещения D, тыс. т, швартуемого судна при условии достаточной мощности буксиров-кантовщиков. При этом высота волны у причалов $\bar{h}$ не должна превышать 1,25 м. Для судов, швартующихся в полном грузу, полученные значения u_w умножают на коэффициент, равный 1,0 для грузопассажирских судов; 1,2 — для сухогрузов общего назначения; 1,25 — для балкеров; 1,3 — для танкеров.

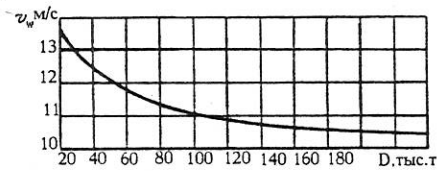


Рис. 4.13. График для определения скоростей ветра предельных для выполнения швартовых операций

Таблица 4.3

Коэффициенты повышения предельных высот волн $\bar{h}$, м, у причала, допустимых для ошвартованных судов

φ, град	Значения k_φ в зависимости от отношения $L_s/\bar{\lambda}$					
	1,0	2,0	4,0	6,0	8,0	10,0
0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
30	1,2	1,2	1,3	1,5	1,8	2,0
60	1,3	1,5	1,7	2,0	2,3	2,3
90	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,5

* Указания (Р. 31.3.07-01) по расчету нагрузок и воздействий от волн судов и льда на морские гидротехнические сооружения. СоюзморНИИпроект, 2001 г.

Предельные для безопасной стоянки ошвартованных судов значения средних высот волн $\bar{h}$, м, при среднем периоде τ, с, у причалов по [25] следует определять по рис. 4.14, а в зависимости от водоизмещения судна и величины деформации отбойных устройств Δ_0. Если угол между фронтом волны и диаметральной плоскостью судна φ, град, отличен от нуля, то предельная высота волны может быть повышена согласно коэффициенту r_φ (табл. 4.3), зависящему от отношения длины судна L_s к длине волны $\bar{\lambda}$.

Таблица 4.4

Допустимые по условиям безопасности амплитуды колебаний судов при производстве грузовых работ

Тип судна, род груза	Перемещения, м	
	горизонтальные $A\eta$	вертикальные $A\xi$
Контейнеровозы ячеистого типа	0,12	0,10
Контейнеровозы комбинированного типа, лесовозы и сухогрузные суда общего назначения; груз: длинномеры, крупногабаритный палубный груз, металл и лес в связках и пакетах	0,20	0,10
Операции с тяжеловесами	0,20	0,10
Суда типа Ро-Ро (ролкеры)	0,50	0,50
Сухогрузные суда общего назначения, операции с генеральными (тарно-штучными) грузами с использованием малой механизации, при работе людей в трюме	0,50	0,30
Обработка танкеров	не ограничиваются	

Полученные расчетом высоты волн не должны превышать предельные физически возможные значения, зависящие от периода расчетной волны на акватории порта, приведенные на рис. 4.14, б.

Проведение грузовых работ в порту возможно при скоростях ветра, безопасных для работы кранов, и при скоростях ветра и волнении, которые не создают недопустимых статических смещений судна относительно причала в продольном и поперечном направлениях.

Безопасная работа кранов допустима при скоростях ветра, не превышающих 15 м/с. Допустимые по условиям безопасности амплитуды колебаний судна при производстве грузовых работ приведены в табл. 4.4; предельные размеры элементов волн у причалов связаны с величинами перемещений судов графическими зависимостями, показанными на рис. 4.14, в, г.

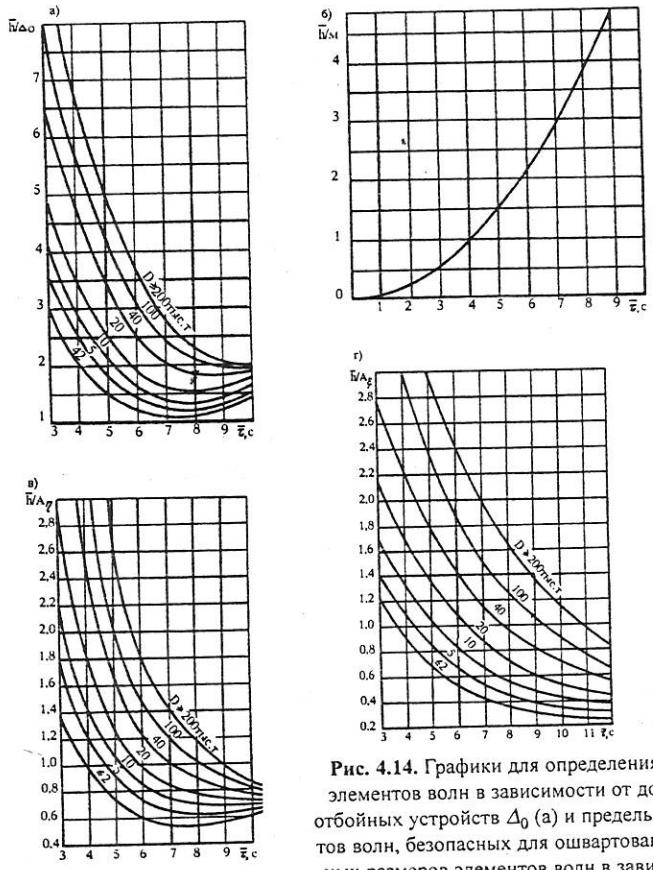


Рис. 4.14. Графики для определения предельных размеров элементов волн в зависимости от допустимой деформации отбойных устройств Δ_0 (а) и предельных по крутизне элементов волн, безопасных для ошвартованного судна (б), предельных размеров элементов волн в зависимости от допустимой амплитуды поперечно-горизонтальных A_η (в) и вертикальных колебаний ошвартованного судна A_ζ (г) при погрузке-выгрузке

ГЛАВА 5
СУДОХОДНЫЕ МОРСКИЕ КАНАЛЫ

§ 13. Общие сведения о морских путях и каналах

Судоходные морские каналы являются элементом морского пути, они отражают особенности этого пути местом своего расположения, техническим устройством и транспортно-экономическими характеристиками.

Под морскими путями понимаются установившиеся судоходные трассы между портами одного или нескольких государств. В них входят судоходные трассы, пролегающие как по открытым морям и океанам, так и проходящие в естественных узкостях, в искусственно созданных фарватерах и подходных каналах к портам, доступных для морских судов по глубинам и ширине судоходной части, а также снабженных необходимым навигационным оборудованием для обеспечения безопасности прохождения судов.

Естественные морские пути существенно отличаются от транспортных магистралей суши тем, что они созданы природой, поэтому не требуют затрат на строительство, эксплуатацию и ремонт. Искусственно созданные фарватеры, куда входят соединительные каналы и подходные каналы к портам, подобно транспортным магистралям суши, трудоемки и капиталоемки. Просторы океанов и морей обеспечивают возможность плавания практически любому количеству судов. С этим связана ничем не лимитированная грузонапряженность морских трасс, т. е. количество тонно-миль, приходящихся на единицу эксплуатационного пути. Они обладают неограниченной пропускной способностью, за исключением каналов и некоторых проливов: глубины некоторых из них приведены в табл. 5.1.

Таблица 5.1

Проходные глубины важнейших морских путей

Морские пути	Примерные проходные глубины, м	Возможный дедвейт судна, тыс. т
Естественные морские пути		
Проходы в Балтийском море:		
пролив Эресунн	8...10	15
«Большой Бельт»	13...16	100
Проходы в Северном море:		
пролив Ла-Манш	20	250
Северный проход	25...30	500
фарватеры в Северном море	40	500
Пролив Босфор	16...17	150
Малакский пролив	20	200
Ломбокский пролив	25... 30	500
Морские каналы		
Суэцкий канал (реконструкция 1976...1981 гг.)	16...17	150
То же, реконструкция после 1981 г.	20...23	250
Панамский канал	13,7	35 (суда обычного типа); 60...80 (суда панамского типа)
То же, в перспективе после будущей реконструкции	15...18	150
Кильский канал	11	27
Перспективный канал (без шлюзов) через перешеек Кра (до 1990 г.)	30	500

Протяженность морских путей и их оконечностей — подходных каналов зависят от мест расположения портов.

Судоходный канал представляет собой прорезь (выемку) в морском дне, материке или русле реки на участках, где естественные глубины недостаточны. Для безопасного плавания судов фарватер в пределах судоходного канала оснащен специальной (для узкостей) судоходной обстановкой.

По назначению каналы водных путей подразделяют на подходные и соединительные; в свою очередь, те и другие подразделяют по наличию искусственных ограждений на огражденные и неогражденные, по способу устройства — на закрытые (шлюзованные) и открытые; по расположению прорези канала относительно расчетного уровня воды и по условиям плавания судов — на каналы полного и неполного профиля.

По навигационным признакам каналы могут быть с круглогодичной навигацией (незамерзающие) и с ограниченным периодом навигации (замерзающие), одностороннего и двустороннего движения, при этом движение в каждом направлении может быть в один или несколько рядов.

Подходные каналы сооружают для обеспечения возможности захода судов в порт (судоремонтную базу, к причалам предприятий) и выхода из него. В зависимости от расположения причалов относительно моря трасса подходного канала может проходить по мелководной части моря, заливу, лиману (Потийский, Красноводский каналы), через прибрежную отмель или бар (например, баровая часть Архангельского канала — Березовый бар, баровая часть Вентспилского канала — рис. 5.1), по речному руслу (речная часть Архангельского канала — по рукаву Северной Двины — р. Маймакс, речная часть Вентспилсского канала), по суше.

Подходные каналы можно разделить относительно береговой линии моря на внешние и внутренние. Первые расположены в пределах морской акватории, вторые проходят по руслу реки или суше. Внешние подходные каналы подвержены воздействию волнения и течений и, как следствие, вдоль берегового потока наносов, внутренние подходные каналы часто испытывают неблагоприятное воздействие речного потока наносов.

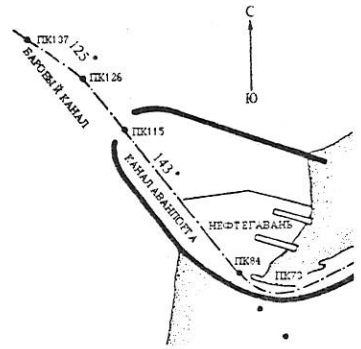


Рис. 5.1. Вентспилсский канал (морская часть)

Соединительные судоходные каналы прокладывают между различными водными бассейнами с целью сокращения пути следования судов. Трасса соединительного канала обычно проходит либо по проливу с недостаточной естественной глубиной (Керчь-Еникальский канал), либо через сушу по перешейку или водоразделу между соединяемыми бассейнами, например, Суэцкий и Панамский каналы (рис. 5.2 и 5.3).

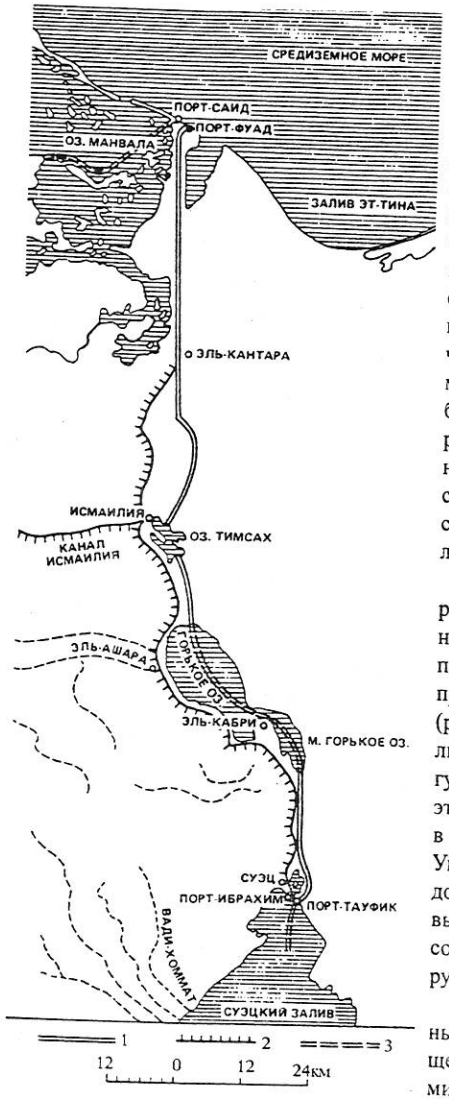


Рис. 5.2. Схема Суэцкого канала: 1 - трасса Суэцкого судоходного канала, 2 - пресноводные каналы, 3 - морские подходные каналы

Ограждения каналов в виде молов или дамб с одной или двух сторон возводят при сильных морских прибрежных течениях, волнении и устойчивых вдоль береговых потоках наносов. К числу огражденных внешних каналов относятся баровая часть канала, примыкающего к юго-западному рукаву р. Миссисипи, защищенная парными молами; подходной канал к Порт-Саиду, защищенный с двух сторон молами неодинаковой длины; Волго-Каспийский и Азово-Донской каналы, частично защищенные земляными дамбами, намытыми при производстве дноуглубительных работ, и др. Одностороннее ограждение возводят с наиболее подверженной воздействиям волнения и течений стороны канала. Такое ограждение имеется, например, на некоторых участках Калининградского и других каналов.

Неогражденные внешние каналы в результате воздействия волнения и течений могут интенсивно заноситься и для поддержания в них необходимых глубин приходится производить систематические (ремонтные) черпания. Внутренние каналы, проходящие по руслам рек, также могут заноситься довольно интенсивно, как это наблюдается, например, на перекатах в низовье Дона, в нижнем течении Волги. Уменьшение заносимости таких каналов достигается осуществлением комплекса выправительных работ, которые входят в состав мероприятий по регулированию русла рек.

Устройство закрытых (шлюзованных) подходных внутренних каналов чаще всего связано с большими колебаниями уровня моря, а устройство закрытых соединительных каналов — с несинхронными довольно значительными изменениями уровней воды на разных концах канала. В закрытых каналах благодаря наличию подпорных сооружений со шлюзовыми проходами обеспечивается поддержание необходимых глубин, а если требуется, то и уровней воды.

Закрытые (шлюзованные) каналы, как правило, меньше подвержены внешним воздействиям, однако на собственно каналах (между шлюзами) могут наблюдаться раз-

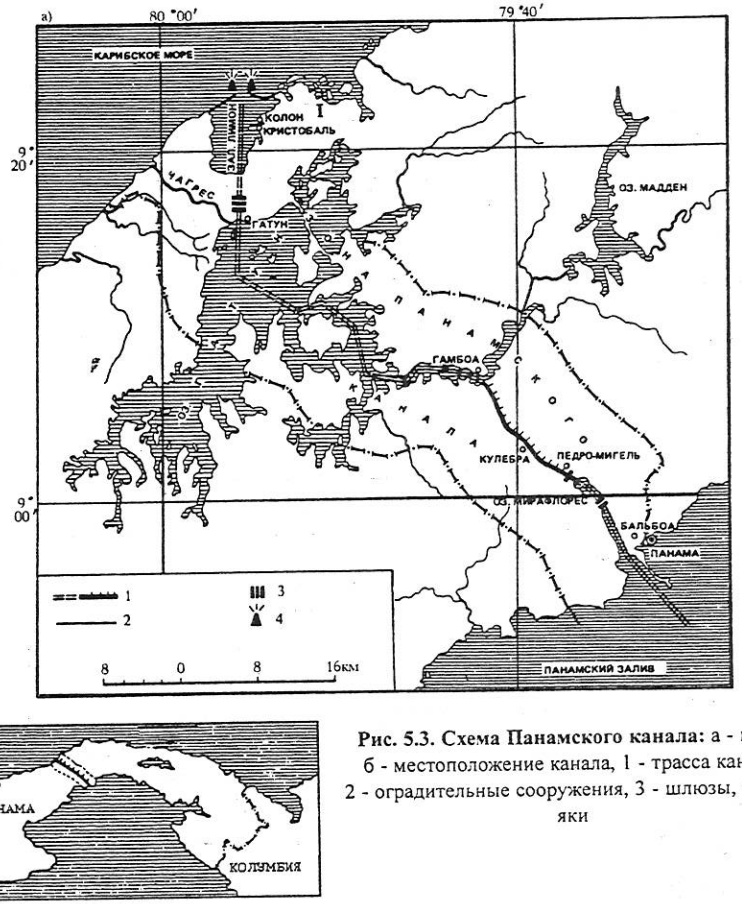


Рис. 5.3. Схема Панамского канала: а - план, б - местоположение канала, 1 - трасса канала, 2 - оградительные сооружения, 3 - шлюзы, 4 - маяки

мывы дна и бортов (берегов) в результате воздействия попусков, судовых волн и струй воды, образующихся при работе движителей судов. В промежуточных бьефах больших размеров (например, на Цимлянском водохранилище Волго-Донского соединения — рис. 5.4, б, на о. Гатун Панамского канала) иногда возникает сильное волнение. Некоторые закрытые каналы имеют внутренние шлюзы, которые делят его на отдельные бьефы. Такие системы устраивают обычно для уменьшения глубины выемок при прохождении трассы канала через возвышенность (Панамский канал), а также для преодоления перепада уровней воды в соединяемых каналом бассейнах. Часто в соединительных каналах выполняются оба условия, как, например, в Волго-Донском и Беломорско-Балтийском каналах.

При небольших колебаниях уровней и незначительном перепаде их по концам канала надобность в шлюзах отпадает, и канал сооружают открытым. К числу открытых относится ряд соединительных каналов, проложенных через сушу (Суэцкий, Коринфский) и через относительно неглубокие проливы (Керчь-Еникальский), а также боль-

шинство подходных каналов. Открытые каналы имеют большую пропускную способность, чем закрытые. В нашей стране все подходные к портам каналы открытые.

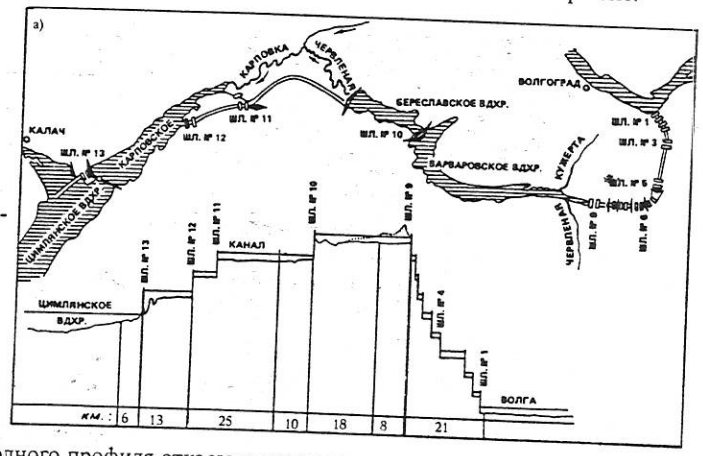
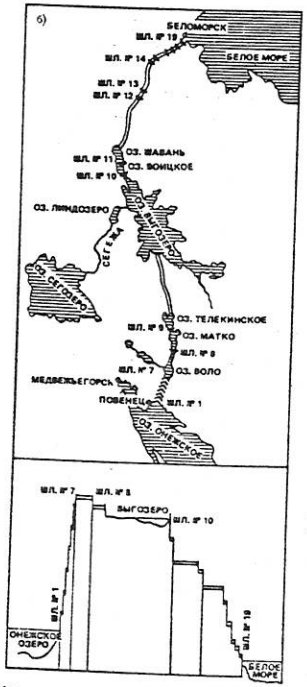


Рис. 5.4. Схема и продольный профиль Волго-Донского канала (а) и Беломорско- Балтийского канала (б)

У каналов полного профиля откосы прорези достигают уровня воды или превышают его, у каналов не полного профиля откосы прорези заканчиваются ниже уровня воды (рис. 5.5). На мелководье с глубинами, равными или превышающими необходимую глубину воды, подходные фарватеры прокладывают без прорези.



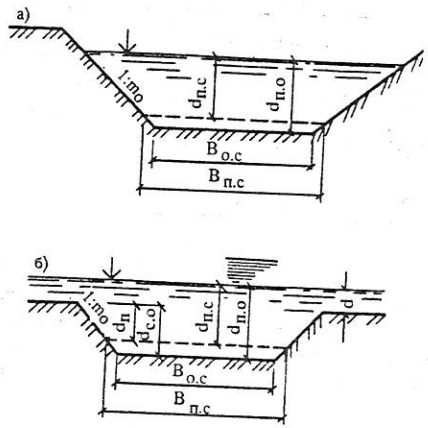


Рис. 5.5. Сечения судоходных каналов полного (а) и неполного (б) профиля

Размеры поперечного профиля судоходного канала должны обеспечивать проектную пропускную способность и безопасность движения потока судов, связанного с грузооборотом порта, при минимальных капитальных вложениях и эксплуатационных расходах для поддержания необходимых навигационных глубин.

Для проектирования каналов, их строительства и обеспечения проходных глубин во время эксплуатации требуются более детальные сведения о гидрометеорологическом режиме, чем для других портовых гидротехнических сооружений. Используя эти данные при проектировании, необходимо установить [4] оптимальные значения отсчетного уровня воды, скорости движения судов, их объявленную осадку, проходную глубину канала и с учетом перспективных судооборота и расчетных размерений судов — габариты канала и категорию фарватера.

§14. Технические характеристики судоходных каналов

Основными техническими характеристиками судоходного канала являются его трасса (расположение оси в плане), длина, продольный профиль, поперечное сечение, технические средства защиты от заносимости [18].

Трассу канала стремятся прокладывать по кратчайшему расстоянию между заданными крайними точками, однако сложные геологические и гидрометеорологические условия очень часто заставляют отступать от прямой линии, и тогда трасса канала оказывается состоящей из ряда чередующихся прямолинейных участков (называемых коленами) и соединительных криволинейных вставок.

Генеральное направление трассы должно быть близким к направлению господствующих по частоте ветров и течений; в тех случаях, когда по условиям местности трассировка канала в направлении господствующих ветров и течений невозможна, приходится ограждать канал защитными сооружениями. Углы поворота канала должны быть острыми (до 30°), радиусы закругления достаточно большими (8...12 Ls). В реальных условиях выполнить такие углы поворотов очень часто не удается, и для безопасности прохождения судна на криволинейных участках ширину канала в этих местах увеличивают.

Канал входного в порт фарватера (до ворот и за воротами) должен быть без поворотов.

Трасса подходного к порту канала должна быть увязана с планом порта с учетом обеспечения наивыгоднейшей компоновки оградительных сооружений и возможности перспективного развития порта. Экономически целесообразно прокладывать трассу при прочих равных условиях по наибольшим глубинам. Во многих случаях это не удается, и тогда из большого числа влияющих факторов особое внимание уделяют вопросам заносимости, которая зависит от направления господствующих ветров и течений относительно продольной оси канала. Заносимость канала будет тем больше, чем сильнее отклоняется трасса канала от направлений ветра и течений, глубже врезка прорези в дно и чем меньше крупность наносов. Там, где это возможно, канал не прорывают в малоустойчивых илистых грунтах во избежание его интенсивной заносимости, вследствие осаждения взвешенных наносов и оплывания подвижных илистых отложений с заброчного пространства.

Трассу канала в устьевом участке реки прокладывают по рукаву с наименьшими по сравнению с другими рукавами расходами воды и наносов в период высоких паводковых (половодных) вод после увеличения живого сечения рукава до требуемых габари-

тов. Трассу внутренних каналов назначают с учетом наибольшего использования естественных впадин и водоемов, в связи с чем снижаются объем земляных работ и, кроме того, затраты по защите берегов от судовых волн.

По условиям производства работ желательно, чтобы грунты на выбранной трассе относительно легко поддавались разработке дноуглубительными снарядами и вместе с тем обеспечивали устойчивость откосов прорези. Местоположение и технология укладки грунта в отвал не должны нарушать экологическую обстановку в районе строительства канала и в то же время должны исключать возможность попадания вывезенного грунта обратно в прорезь.

Продольный профиль канала зависит от его типа и местных условий. Дно открытого не огражденного морского канала на всем его протяжении делается горизонтальным. Дно огражденного канала, проложенного в устьевом участке реки, тоже может быть горизонтальным, если естественный уклон водной поверхности невелик; при наличии же заметного уклона свободной поверхности, что характерно для рек, дну канала придают уклон, соответствующий уклону свободной поверхности меженных вод, от которых отсчитывается проектная глубина канала.

В шлюзованных каналах, разделенных на ступени (бьефы), дно оставляют в естественном состоянии при достаточной глубине подпертого бьефа; на возвышенных участках искусственные выемки делают с горизонтальным дном или очень незначительным уклоном (на случай опорожнения участка канала при необходимости ремонта).

Отсчетный уровень воды при определении отметки дна морского канала назначают по нормированной обеспеченности суточных уровней обычно от 99,5 до 97%, т. е. допускается, что, соответственно, от 0,5 до 3% времени, или в течение 2...12 дней в году (при круглогодичной навигации), уровень на канале будет ниже отсчетного [18].

Нижний предел 99,5% принимают при малых амплитудах колебаний уровня воды, верхний предел 97% — при больших колебаниях уровня.

Если амплитуда велика, и разница между уровнями 50%-ной обеспеченности в году и минимальным с повторяемостью 1 раз в 20 лет достигает 140 см и более, то отсчетный уровень рекомендуют принимать на основании технико-экономических расчетов путем сопоставления расходов на дноуглубительные работы и затрат транспортного флота и порта, обусловленных простоями и недогрузом судов из-за недостаточных глубин на канале. Оптимальному, расчетному, уровню соответствует минимум суммарных затрат по флоту, порту и каналу [7].

Кроме того, на приливных морях в портах с относительно малым судооборотом допускается принимать в качестве отсчетного «проходной» уровень воды, продолжительность стояния которого во время прилива достаточна для пропуска в обоих направлениях судов с расчетной осадкой. Приливный «проходной» отсчетный уровень используют на многих каналах, в том числе на баровой части Архангельского и Нарьян-Марского каналов.

Габариты судоходного канала — его глубина и площадь поперечного сечения — тесно связаны со скоростью судна [4]. Верхний предел расчетной скорости судна на канале не может быть больше 0,9 υ_{cr} (критической скорости)* и меньше скорости, при которой судно теряет управление. За пределами критической скорости судна начинается интенсивное волнообразование, или возникают большие скорости воды, создаваемые винтами судна, происходит размыв грунта откосов и дна прорези.

* Критическая скорость $\upsilon_{c.r} = \sqrt{g d_{n.c}}$, где $d_{n.c}$ — навигационная глубина канала.

Глубина канала из-за заносимости не остается постоянной. Различают глубину навигационную $d_{n.c}$ и проектную $d_{n.o}$ (см. рис. 5.5). Навигационная глубина является основной характеристикой канала, она должна обеспечивать возможность прохода по каналу судов с расчетной осадкой [29] в течение навигации; проектная глубина — это глубина после проведения капитального или ремонтного черпания канала.

Навигационная глубина слагается из осадки расчетного судна T_s и суммы запасов глубины: навигационного $z_{1.c}$, волнового $z_{2.c}$, скоростного $z_{3.c}$ и запаса на крен $z_{o.c}$.

$$d_{n.c} = T_S + z_{1.c} + z_{2.c} + z_{3.c} + z_{o.c}. \quad (5.1)$$

Проектная глубина канала учитывает запас на заносимость $z_{4.c}$.

$$d_{n.o} = d_{n.c} + z_{4.c}. \quad (5.2)$$

Величина навигационного запаса зависит от осадки судна и вида грунта в слое толщиной до 0,5 м (табл. 5.2).

Таблица 5.2

Минимальный навигационный запас глубины канала $z_{1.c}$

Грунт в канале в интервале глубин между $d_{n.c}$ и $d_{n.c}$ +0,5 м	$z_{1.c}$, м
Ил	$0{,}04\,T_S$
Наносный грунт (песок заиленный, ракуша, гравий)	$0{,}05\,T_S$
Слежавшийся грунт плотный (песок, глина)	$0{,}06\,T_S$
Скальный грунт	$0{,}07\,T_S$

Волновой запас на погружение судна при волнении определяют в зависимости от высоты волны 3%-ной обеспеченности в системе волн во время шторма повторяемостью 1 раз в 25 лет. Этот запас для судов различной длины в зависимости от высоты расчетных волн приведен в табл. 5.3.

Таблица 5.3

Волновой навигационный запас глубины канала $z_{2.c}$, м

Длина судна, L_s, м.	Высота расчетной волны $h_{3\%}$, м.							
	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
75	0,10	0,17	0,34	0,58	0,75	1,02	1,30	-
100	0,05	0,13	0,28	0,46	0,66	0,88	1,11	1,36
150	-	0,09	0,20	0,34	0,51	0,69	0,89	1,03
200	-	0,05	0,15	0,26	0,41	0,55	0,74	0,92
250	-	0,03	0,10	0,21	0,32	0,46	0,63	0,80
300	-	-	0,07	0,16	0,25	0,39	0,52	0,68

Если угол между направлением расчетной волны и осью фарватера превышает 15°, к данным табл. 5.3 вводят поправочный коэффициент; при значениях угла 15...35° этот коэффициент принимают равным 1,4, при 35...90° — коэффициент 1,7.

На каналах полного профиля волновой запас принимают равным нулю. Скоростной запас $z_{3.c}$ на изменение осадки судна на ходу зависит от скорости судна и глубины прорези канала (табл. 5.4).

Таблица 5.4

Скоростной навигационный запас глубины канала $z_{3.c}$, м

Скорость судна, узлов	Канал полного профиля	Канал с глубиной прорези	
		$0{,}8\ d_{nc}$	$0{,}5\ d_{nc}$
2	0,10	0,08	0,05
4	0,20	0,15	0,10
6	0,40	0,30	0,20
8	0,70	0,55	0,40
10	1,10	0,90	0,70

Для канала двустороннего движения, допускающего расхождение примерно одинаковых по водоизмещению судов, скоростной запас, взятый из табл. 5.4, увеличивается на 80%.

Запас навигационной глубины на крен судна рассчитывается по формуле:

$$z_{o.c} = \frac{B_s}{2}\sin\alpha_c - z_{1.c}\ , \qquad (5.3)$$

где B_S — ширина расчетного судна, м; α_c — угол крена, который для танкеров может быть принят равным 2°, для сухогрузных судов и лесовозов — 4°.

Определенная по формуле (5.3) величина $z_{o.c}$ не должна приниматься меньше, чем $0{,}5\ z_{1.c}$.

Запас на заносимость $z_{4.c}$ назначают, как правило, дифференцированным по длине канала. Его величину устанавливают (не включая багермейстерский запас z_5) по интенсивности вдоль берегового потока наносов с учетом применяемого для ремонтного дноуглубления типа земснаряда и частоты производства дноуглубительных работ. Значение $z_{4.c}$ нецелесообразно принимать более 1,2 м, но вместе с тем этот запас не может быть меньше величины, обеспечивающей производительную работу земснаряда (0,4 м).

Навигационную ширину канала (ширина на отметке навигационной глубины) при одностороннем ($B_{n.c.1}$) и двустороннем ($B_{n.c.2}$) движении определяют по формулам:

$$B_{n.c.1} = B_m + 2C_1 + \Delta B_c\ , \qquad (5.4)$$

$$B_{n.c.2} = B_m + B_{mc} + 2C_1 + C + \Delta B_c\ , \qquad (5.5)$$

где B_m и B_{mc} — ширина маневровой полосы, соответственно, для расчетного и встречного судов; C — запас ширины между маневровыми полосами расходящихся судов; C_1 — запас ширины между маневровой полосой и откосом прорези, ΔB_c — запас ширины, учитывающий отложение насосов на откосах прорези.

Ширину маневровой полосы определяют для судов в грузу и в балласте. При одностороннем движении в качестве расчетной принимают большую из полученных величин. При двустороннем движении расчет ширины маневровой полосы делают в двух вариантах: расхождение расчетных судов в грузу и одного в грузу, а другого в балласте.

Тот или другой вариант принимают по результатам технико-экономических расчетов. При этом проверяют экономическую целесообразность устройства канала с односторонним движением и со станциями (уширениями) для расхождения встречных судов.

Ширина маневровой полосы B_m может быть принята равной ширине фарватера B_f по формуле (3.2) в соответствии с типичной гидрометеорологической обстановкой рассматриваемого участка канала. Запас $C = 2C_1 = B_s$ (B_s — ширина судна по миделю); ΔB_c — запас ширины канала, учитывающий наличие откоса канала и его заносимость (среднее значение), зависит от скорости хода судна и его длины L_s, м:

Скорость судна, уз.	2	4	6	8	10	12
Относительный запас ширины $\frac{\Delta B_c}{L_S}$	0,15	0,17	0,20	0,22	0,23	0,24

На поворотах ширина канала увеличивается; это увеличение определяют в зависимости от радиуса закругления канала R_c, м, и расчетной длины судна L_s согласно рекомендациям, приведенным в табл. 5.5.

Таблица 5.5

Величина уширения канала на повороте $\Delta B_c/L_s$

Характер движения судов по каналу	Отношение радиуса закругления к длине судна R_c/L_s равное							
	4,5	5	6	7	8	10	12	14
Одностороннее	0,11	0,10	0,08	0,07	0,06	0,04	0,02	0
Двустороннее	0,22	0,20	0,16	0,14	0,12	0,08	0,04	

Заложение боковых откосов канала зависит от физико-механических свойств грунтов, в которых проложена прорезь канала, характера наносов, формирующих откосы, воздействия на откосы каналов морских волн, течений, движущихся по каналу судов, длительности периода формирования откосов. Заложение откоса после создания прорези m_0 меньше заложения откоса m_1, сформировавшегося в результате внешних воздействий в межремонтный период к началу очередного ремонтного черпания. Величина m_1 зависит от интенсивности заносимости и характера наносов, а величина m_0 — главным образом от свойств грунтов, в которых выработана прорезь (табл. 5.6).

При проектировании откосы канала перед ремонтным черпанием оценивают по аналогам. При отсутствии таких сведений принимают $m_1 = 1{,}5m_0$ при глубине прорези $d_{c.o} \geq 5$ м и $m_1 = 2m_0$ при $d_{c.o} \leq 5$ м (промежуточные значения — по интерполяции).

Зависимость между заложением откосов и геометрическими характеристиками канала позволяет корректировать ширину канала $B_{o.c}$.

$$m_0 = \frac{0{,}5(B_{t.c} - B_{o.c})}{d_{c.o}}\ ; \qquad (5.6)$$

Таблица 5.6

Величина заложения откоса канала m_0

Тип и состояние грунта	Заложение откоса
Ил, глина, суглинок:	
текучие	20...30
текучепластичные	15…20
Ил с ракушей	10…15
Песок:	
Рыхлый	7...9
средней плотности	5...7
плотный	3...5
Ракушечник заиленный	4...5
Глина и суглинок:	
мягкопластичные	3…4
пластичные	2…3
тугопластичные	1...2

$$\Delta B_c = d_{c.o}(m_l - m_0) \; ; \qquad (5.7)$$

где $B_{t.c}$— ширина канала между бровками прорези; $B_{o.c}$ — ширина канала по дну при глубине канала $d_{n.o}$; $d_{c.o}$ — глубина прорези при глубине канала $d_{n.o}$.

Для обеспечения безопасного плавания необходимо, чтобы в любой период навигации для заложения откоса соблюдалось условие:

$$m_n = \frac{0{,}5(B_{m.b} - B_{m.f})}{T_{sf} - T_{sb}} \; , \qquad (5.8)$$

где $B_{m.b}$ и $B_{m.f}$ — ширина маневровой полосы судна соответственно в балласте и в грузу, м, T_{sf} и T_{sb} — осадки судна (судов) в грузу и балласте.

После сравнения, принятого m_0 и вычисленного m_n для проектной прорези, принимают наибольшее значение.

Техническими средствами защиты судоходных каналов от заносимости и снижения интенсивности отложения наносов в каналах могут быть либо преграды на пути волнения, течений и потока наносов, либо резервные емкости возле канала, перехватывающие часть наносов, устремляющихся к каналу. Однако основным средством поддержания судоходных глубин в канале остается эксплуатационное дноуглубление.

Для обеспечения навигационных габаритов каналов запасы глубины и ширины на заносимость назначаются с учетом периодического дноуглубления.

Компоновка и размеры ограждающих сооружений морских каналов определяются естественными условиями и, прежде всего, характером заносимости. С увеличением естественных глубин стоимость ограждающих сооружений сильно возрастает, в то же время количество наносов, задерживаемых этими сооружениями, заметно уменьшается. Из-за большой стоимости и недостаточной эффективности применение оградительных сооружений ограничено.

Ограждающие сооружения возводятся в виде двухрядных свайных конструкций с каменным заполнением (Мариупольский канал), ряжевых гравитационных стенок с каменным или грунтовым заполнением (Ленинградский канал), земляных дамб из рефулированного грунта, удаляемого при создании прорези канала (Волго-Каспийский, Калининградский каналы), молов из кладки бетонных массивов (Поти, Порт-Саид), молов из каменной наброски.

Защитные сооружения могут возвышаться над уровнем воды и полностью задерживать волнение и наносы, но могут быть и подводными, как это сделано на внешнем участке канала в Порт-Саиде.

Вдоль сплошных сооружений, ограждающих канал и расположенных под углом к направлению распространения волнения, формируется поток волновой энергии вдоль сооружения. В конце дамбы этот поток сливается с потоком энергии исходного волнения и усиливает его, что приводит к интенсивному перемещению наносов к прорези канала. В результате происходит интенсивное заиление канала на этом участке.

При явно выраженном преобладающем движении наносов одного направления целесообразно возводить защитные сооружения с разрывами. При этом следует отдельные участки сооружения располагать под некоторым углом к оси канала, что способствует отложению наносов в стороне от канала за окончаниями этих участков (рис. 5.6). Резервные емкости возле канала, перехватывающие часть наносов, выполняют в виде продольных прорезей, параллельных оси канала, и в виде боковых карманов. Параллельные прорези, имеющие глубины большие, чем забровочные, гасят волну на подходе к каналу и аккумулируют наносы. Мощность потока волновой энергии снижается и соответственно уменьшается количество наносов, перемещающихся к прорези. При песчаных грунтах параллельные прорези могут быть расположены с двух сторон канала на некотором расстоянии от его бровок (рис. 5.7, а) или непосредственно у его бровок (рис. 5.7, б, в), если наносы поступают с двух сторон; с одной стороны канала — при преимущественном движении наносов с этой стороны (рис. 5.7, г).

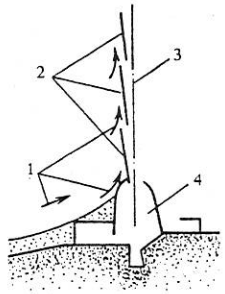


Рис. 5.6. Схема защиты канала от заносимости системой дамб с разрывами: 1 - поток наносов; 2 - участки защитной дамбы; 3 -подходной канал; 4 - акватория порта

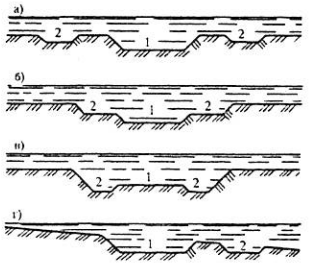


Рис. 5.7. Варианты расположения боковых параллельных прорезей для защиты канала от заносимости: 1 - канал; 2 - прорезь

При илистых грунтах параллельные прорези располагают примерно в 100 м от бровки канала со стороны действия господствующих штормовых ветров и движения потока наносов.

Боковые карманы, устраиваемые у входа в порт, имеют в плане вид трапеции, большим основанием прилегающей к прорези канала. Карманы могут быть расположены с одной или двух сторон прорези. Размеры карманов определяются мощностью потока наносов и периодами между ремонтными черпаниями.

§ 15. Транспортно-экономические характеристики судоходных каналов

Транспортно-экономическими (эксплуатационными) характеристиками каналов являются показатели безопасности и удобства движения по ним судов и затраты на поддержание их навигационных качеств.

Движение судов определяют порядок, время и скорость их прохождения по каналу, пропускная способность канала, характер судопотока.

Навигационные качества канала во многом обусловлены его габаритами. Практика проектирования и эксплуатации выработала критерий достаточности площади подводного сечения канала полного профиля: она должна быть в 4...5 раз больше подводной части миделя судна или судов, проходящих одновременно через данное сечение канала. На участках, подверженных волнению, эта величина должна быть еще больше.

Ограниченность ширины канала заставляет по требованиям навигационной безопасности делить фарватеры каналов на две категории: первую и вторую. К первой категории относят фарватеры, у которых ширина полосы движения меньше 1,5 длины расчетного судна, а также фарватеры каналов, по которым плавают суда со взрывоопасными грузами. Все другие фарватеры относят ко второй категории.

На фарватерах первой категории может быть приостановлено движение судов из-за внезапного перекрытия фарватера по причине остановки одного из впереди идущих судов (в результате посадки на мель, столкновения и др.). Обойти остановившееся судно другие суда не могут вследствие ограниченной ширины фарватера. На фарватерах второй категории возможен обход и обгон судов.

Все фарватеры первой категории (за редким исключением) рассчитывают на скорость 6...7 узлов. Для фарватеров второй категории скорость движения судов устанавливают в соответствии с эксплуатационно-экономическими соображениями. Соответственно принятой скорости движения устанавливаются минимальные глубина фарватера, учитывающая необходимый запас под килем, и ширина одной полосы движения.

Одностороннее движение по каналу возможно в том случае, если время занятости канала, теоретически равное отношению длины канала L_c в милях к расчетной скорости хода судов υ_{max} в узлах, меньше среднего интервала времени Δt между подходами судов к каналу с обеих сторон, подсчитанного за сутки для месяца наиболее интенсивного судооборота:

$$\frac{L_c}{\upsilon_{max}} \le \Delta t = \frac{24}{n_{s.c}} , \qquad (5.9)$$

где $n_{S.C}$ — среднесуточный судооборот канала в месяц с наиболее интенсивным судооборотом, ед/сут.

При обратном соотношении указанных величин принимают двустороннее движение по каналу. При двустороннем движении требуется большая ширина канала, а следовательно, проведение дополнительных дноуглубительных работ, затраты на которые могут быть экономически оправданы только в том случае, если они меньше ущерба от простоев судов в ожидании прохода по каналу при одностороннем движении. Можно принять компромиссное решение — канал с односторонним движением со станциями для расхождения судов. Ширина такого канала в местах расхождения судов увеличивается более чем в 2 раза. Расстояние между станциями должно быть примерно равно $\Delta t/u_{max}$.

В качестве окончательного принимают вариант, характеризующийся наименьшими затратами. Решение этой задачи связано с выбором скорости движения судна по каналу. Скорость движения судов при выходе с глубокой воды на мелководье и тем более

при входе в канал неизменно снижается. Повышение скорости хода судна выше определенного предела (υ_{cr}) в условиях ограниченных глубин невозможно; в то же время при очень малой скорости (меньше υ_{min}) судно может потерять управляемость и сбиться с курса. Таким образом, расчетная скорость движения судов по каналу υ_{max} может изменяться в строго заданных пределах: $\upsilon_{min} \le \upsilon_{max} \le 0{,}9\upsilon_{cr}$.

Минимальная скорость υ_{min} обычно равна 2...3 уз (1...1,5 м/с); меньшее значение принимается при тихой воде, большее — при ветре и волнении.

Значение критической скорости υ_{cr} тем больше, чем шире канал, больше заложение откосов и проектная глубина канала. В первом приближении можно принять глубину каналов, не подверженных заносимости, равной 1,15T и 1,2T_s для каналов, в которых предусматривается запас глубины на заносимость. В таких условиях критическая скорость хода судов с винтовыми движителями может быть равна 7...15 уз. (3,6...7,7 м/с) при ширине канала $B_{n.c}$= 50...250 м, при заложении откосов m = 4...12 и глубине $d_{n.c}$= 4...16 м. Большим параметрам канала соответствуют большие критические скорости движения судов.

Максимальная скорость движения судна по каналу υ_{max} не должна превышать значения (обычно 4...7 м/с) опасного с точки зрения размыва дна и откосов прорези.

Учитывая, что при скорости υ_{max} > 10 уз. резко возрастает динамическая осадка судна, и пропорционально увеличиваются скорости потоков вытеснения и от винтов, в каналах неполного профиля с глубиной прорези более 2 м расчетную скорость судна рекомендуют назначать не более 10 уз, а в каналах полного профиля — не более 8 уз.

При входе судна на акваторию порта, где продолжается его движение по каналу, и еще не обеспечивается свободное маневрирование, расчетная скорость судна должна снижаться на 3...4 уз. Однако такие скорости движения справедливы только для судов одиночного или группового плавания, когда кильватерные и траверзные расстояния l_{ex}, b_{ex} между судами могут быть достаточно большими, безопасными для судоходства. В таком случае при числе судов в партии N_s и интервале времени между проходом смежных судов Δ t время занятости канала партией судов т будет равно:

$$\tau = \frac{L_c}{\upsilon_{max}} + N_s \Delta t . \qquad (5.10)$$

Суточная пропускная способность канала с односторонним движением в рассматриваемых условиях:

$$n_{s.c} = N_s \frac{24}{\tau} k_{met} , \qquad (5.11)$$

где k_{met} — коэффициент уменьшения использования рабочего времени канала по гидрометеорологическим условиям, который равен 0,7... 0,95.

Интервал времени Δ t для судов одиночного или группового плавания может быть назначен и регламентирован правилами прохода судов по каналу, однако при потоке судов этот интервал времени может оказаться значительно меньше, плотность потока возрасти до уровня, при котором даже при широком канале обгон окажется невозможным. В пределе поток становится насыщенным, скорость движения судов резко снижается, пропускная способность канала падает. Снижение скорости движения происходит не только потому, что лимитируется тихоходными судами, но и из-за необходимости соблюдения мер навигационной безопасности. При малой скорости движения судов в потоке кильватерные и траверзные дистанции между судами могут сократиться настолько, что концентрация судов превысит максимально допустимую, движение приостанавливается, поток прекращается.

ГЛАВА 6
МЕХАНИЗАЦИЯ ПЕРЕГРУЗОЧНЫХ РАБОТ

§ 16. Виды грузов, способы упаковки, контейнеризации

Оборудование причалов, схемы механизации, компоновка причалов и даже целых портовых комплексов зависят от вида перерабатываемых грузов.

Классифицируют грузы по физико-химическим свойствам, режиму хранения и перевозки, способу упаковки и виду тары, параметрам и форме грузовых мест и т. д.

Физико-химические свойства грузов в той или иной степени влияют на технологию перегрузки. Слеживаемость и смерзаемость обусловливают необходимость применения специальных способов и средств рыхления. Пылеобразование требует герметизации перегрузочных линий и ограничивает выбор подъемно-транспортных машин. Огнеопасность вызывает необходимость предупреждения искрообразования.

Режим хранения и перевозки также в определенной мере связан с физико-химическими свойствами грузов. Одни грузы боятся атмосферных осадков и требуют крытого хранения, другие — допускают открытое. Часть грузов является скоропортящимися и должны храниться в рефрижераторных складах. Однако требования по режиму хранения могут обусловливаться и другими особенностями грузов (ценные грузы, живой скот и т. д.).

По условиям и технологии перевозки, перегрузки и хранения все грузы можно разделить на три категории: генеральные (часто их называют штучными), массовые и особые грузы.

Генеральные грузы: тарно-штучные — мешковые, ящичные, киповые, бочковые, рулоны и барабаны, тюки и слабопрессованные кипы, пакеты; металлы — чугун в чушках, листовая сталь, сортовой прокат и трубы, сталь в рулонах, проволока в мотках (бухтах); цветные металлы; тяжеловесные — автотранспортная техника на колесном ходу, гусеничная техника, малотоннажные контейнеры, крупнотоннажные контейнеры, тяжеловесное оборудование, особо тяжеловесные грузы.

Общими чертами транспортной характеристики тарно-штучных грузов являются малые размеры и масса грузового места; большое разнообразие тары, ее параметров и физико химических свойств, непосредственно влияющих на перегрузочный процесс, относительно плохая приспособленность к комплексно-механизированной высокопроизводительной перегрузке.

С целью улучшения транспортно технологической характеристики тарно-штучные грузы пакетируют, что дает возможность увеличить массу и размеры одного грузового места. Унифицировать форму и параметры, создать условия для механизированного захвата и отцепки, обеспечивает комплексную механизацию перегрузочных процессов, значительное повышение производительности труда (на 40...80%) и интенсивности обработки транспортных средств (на 25...60%), снижение расходов на перевозку и производство грузовых работ.

В мешках перевозят сыпучие и пылевидные грузы (мука, рис, сахар, цемент и др.). Широко распространены мешки бумажные (как правило многослойные), джутовые и из синтетических материалов. Масса бумажных мешков с грузом 30…80 кг, длина 700…950 мм, ширина 350…500 мм. Джутовые мешки используют для продовольственных и многих других грузов. Масса таких мешков с грузом 50…110 кг, длина 90…1500 мм, ширина 450…650 мм.

В тюки и кипы упаковывают естественное и искусственное волокно и изделия из него. Непрессованный материал транспортируют в тюках, прессованный (хлопок, целлюлоза, джут, шерсть, сизаль, мешковина, пробка, натуральный каучук и др.) - в кипах. Характерные размеры кип: длина 700…1300 мм, ширина 450…850 мм, высота 360…600 мм. Масса одной кипы 100…600 кг. Большинство киповых грузов имеют массу одного места 200...350 кг.

Киповые грузы лучше других тарно-штучных, кроме пакетов, приспособлены к комплексно-механизированной перегрузке. При переработке киповых грузов необходимо уделять особое внимание предотвращению самовозгорания и вообще вопросам противопожарной безопасности.

К катно-бочковым относят грузы, перевозимые в барабанах, бочках и рулонах. Металлические барабаны изготовляют емкостью 0,05; 0,1; 0,2 м^3. В них перевозит химические жидкие (битум, лаки, краски и пр.) и сухие (красители, каустическую соду и пр.) вещества. В деревянных (фанерных) барабанах перевозят сухие химические вещества и пищевые продукты. В металлических бочках перевозят жидкое топливо, смазочные материалы, жидкие пищевые продукты и химические вещества. Масса бочек с грузом 80…700 кг. Деревянные бочки служат для перевозки вина, пищевых продуктов и т.д.

В ящиках перевозят самые разнообразные грузы: продукты пищевой промышленности и сельского хозяйства, промышленные и потребительские товары, метизы, машины и т.п. Ящики изготовляют из досок, фанеры, картона, пластмасс. Типоразмеры ящиков регламентированы специальным стандартом на тару и упаковку. Масса одного ящика с грузом в зависимости от рода груза колеблется в весьма широких пределах от 20 кг до 3 т.

К рассматриваемой категории грузов относят также пакеты металлических прокатных профильных элементов арматурных стержней, мотки арматурной проволоки и т.д. Масса их может достигать нескольких тонн.

Не редко средствами морского транспорта перевозят также машины, в том числе автомобили, разного рода оборудование, котлы и пр. Масса их составляет от 3 до 35 т. Такие грузы относят к тяжеловесам. К особо тяжеловесным относятся грузы массой более 35 т (трансформаторы, статоры и реакторы, станины прокатных станов и пр.). Основные технологические характеристики таких грузов: большая масса, разнообразие форм и размеров, большая сложность и трудность застроловки, отстропки и крепления на транспортных средствах, необходимость проведения целого комплекса подготовительных и заключительных операций при перегрузке с одного вида транспорта на другой.

Лесные грузы, которые перевозятся морским транспортом, можно разделить на круглый лес, пиломатериалы, изделия из древесины и технологическую щепу.

Круглый лес делят на длинномерный (3 м и более) и короткомерный (до 3 м). К длинномерному относят пиломатериалы, строительный лес, транспортируемый в виде бревен, сваи и кряжи ценных пород древесины. Круглый короткомерный лес включает балансы и пропсы (рудничная стойка). Круглый лес перевозят с поштучной укладкой в пучках и пакетах.

Пиломатериалы - это доски, брусья, шпалы. Пакетирование досок, брусьев и шпал распространено более круглого леса.

Щепа технологическая является основным видом сырья из древесных отходов, используемых для целлюлозно-бумажного и гидролизного производства, а также для изготовления древесностружечных плит. Образуется щепа в результате дробления куско-

вых отходов лесозаготовок и лесопиления рассортированных на группы, имеет размеры до 35 мм. Специфические свойства щепы: небольшая плотность 320…360 кг/м³ при средней влажности 400, смерзаемость в зимних условиях и склонность к уплотнению. Щепу морем перевозят на специальных судах-щеповозах. В портах ее перегружают, как правило, на специальных комплексах, но могут использоваться и универсальные.

Современная технологии перегрузки лесных грузов предусматривает широкое использование пакетирования для всех видов лесоматериалов. Пакетные перевозки леса способствуют внедрению комплексной механизации перегрузки лесоматериалов, сокращению необходимой складской площади и снижению транспортных расходов. Пакетированные лесоматериалы по своим технологическим характеристикам приближаются к штучным грузам. Масса пакета не превышает 6 т и в некоторых случаях 12 т. Перспективы совершенствования технологии перегрузки пиломатериалов связаны с развитием массовых перевозок в блок-пакетах и с укрупнением груза в лихтерах для перевозки судами-лихтеровозами.

Экспортные пиломатериалы перед погрузкой на суда должны иметь транспортную влажность и необходимую товарную кондицию. Соблюдение этих требований, как правило, обеспечивают при формировании пакетов на лесозаводе. В порту производится проверка кондиции пиломатериалов и в случае необходимости их досушка, торцовка и сортировка.

Генеральные грузы перевозят поштучно в пакетах и в специальных ящиках-контейнерах. Поштучная перевозка значительно усложняет перегрузку и сокращает производительность перегрузочных устройств. Пакетирование (укрупнение отдельных мест) и контейнеризация генеральных грузов позволяют в значительной мере устранить эти недостатки.

Разнообразие способов упаковки и тары существенно влияет на технологию перегрузочных работ. Одна тара удобна для застропки и перемещения машинами (например, металлические бочки), позволяет произвести автоматический захват и отцепку груза, другая не только плохо приспособлена для перегрузки, но и вызывает необходимость применения тяжелого ручного труда при взятии из штабеля либо укладке (мешки, тюки, слабоспрессованные кипы). Разные размеры ящиков также создают значительные трудности при перевозке и перегрузке. В связи с этим стандартизация тары и упаковки грузов имеет большое значение для повышения эффективности работы транспорта.

Параметры и форму грузовых мест постепенно совершенствуют. В настоящее время получили широкое развитие два основных взаимосвязанных направления совершенствования формы предъявления груза к перевозке: укрупнение и унификация грузовых мест. Чем крупнее отдельные грузовые места, тем большее количество груза может быть за один рабочий ход перемещено перегрузочной машиной без дополнительных трудоемких и отнимающих время операций по их комплектованию и объединению, тем выше будет производительность и интенсивность обработки транспортных средств, ниже трудоемкость и стоимость перегрузочных операций, выше провозная способность судов, вагонов и автотранспорта.

Параллельно с укрупнением осуществляют унификацию грузов, т.е. ограничивают число типоразмеров грузовых мест и оптимизируют их по форме и величине с точки зрения удобства перевозки и перегрузки.

На рис. 6.1 показаны способы укрупнения и унификации грузов. Степень укрупнения грузовых мест лимитируется возможностями транспортных средств и перегрузочной техники [53]. Так, тяжелые блок-пакеты большого размера невозможно погрузить в крытые вагоны. Автотранспорт может перевозить грузы только в пределах грузоподъемности машин с размерами, не превышающими размеры кузова. Порты, а также отправители и получатели могут перегружать грузы, не превышающие по массе грузоподъемность их подъемно-транспортной техники. Тем не менее исключительно высокая технико-экономическая эффективность укрупнения и унификации грузов стимулирует поиск новых и широкое распространение оправдавших себя на практике прогрессивных способов и средств.

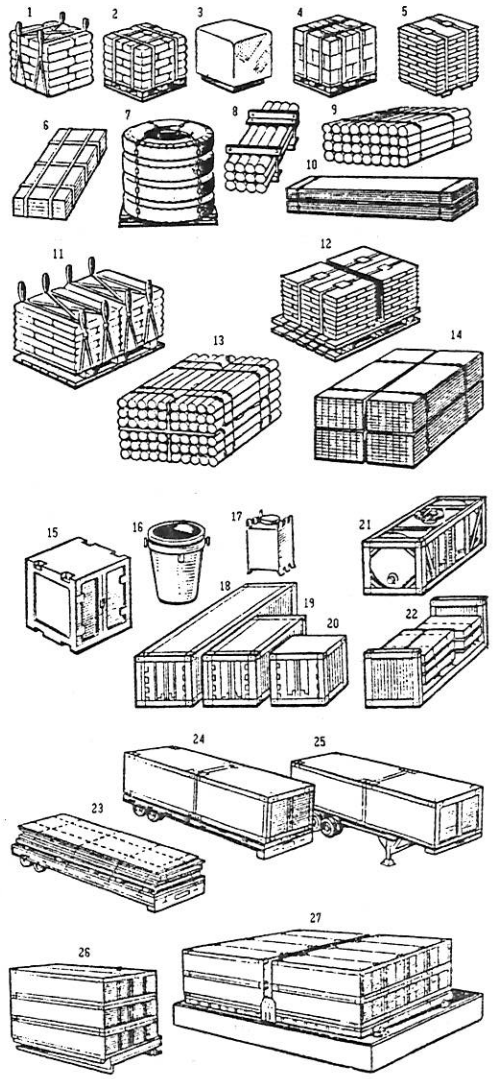


Рис. 6.1. Способы укрупнения и унификации грузов: 1 - пакет мешков в строп-лентах; 2 - пакет мешков на поддоне; 3 - пакет мешков в термоусадочной пленке без поддона; 4 - пакет ящиков на поддоне; 5 - пакет чушек цветного металла; 6 - пачка листовой стали; 7 - пакет автопокрышек на поддоне; 8 - пакет труб; 9 - пакет круглого леса; 10 - пакет пиломатериалов; 11 - блок из пакетов мешков в строп-лентах на поддоне; 12 - блок из пакетов чушек цветного металла на поддоне; 13 - блок-пакет круглого леса; 14 - блок-пакет пиломатериалов; 15 - контейнер универсальный малотоннажный (5т); 16 - контейнер специальный для концентратов цветных металлов насыпью; 17 - резинокордовый контейнер; 18,19 и 20 - контейнеры универсальные крупнотоннажные международного стандарта, 40/ (30 т), 20/ (20 т) и 10/ (10 т); 21 - контейнер специальный крупнотоннажный для наливных грузов (танк-контейнер); 22 - контейнер крупнотоннажный открытый; 23 - контейнерная тележка (ролл-трейлер) с грузом; 24 - контейнерная тележка с двумя контейнерами 20; 25 - полуприцеп с двумя контейнерами 20; 26 - платформа системы ЛУФ с блоком контейнеров; 27 - лихтер системы ЛЭШ с контейнерами

Технические средства, с помощью которых грузовые места укрупняют, называют средствами укрупнения. Их подразделяют на пакетообразующие средства (строп-ленты, поддоны плоские, стоечные, ящичные), обвязки, стяжки и т.д., приспособления для образования блок-пакетов, контейнеры и контейнерные тележки, дополнительные средства укрупнения. Грузовые места, образованные с помощью средств укрупнения, называются «укрупненные транспортные единицы».

Кроме того, при пакетировании можно использовать невозвратные средства одноразового применения: стальную ленту, проволочно-брусковую обвязку, упрощенные поддоны (картонные, фибровые и пр.). В межпортовых перевозках целесообразно использовать многооборотные пакетообразующие средства, в первую очередь, поддоны.

Поддоны являются общим для всех тарно-штучных грузов пакетообразующим средством. Конструкция и размеры поддонов стандартизованы. Наибольшее распространение получили деревянные поддоны размерами 800x1200 и 1200x1600, 1200x1800 мм. Размеры поддонов в плане связаны с их кратностью размерам и транспортных средств (вагонов, автомобилей) и контейнеров. Поддоны 800x1200 мм применяют для железнодорожных перевозок, так как внутренняя ширина кузова всех вагонов между выступающими планками 2654 мм, а 50…60 мм рациональный зазор между пакетами при штабелировании погрузчиком. Поддоны больших размеров применяют для портовых работ и межпортовых перевозок. При этом предпочтительны поддоны с размерами 1200x1800 мм, так как они позволяют создать более удобный и устойчивый пакет из большинства тарно-штучных грузов.

Стоечные и ящичные поддоны предохраняют грузы от повреждения и обеспечивают устойчивость пакетов при транспортировании. Стоечные поддоны целесообразно использовать при относительно больших размерах грузовых мест, ящичные - при мелких грузах. Они могут иметь сплошные стенки и крышки дли перевозки ценных грузов, но бывают и решетчатыми - цельными или складными. Порожние поддоны ящичного типа с шарнирным сочленением элементов можно складывать, образуя из нескольких поддонов с помощью специальных рам компактные пакеты.

Металлические поддоны по конструкции аналогичны деревянным. Они легче и долговечнее, но в портах не нашли широкого распространения из-за более сложной и трудоемкой технологии изготовления, а также в связи с дефицитностью тонколистового металла, из которого их штампуют.

Пластмассовые поддоны имеют минимальную массу, но стоимость их больше; в портах пока их не применяют. Картонные поддоны в мировой практике используют только в опытном порядке для специальных целей. Комбинированные металлодеревянные поддоны удобны в ремонте и достаточно долговечны, технология их изготовления несложная, масса небольшая. Разработаны также различные конструкции пневматических поддонов, например, в виде резиновых или пластмассовых подушек.

Другим способом облегченного пакетирования является использование воздушно- и влагонепроницаемых оболочек. Из оболочки откачивают воздух, чем создают внешнее давление, обжимающее пакет.

Для технологии перегрузочных работ первостепенное значение имеет приспособленность укрупненных транспортных единиц к быстрой и удобной, желательно автоматической, застропке и отстропке (захвату и отцепке) подъемно-транспортными машинами. В зависимости от вида и способа упаковки генеральных грузов используют различные грузозахватные приспособления (рис. 6.2, а-ж), их обычно разделяют на охватывающие, поддерживающие, защемляющие и сочетающие особенности перечисленных приспособлений, например, простейшие, зацепляющие и самоцентрирующиеся захваты для контейнеров, притягивающие магнитные или вакуум-захваты. Те же принципы используют и при перегрузке лесоматериалов.

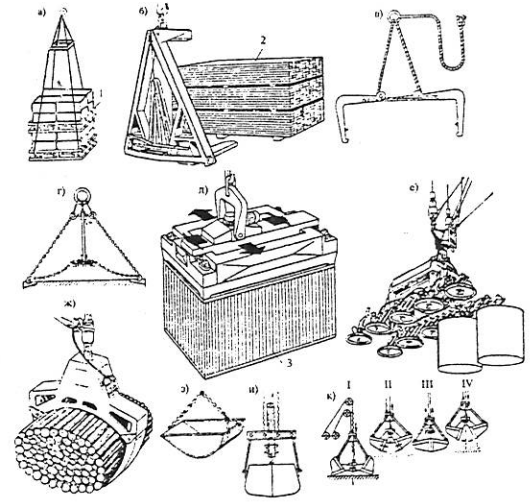


Рис. 6.2. Грузозахватные приспособления: а - строповое охватывающее для груза на поддонах; б - поддерживающее (вилочное) для пакетов пиломатериалов; в - защемляющее для кипового и ящичного груза; г - зацепляющее для контейнеров; д - самоцентрирующееся электромагнитное для контейнеров; е - вакуум-присосное для рулонов бумаги; ж - грейфер для короткомерного кругляка (балансов); з - ковш; и - кюбель; к - двухканатный грейфер в четырех последовательных (I, II, III, IV) положениях при работе на навалочном грузе; 1 - поддон; 2 - пакет пиломатериалов; 3 - контейнер

Эффективным оказалось развитие контейнерной транспортно-технологической системы, которая предусматривает укрупнение грузов в крупнотоннажных универсальных контейнерах международного стандарта, осуществление перевозки морем на судах контейнеровозах (реже специальной ячеистой конструкции) или на специально-оборудованных универсальных судах открытого типа и производство перегрузочных работ в портах, в основном, на специальных высокопроизводительных комплексах.

Обычно крупнотоннажные контейнеры разделяют на две большие группы: универсальные для перевозки штучных грузов, которые представляют собой крупноразмерный ящик, изготовленный обычно из легкого, но прочного металла и специальные для перевозки скоропортящихся, сыпучих, кусковых, пылевидных и жидких грузов, которые приобретают все особенности присущие штучным грузам.

Универсальные контейнеры могут быть закрытыми, с мягкой крышей и открытыми (флеты). Закрытые контейнеры имеют двери с одного из торцов (наиболее распространенный тип) или по бортам.

К специальным относят контейнеры для наливных (танк-контейнер) и насыпных (балк-контейнер) грузов, а также рефрижераторные, изотермические и др.

По массе с грузом (брутто) контейнеры обычно разделяют на малотоннажные (1,25 т), среднетоннажные (2,5 и 5 т) и крупнотоннажные (10…20 т) и более (табл.6.1).

Для межконтинентальных морских перевозок приняты контейнеры с единым поперечным сечением (габаритным) 2438x2438 мм (8x8 футов). Длина контейнеров принята кратной основному модулю1528 мм (5 футов) с учетом установленных зазоров 76,2 мм по длине между рядомстоящими контейнерами. В международной практике наибольшее распространение получили контейнеры длиной 3,6 и 12 м (см. табл. 6.2).

Таблица 6.1

Параметры отечественных контейнеров

Тип контейнера		Масса, т		Размеры, мм					
		брутто	Собственная (тара)	габаритные		внутренние		Дверного	
по Государственному стандарту	ИСО			Длина	Ширина	Длина	Ширина	Длина	Ширина
Крупнотоннажные									
УУК-30	1A	30,48	-	12 192	2438	11998	2299	2286	2133
УУК-20	1C	20,32	-	6058	2438	5867	2299	2286	2133
УУК-10	1D	10,16	-	2991	2438	2802	2299	2286	2133
Среднетоннажные									
УУК-5	-	5,0	0,95	2100	2650	1 950	2510	1925	2100
УУК-5У	-	5,0	0,75	2100	1325	1980	1225	1225	2100
УУК-2,5(3)	-	2,5(3)	0,5	2100	1325	1980	1229	1229	2150
Малотоннажные									
АУК-1,25	-	1,25	0,36	1 800	1050	1 710	960	960	1775
АУК-0,625	-	0.625	0,26	1 150	1000	1070	910	910	1500

Таблица 6.2

Параметры зарубежных контейнеров

Обозначения МОС	Масса брутто		Размеры					
			номинальные, м (футы)			габаритные, м		
	тонн	Длинных тонн	Длина	Ширина	Высота	Длина	Ширина	Высота
1A	30,48	30	12,0 (40)	2,44 (8)	2,44 (8)	12192	2438	2438
1AA	30,48	30	12,0 (40)	2,44 (8)	2,59 (8,5)	12192	2438	2591
1AX	30,48	30	12,0 (40)	2,44 (8)	До 2,44 (до 8)	12192	2438	До 2438
1B	25,40	25	9,0 (30)	2,44 (8)	2,44 (8)	9 125	2438	2438
1BB	25,40	25	9,0 (30)	2,44 (8)	2,59 (8,5)	9125	2438	2591
1BX	25,40	25	9,0 (30)	2,44 (8)	До 2,44 (до 8)	9125	2438	До 2438
1C	20,32	20	6,0 (20)	2,44 (8)	2,44 (8)	6058	2438	2438
1CC	20,32	20	6,0 (20)	2,44 (8)	2,59 (8,5)	6058	2438	До 2438
1CX	20,32	20	6,0 (20)	2,44 (8)	До 2,44 (до 8)	6058	2438	До 2438
1D	10,16	10	3,0 (10)	2,44 (8)	2,44 (8)	2911	2438	2438
1DX	10,16	10	3,0 (10)	2,44 (8)	До 2,44 (до 8)	2991	2438	До 2438
1E	7,11	7	2,0(6,75)	2,44 (8)	2,44 (8)	1 968	2438	2438
1F	5,08	5	1,5	2,44	2,44	1 460	2438	2438

Контейнеризацию грузов следует рассматривать с двух точек зрения: социальной как способ улучшения условий труда и экономической как мероприятие, приводящее к сокращению транспортных расходов. Трудоемкость перегрузочных работ при контейнеризации снижается от 2 до 30 раз в зависимости от коэфициента перевалки и процента отправки контейнеров из порта без наполнения и опорожнения. Интенсивность обработки флота повышается в 4-6 раз. В результате резко снижается стояночное время судов под обработкой в портах. Если универсальные сухогрузные суда находятся в море около 40% эксплуатационного времени, то у контейнеровозов ходовое время составляет 70-75%. Опыт эксплуатации контейнеровозов на перевозках грузов из Европы на Дальний Восток показал, что один контейнеровоз заменяет 7,5 обычных универсальных судов.

Экономический эффект от контейнеризации заключается в уменьшении трудоемкости и стоимости перегрузочных операций, в снижении расходов на транспортную упаковку, в уменьшении потерь и порчи грузов во время их перегрузки, транспортирования и складирования, в ускорении оборачиваемости транспортных средств благодаря сокращению простоев под погрузкой, в ускорении транспортирования грузов и соответствующем сокращении времени омертвления материальных ценностей во время их перевозки. В то же время контейнеризация имеет и некоторые недостатки: масса контейнеров несколько больше массы других видов упаковок, применение контейнеров ведет к менее полному использованию вместимости транспортных средств из-за невозможности полной загрузки объема контейнеров вследствие того, что часть объема подвижного состава занимают сами контейнеры, однако преимущества контейнерных перевозок при сравнительно несущественных недостатках вызвали их быстрое развитие во всех странах мира.

В настоящее время ведется дальнейшее совершенствование контейнеров по следующим основным направлениям: а) международная стандартизация; б) увеличение их прочности, что позволит увеличить высоту их штабелирования как в складах, так и при перевозке на судах; в) применение легких сплавов для их изготовления, что позволит уменьшить их массу и повысит коэффициент использования перегрузочных и транспортных средств; г) применение специальных деталей для крепления контейнеров при транспортировании, что совместно с использованием специальных захватных приспособлений будет способствовать внедрению полуавтоматических и автоматических способов перегрузки контейнеров.

В ячеистых грузовых помещениях судов-контейнеровозов контейнеры дополнительно не крепят, в трюмах универсальных сухогрузов, оборудованных для перевозки контейнеров, последние ставят на фиксирующие закладные элементы: поворотные колонки или пластины со штыками, которые устанавливают или снимают рабочие по мере погрузки-выгрузки. Применяют также прижимающие найтовы из специальных элементов. На верхней палубе любых контейнеровозов контейнеры крепят закладными элементами в найтовами, как и в трюмах переоборудованных судов. На каждом судне, предназначенном для перевозки контейнеров, должна быть штатная схема их размещения и крепления и комплект приспособлений для крепления.

При погрузке контейнеров на суда с горизонтальной грузообработкой (Ро-Ро) применяют низкогабаритные полуприцепные тележки. На этих судах часто перевозит контейнеры особого типа, выполняемые в виде полуприцепа (контрейлер).

Грузоподъемность отечественного контрейлера МАЗ-5217 составляет 11 т, собственная масса - 5,5 т, база - 4450 мм, ширина колеи - 1920 мм, удельный объем – 3,64 м^3/т.

Массовые грузы делят на две основные группы: навалочные и наливные.

К навалочным грузам относят, прежде всего, сырье минерального происхождения – руды, каменные и бурые угли, сланцы и пр. - а также продукты промышленной переработки - обогащенные руды, кокс, строительные материалы (песок, щебень, камень и др.), удобрения (суперфосфат, хлористый калий, селитра, апатиты и т.п.). Многие из этих грузов обладают свойствами слеживаемости и смерзаемости, что необходимо учитывать при их перегрузке. Угли, кроме того, обладают повышенной пожароопасностью, особенно сорта, склонные к самовозгоранию. К этой же группе грузов относят зерно, пшеницу, овес, ячмень, кукурузу и пр.

Многие из указанных грузов являются пылящими, при переработке которых следует учитывать возможность образования взрывчатых смесей с воздухом. Кроме того, борьба с пылью необходима и для обеспечения нормальных условий труда рабочих.

При погрузке-разгрузке навалочных грузов в качестве грузозахватных приспособлений используют ковши (см. рис. 6.2, з), кюбели - ковши с раскрывающимся днищем (см. рис. 6.2, и), а также различные типы грейферов. Наиболее применяемыми и удобными в эксплуатации являются двухканатные грейферы (см. рис. 6.2, к).

К наливным грузам относят, прежде всего, нефть и нефтепродукты. В последнее время, однако, увеличиваются перевозки и других видов наливных грузов, таких как сниженные газы, растительные масла, патока, спирты, вина, латекс, растворители, кислоты, жиры и пр.

Нефть и особенно некоторые нефтепродукты, например бензин, характеризуются высокой пожароопасностью и требуют соблюдения соответствующих режимов перегрузки и хранения на специальных причалах и нефтебазах. Отдельные виды нефтепродуктов обладают повышенной вязкостью. Для ускорения процесса слива и налива иногда их приходится подогревать с соблюдением необходимых мер предосторожности.

Нефтепродукты дают ядовитые испарения, которые при определенном содержании в воздухе делаются опасными для здоровья и жизни человека.

Некоторые виды жидких грузов (растительные масла, вина, латекс и др.) при неправильных режимах перегрузки и хранения подвергаются порче под влиянием воздействия воздуха, воды, температуры, загрязнения резервуаров и трубопроводов.

Сжиженные углеводородные газы (в основном смеси пропана и бутана) характеризуются низким пределом взрываемости и повышенной пожароопасностью. Это в значительной мере относится и к жидким химическим веществам. Новым видом грузов для отечественных портов становятся жидкий аммиак и комковая сера. При перегрузке жидкого аммиака необходим специальный режим температуры и давления. При перегрузке серы следует применять меры по защите серы от атмосферных осадков.

К особо режимным грузам относят некоторые виды массовых грузов, содержащих фосфор, мышьяк, свинец и тому подобные вещества, которые могут вызвать отравление. При перегрузке и хранении их требуется соблюдение особой предосторожности. Кроме того, к особо режимным, относят грузы, которые в условиях перевозки и хранения могут послужить причиной взрыва, пожара, заболевания людей и животных, все виды скоропортящихся грузов, требующих особых режимов хранения и перевозки в связи с опасностью потери ими товарных качеств.

§17. Портовые краны и погрузчики

Для перегрузочных работ в портах наиболее часто применяют подъемные краны (рис. 6.3).

Краном называют оборудованную реверсивными механизмами грузоподъемную машину циклического действия, служащую для подъема и перемещения груза в пределах обслуживаемой ею зоны. Краны имеют опорную (ходовую) часть, на которую опирается поворотная часть со стрелой и грузоподъемными устройствами. Краны бывают разнообразной конструкции; отдельные типы кранов могут иметь дополнительные части и устройства, кроме указанных выше, или не иметь некоторых из них (например, стационарные краны не имеют ходовой части, постовые краны не имеют стрелы и т.п).

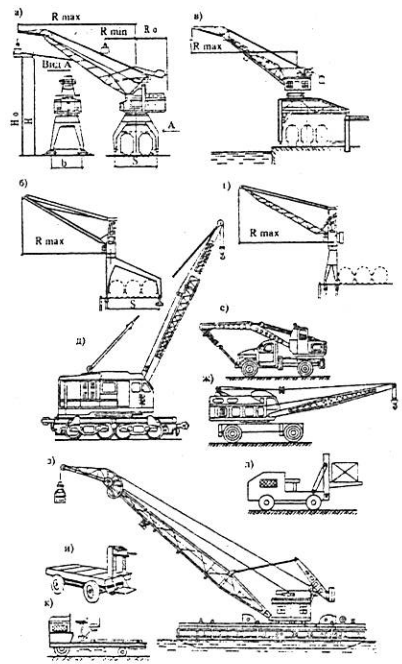


Рис. 6.3. Краны и погрузчики:
а - портальный кран двухпутный; б - то же, трехпутный; в - полупортальный кран; г - беспортальный кран; д - железнодорожный кран; е - автомобильный кран; ж - пневмоколесный кран; з - плавучий кран; и - электропогрузчик (тележка); к - автопогрузчик (тележка); л - вилочный погрузчик

Краны могут быть передвижными, к числу которых следует отнести и плавучие, а также стационарными, область применении которых сравнительно невелика из-за малой мобильности и ограниченной зоны обслуживания.

По конструктивной форме различают краны портальные, полупортальные, башенные, мостовые и козловые, по способу опирания – катковые, пневмоколесные и гусеничные. Мостовые и козловые краны в основном применяют в складах и на складских площадках. Башенные краны в портах применяют относительно редко.

Основные параметры крана: грузоподъемность – масса, на подъем которой рассчитан кран; вылет стрелы (максимальный R_{max}. минимальный R_{min}) - расстояние по горизонтали от оси вращения крана до вертикальной оси крюковой подвески (см. рис. 6.3, а). Высота подъема крюка над головкой рельса H или опорной поверхностью H_0 (см. рис. 6.3, а). Скорости рабочих движений - подъема и опускания груза, изменения вылета стрелы, передвижения портала, поворота. Производительность - масса груза, перегружаемого за единицу времени, обычно за 1 час работы. Давление на опоры - на колесо, тележку или ногу (стойку).

Важными характеристиками кранов являются также его габаритные размеры (ширина колеи S, база портала B и др.), мощность силовой установки, вес крана и др.

Перегрузочные операции и передвижение крана выполняются механизмами подъема, поворота, передвижения поворотной части (по порталу и мосту), изменения вылета стрелы, перемещения ходовой части.

В настоящее время в портах в основном используют краны с электродвигателями.

Портальные краны можно разделить по типу портала - с полным порталом или полупорталом, с однопутным, двухпутным или трехпутным порталом (см. рис. 6.3, а-в); по типу грузозахватного устройства – крюковые, грейферные, магнитные и контейнерные; по типу стрелы - с уравновешенной и неуравновешенной стреловой системой; по грузоподъемности - легкие (до 10 т), средние (10-50 т), тяжелые (более 50 т), а также и по другим признакам (тип опорно-поворотных устройств, тип грузовых лебедок, тип привода и т.п.).

Иногда в портах применяют портальные краны повышенной грузоподъемности для переработки тяжеловесов. Так, портальный кран английской фирмы «Баттерс» имеет грузоподъемносгь 102 т, вылет стрелы 49 м, высоту подъема 67 м. Кран японской фирмы «Исиководзима-Харима» имеет грузоподъемность 300 т, вылет стрелы 81 м, высоту подъема 117 м.

Полупортальный кран отличается от портального тем, что его тыловая ходовая тележка перемещается по повышенному подкрановому пути, опирающемуся на стеновую конструкцию склада или специальные балки, уложенные по стойкам-колоннам. Тыловые ноги у полупортальных кранов отсутствуют. В последнее время в связи с повышением пропускной способности причалов, увеличением числа подкрановых путей и более широким использованием средств безрельсового транспорта (тележек, контейнеровозов и пр.). Прикордонную полосу территории проектируют более широкой, и поэтому полупортальные краны применяют в портовом строительстве все реже, заменяя их портальными.

Однопутные порталы в последнее время также применяют несколько реже, чем двух и трехпутные. Это позволяет сократить число пересечений подкрановых и железнодорожных рельсов. Иногда той же цели стремятся достигнуть, применяя краны без порталов (см. рис. 6.3, г.).

Железнодорожные краны (см. рис. 6.3, д.) имеют ходовую часть, выполненную из узлов подвижного состава железных дорог, что и позволяет перемещать их по железнодорожным путям. Опорная часть их выполнена в виде катков. Железнодорожные краны используют главным образом на складских площадях. При больших опрокидывающих моментах устойчивость крана на железнодорожном пути оказывается недостаточной, и требуется постановка выносных опор (аутригеров). Использование железнодорожных путей для перемещения кранов рассматриваемого типа связано с эксплуатационными затруднениями, что в значительной мере препятствует широкому применению железнодорожных кранов в портах.

В автомобильных кранах (см. рис. 6.3, е.) в качестве ходовой части используют шасси автомобилей, в качестве опорной части – пневмоколеса. Полный вес крана обычно не превышает веса груженого автомобиля. У специальных пневмоколесных кранов (см. рис. 6.3, ж) ходовая часть выполнена в виде шасси особой конструкции с более широкой колеей, что повышает их устойчивость и позволяет работать без выносных опор. Колеса имеют широкие шины, которые выдерживают большие нагрузки.

Гусеничные краны, как правило, изготовляют на базе одноковшовых экскаваторов. При решении вопроса об использовании этих кранов необходимо учитывать возможность повреждения их гусеницами усовершенствованных покрытий.

Для перегрузки тяжеловесов в морских портах нередко используют плавучие краны (рис. 6.3, з). Они монтируются на понтонах и бывают как самоходными, так и несамоходными. Их грузоподъемность за последние годы сильно возросла. В России наибольшее распространение получили плавучие краны грузоподъемностью 100 и 300 тонн. За рубежом имеются краны большей грузоподъемности. В порту Нью-Йорк эксплуатируется плавучий кран грузоподъемностью 500 т при вылете стрелы за бортом 6,1 м и 350 т при вылете стрелы 12,2 м, что позволяет перегружать грузы непосредственно в трюмы или из трюмов крупных судов. Наибольшую грузоподъемность (3000 т) в настоящее время имеет японский плавучий кран «Мусаси» (Musashi).

В речных портах обычно применяют плавучие краны меньшей грузоподъемности - около 30 т, например, краны КПл-15/30 и КПл-25/30.

К стационарным кранам относятся настенные, на неподвижной колонне, на круговом рельсе.

Настенные краны обычно закрепляют на стенах обслуживаемых краном складов или цехов. В зависимости от назначения и места установки кран может иметь тот или иной характер движения (поворот, изменяемый вылет стрелы и т.п.).

Для перегрузки и транспортирования грузов в пределах портовой территории, а также в складах широко используют так называемые напольные машины безрельсового транспорта, погрузчики всех типов, тракторы с прицепами, самоходные шасси, контейнеровозы, лесовозы и пр. Наиболее распространенными из них являются погрузчики. Погрузчики можно подразделить по роду привода: электропогрузчики (см. рис. 6.3, и), с аккумуляторами и автопогрузчики (см. рис. 6.3, к), с двигателями внутреннего сгорания (табл. 6.3); по расположению подъемных устройств с площадками, с фронтальными вилами (см. рис. 6.3, л), с боковыми вилами; по назначению: для штучных грузов, для контейнеров и т.п.; по грузоподъемности: более 10 т (для контейнеров и тяжеловозов - обычно при работе на открытых площадках), 5-10 т (для работы на открытых площадках), 1-3(5) т (для работы в закрытых складах и трюмах судов), 0,5-1 т (для работы в вагонах).

Таблица 6.3

Некоторые параметры наиболее распространенных отечественных погрузчиков

Вид погрузчика	Тип погрузчика	Грузоподъемность, тонн	Высота подъема, м
Автопогрузчик	4043-М	3	2,8…4,5
	4045-Н	5	2,8…4,5
	4006	5	-
	4008	10	-
	4060	20	2,2
Электропогрузчик	ЭП-103[x]	1	2…4,5
	ЭП-106	1	2…4,5
	КВ-3 серии 02	1,5	2,8
	КВ-3 серии 04	1,5	1,5
	ЭП-201[x]	2	2…4,5
	ЭП-202	2	2…4,5
Электропогрузчики типа ЭП-103 и ЭП-201 отличаются от электропогрузчиков типа ЭП-106 и ЭП-202 тем, что первые опираются на пневмоколеса, а вторые – на шины, заполненные специальной массой (гусматики).			

Скорость перемещения автопогрузчиков с грузом находится в пределах 10-20 км/ч. Масса их в 1,5-2 раза больше грузоподъемности. В закрытых помещениях, и особенно в трюмах судов, использование автопогрузчиков, как правило, не допускается из-за отравления ими воздуха выхлопными газами.

В связи с применением новых методов перевозки штучных грузов, использовании судов с бортовыми люками, необходимостью максимально механизировать складские и трюмовые работы все более широкое применение при перегрузке и транспортировке штучных грузов получает вилочный электропогрузчик, специально предназначенный для трюмовых работ. Его основные достоинства: малые габариты, допускающие работу в помещениях высотой 2 м; использование двух напряжений тока, позволяющее отказаться от включения дополнительных сопротивлений при работе на малых скоростях, чем удается устранить перегрев; возможность легкого расчленения на две части, что позволяет подавать его на борт судовыми стрелами; наличие съемного противовеса, повышающего устойчивость погрузчика и дающего возможность производить передвижение по кривым малого радиуса.

§ 18. Машины непрерывного действия

К машинам непрерывного действия относятся машины с тяговым органом или без него, обеспечивающие движение груза непрерывным потоком или равномерно распределенными порциями, контейнеры всех типов, элеваторы, пневматические и гидравлические перегружатели и пр.

Машины с тяговым органом можно разделить на три группы: а) конвейеры, перемещающие груз по горизонтали; б) конвейеры, перемещающие груз как по горизонтали, так и по вертикали; в) элеваторы или нории, перемещающие груз по вертикали.

Конвейеры бывают ленточные и цепные. На ленточных конвейерах (рис. 6.4, а - б) груз перемещается с помощью непрерывной ленты, которая огибает приводной и натяжной барабаны и поддерживается по длине рабочей и холостой ветвей роликовыми опорами. В рабочей ветви лента обычно имеет форму лотка. Для разгрузки ленты применяют сбрасывающие устройства, для загрузки - загрузочные устройства.

Ленточные конвейеры могут быть передвижными и стационарными. Передвижные ленточные конвейеры могут быть бесколесными (переносными), на колесной раме или самоходном шасси, а также в некоторых случаях плавучими. Передвижные конвейеры, как правило, имеют сравнительно небольшую производительность, что связано с необходимостью ограничить их массу и габариты. Ширина ленты обычно не превышает 700 мм, скорость ее перемещения 0,5…8 м/с. Достоинством передвижных конвейеров является возможность их включения в тот или иной перегрузочный комплекс.

Стационарные конвейеры являются основными элементами разнообразных перегрузочных комплексов и служат для транспортирования обычно сыпучих грузов между складами и причалами, в пределах складов и т.п. Длина стационарных ленточных конвейеров может превышать сотни метров. Ширина ленты стационарных конвейеров может быть больше 2000 мм, а скорость ее перемещения может достигать 6 м/с. Для загрузки стационарного ленточного конвейера по его длине устанавливают один или несколько бункеров, для разгрузки используют сбрасывающие тележки. Цепные конвейеры представляют собой непрерывные цепи, располагаемые попарно, на которых закреплены пластины, скребки иди другие захваты. Пластинчатые конвейеры обычно используют для транспортирования штучных грузов. Скребковые конвейеры (см. рис. 6.4, в) имеют рабочий орган в виде цепей с прикрепленными к ним скребками, перемещающими сыпучие грузы в специальных лотках. Разновидностью цепных конвейеров являются лесотаски, снабженные специальными устройствам для захвата бревен.

Элеваторы могут быть разделены на ковшовые (см. рис. 6.4, г), используемые для перемещения сыпучих грузов, и с захватами различной формы, используемые для перемещения штучных грузов. Их рабочий орган может быть цепным или ленточным. По характеру разгрузки элеваторы могут быть быстроходными - с центробежной разгрузкой ковшей- и тихоходными - с гравитационной (самотечной) разгрузкой. Скорость движения рабочего органа быстроходных элеваторов 0,8...2 м/с и более, тихоходных - 0,4...0,6 м/с. Быстроходные элеваторы используют для перемещения легкосыпучих грузов, тихоходные - для перемещений грузов влажных, пылевидных и кусковых, не допускающих раздробления.

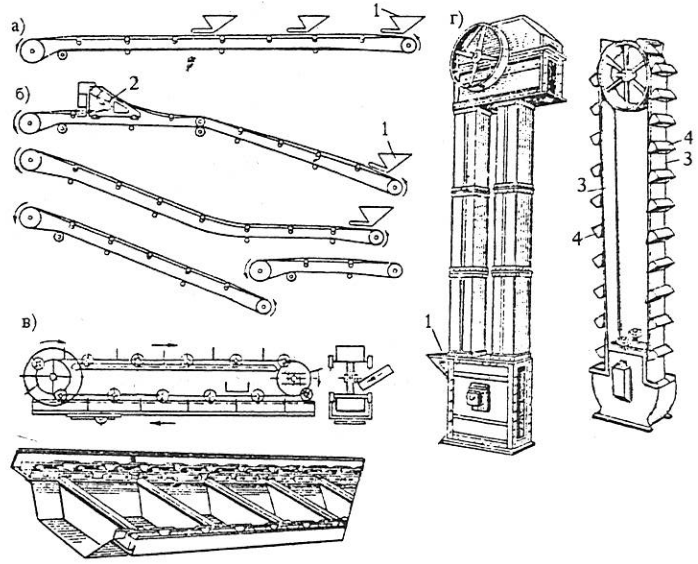


Рис. 6.4. Машины непрерывного действия: а - ленточный транспортер; б - ленточные конвейеры; в - продольный и поперечный разрезы и общий вид цепного скребкового транспортера; г - элеватор в кожухе и без него; 1 - загрузочное устройство; 2 - сбрасывающее устройство; 3 - лента; 4 - черпак

Нередко создают и используют устройства, сочетающие различные типы машин непрерывного действия.

Пневматические перегрузочные устройства (рис. 6.5, а - в) широко используют в портах для перегрузки и транспортирования массовых навалочных грузов (главным образом зерна, глинозема, аппатитов, удобрений, технологической щепы и пр.). В пневматической установке частицы груза перемещаются во взвешенном состоянии под действием струи воздуха, движущегося по трубопроводам с большой скоростью. Движение смеси воздуха и частиц груза происходит под влиянием разности давлений по концам газопровода, создаваемой разрежением или нагнетанием воздуха. Соответственно, пневматические установки называются всасывающими (рис. 6.5, а) или нагнетательными

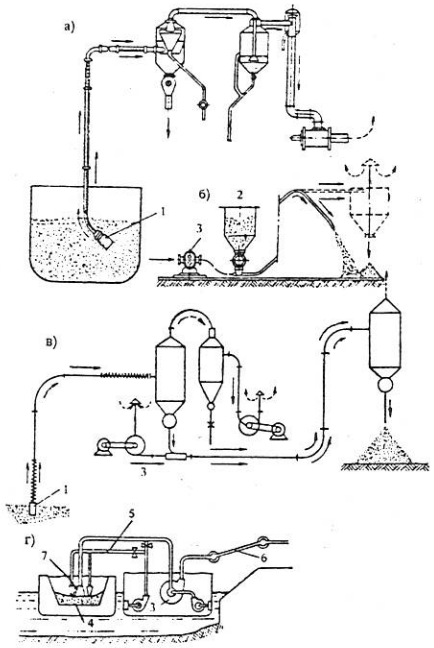


Рис. 6.5. Пневматические (а-в) и гидравлические (г) перегрузочные устройства: 1 - приемный патрубок; 2 - питающий бункер; 3 - нагнетающий насос; 4 - размывочное сопло; 5 - размывочный трубопровод; 6 - нагнетательный трубопровод; 7 - заборное сопло

(рис. 6.5, б). Пневматические установки, имеющие всасывающий и нагнетательный трубопроводы, называются смешанными (рис. 6.5, в). В приемную камеру установки, находящуюся под давлением или вакуумом, груз подают с помощью камерных и винтовых питателей, шлюзных устройств или всасывающих сопел.

Гидравлические перегрузочные устройства (рис. 6.5, г) давно применяют в морских и речных портах для перегрузки песка. Подобные установки применяют для перегрузки разнообразных грузов, которые не боятся влаги. При этом в трюм судна, где помещается груз, вводят размывочные трубопроводы (обычно два) и заборное сопло пульпопровода, который выводят на берег. Пульпа подеется через выходной патрубок в специальный резервуар (хранилище) или не огражденную открытую площадку. Вода удаляется в месте хранения груза через специальные дренажные устройства и колодцы.

§ 19. Специальное перегрузочное и вспомогательное оборудование

Наряду с перегрузочными устройствами общего назначения - кранами, погрузчиками, транспортерами и т.п. которые могут быть использованы для решений широкого круга задач в общем комплексе погрузочно-разгрузочных работ, в портах применяют различное специальное перегрузочное и вспомогательное оборудование.

В комплексе механизированной разгрузки навалочных грузов важную роль играют вагоноопрокидыватели (рис. 6.6). Вагоны (как правило, один или два) накатываются на платформу вагоноопрокидывателя и автоматически закрепляются на ней. После этого платформа поворачивается относительно продольной или поперечной горизонтальной оси, образуя угол, достаточный для самопроизвольной выгрузки груза. В портах обычно используют роторные вагоноопрокидыватели. Ротор или каркас их представляет собой металлическую конструкцию с опорными кольцами, которые удерживаются роликами. Внутри каркаса имеется отрезок железнодорожного пути, на который закатываются вагоны. После закрепления вагона включается механизм вращения ротора, последний поворачивается на 160…170°, и содержимое вагона высыпается в бункер, а из него попадает на конвейер, подающий груз в склад к береговому перегружателю. Подачу вагона на платформу вагоноопрокидывателя, а также вывод с нее осуществляют специальные толкатели.

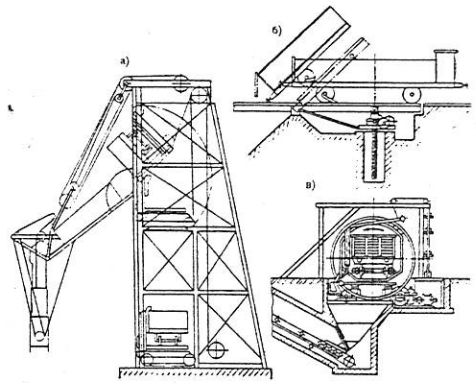


Рис. 6.6. Вагоноопрокидыватели: а и б - с опрокидыванием относительно оси, соответственно, продольной и поперечной; в - роторный

При использовании вагоноопрокидывателей грузы обычно перевозят в вагонах открытого типа, из которых формируются маршрутные поезда, обслуживающие перевозки между пунктами добычи руды, угля и т.п. и портом.

Вагоны нередко снабжены специальными буферно-сцепными устройствами, позволяющими производить их опрокидывание без расцепки. Это дает возможность сократить время разгрузки каждого вагона (иногда двух вместе) до 2 и даже 1 мин, что при грузоподъемности вагонов до 150 т дает производительность разгрузки до 18 тыс. т/ч.

Для вертикального перемещения грузов и людей в портовых складах, вокзалах и судах в ряде случаев используют лифты.

Большую группу специализированных перегрузочных устройств образуют машины для механизации трюмных работ, использование которых позволяет значительно ускорить перегрузочный процесс в целом и сократить время стоянки судов под погрузкой-разгрузкой.

При погрузке навалочных грузов в трюм судна, особенно если оно не является специализированным, возникают затруднения с подачей груза в подпалубное пространство. Для указанной цели могут быть использованы метательные машины. Такие машины полезны и при штивке - разравнивании груза в трюмах специализированных судов и в складах. Метательные машины значительно сокращают труд рабочих в стесненных условиях, в запыленной среде.

Для штивки зерна нередко используют лопастные метатели в виде кожуха с воронкой и разгрузочным люком. В кожухе находится барабан с лопастями. Груз, попадая через воронку на лопасти вращающегося барабана, увлекается ими и сбрасывается через люк. Производительность подобных машин 250...350 т/ч, скорость сбрасывания 15 м/с, максимальная дальность полета 15 м.

Метательные машины непригодны для груза, не допускающего раздробления. Для распределения такого груза в трюмах судов часто используют специальные трюмные машины в виде передвижных, обычно ленточных, конвейеров. Вылет конвейера 6...8 м, производительность 150...300 т/ч. Для выгрузки груза из подпалубного пространства и передачи его под отверстие грузового люка применяют перегрузочные машины с двумя конвейерами лентами - приемной с лопатками и захватным рычажным устройством и отвальной. Производительность подобных машин 100…150 т/ч.

Для механизации трюмных работ применяют также пневматические и шнековые машины. Для этой же цели используют одноковшовые погрузчики, выполняемые на колесном или на гусеничном ходу. Конструкции трюмных погрузчиков весьма разнообразны. Простейшим трюмным погрузчиком является стандартный электропогрузчик, оснащенный ковшом. При оснащении вилами он может быть использован для внутритрюмной перегрузки штучных грузов. Погрузчики обычно обладают недостаточной маневренностью для работы в трюмах судов, а у погрузчиков большой грузоподъемности давление, передаваемое на палубу судна, довольно значительно. В связи с этим часто применяют специальные погрузчики. У такого погрузчика стреловой механизм установлен на поворотном устройстве, позволяющем брать груз не только прямо по движению погрузчика, но и сбоку. Это упрощает его работу и повышает его производительность.

Для разработки слежавшихся и крупнокусковых грузов в трюмах могут быть успешно использованы малогабаритные бульдозеры.

При выполнении перегрузочных работ широко используют различного рода вспомогательное оборудование: бункера, гравитационные устройства, обеспечивающие перемещение груза под действием собственного веса, винтовые и инерционные конвейеры, разрыхляющие и размораживающие устройства, а также простейшие грузоподъемные машины и механизмы (домкраты, полиспасты, лебедка). Для контроля за количеством отпускаемого груза используют разного рода весы порционного или непрерывного взвешивания. Весовые устройства обычно встраивают в комплекс перегрузочной системы или вводят в состав отдельной перегрузочной машины: крана, подъемника, конвейера, вагоноопрокидывателя и т.п. Результаты взвешивания автоматически фиксируются и передаются на пункт управления комплекса, а в некоторых случаях и на центральный пункт управления.

§ 20. Перегрузка тарно-штучных и лесных грузов

Общими чертами транспортной характеристики тарно-штучных грузов являются малые размеры и масса грузового места; большое разнообразие тары, ее параметров и физико-химических свойств, непосредственно влияющих на перегрузочный процесс; относительно плохая приспособленность к комплексно-механизированной высокопроизводительной перегрузке. В связи с этим трудоемкость их перегрузки значительно выше, чем других грузов, а производительность труда и интенсивность обработки транспортных средств намного ниже. Почти все эти грузы требуют крытого хранения, перевозят их в крытых железнодорожных вагонах и во внутренних грузовых помещениях судов.

Пропускная способность причалов для штучных грузов в 10…15 раз, а в некоторых случаях в 20 раз меньше, чем причалов для навалочных грузов. В связи с этим, даже если доля штучных грузов не превышает 20% общего грузооборота порта, протяженность причалов для этого вида грузов составляет до двух третей общей длины причального фронта в порту. По этой причине разработка мероприятий, направленных на повышение пропускной способности причалов для штучных грузов, весьма важна. Существует два основных способа перегрузки штучных грузов с использованием судовых перегрузочных машин и с применением береговой механизации.

Судовые перегрузочные устройства вследствие увеличения массы штучных грузов развивают в следующих направлениях. Стремятся обеспечивать каждый грузовой трюм двумя пятитонными грузовыми стрелами, а у судов для тяжеловесов грузоподъемностью до 100 тонн.

При устойчивых потоках мелких штучных грузов создаются специальные установки (рис. 6.7). Установка «Mobilood ML-101» имеет производительность 3000…4000 мешков в час (200…250 т/ч), а в отдельных случаях до 800 т/ч.

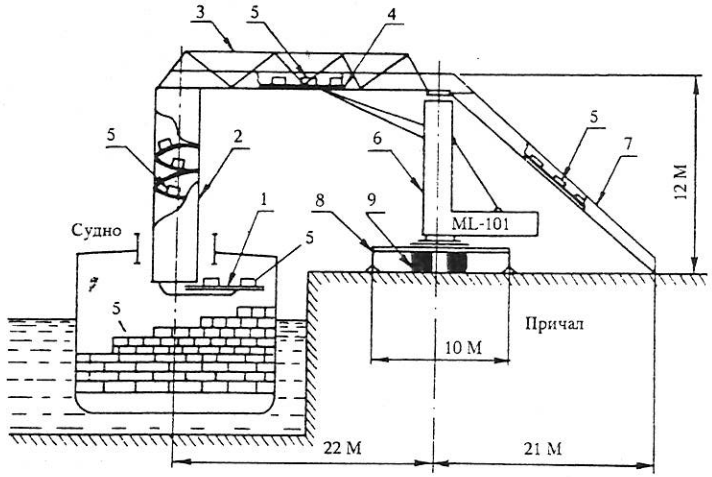


Рис. 6.7. Схема установки «Mobilood ML-101»: 1 - телескопический (выдвижной) горизонтальный ленточный конвейер; 2 - вертикальный башенный конвейер спирального типа; 3 - стрелы; 4 - горизонтальный ленточный конвейер стрелы; 5 - перегружаемый груз; 6 - башня стрелы установки с поворотным кругом; 7 - причальный горизонтальный ленточный конвейер; 8 - верхняя несущая рама; 9 - шасси

К категории тарно-штучных грузов относится обширная номенклатура скоропортящихся грузов, транспортируемых в коробках, ящиках, мешках. Доля перевозок скоропортящихся грузов в контейнерах сравнительно невелика. Для обеспечения сохранности таких грузов в ряде портов развитых капиталистических стран, являющихся крупными импортерами мяса и тропических фруктов созданы специализированные терминалы для их перегрузки. В их числе – крупнейший «Фруктовый центр», сооруженный в Гамбурге. В составе комплекса имеются сооружения и устройства для перегрузки Фруктов в пакетах и рефрижераторных контейнерах. Введен в эксплуатацию современный перегрузочный комплекс для пищевых продуктов в Вадо-Лигуре (Италия). Комплекс оснащен системой ленточных транспортеров производительностью 3600 коробок/ч каждый, работающих в автоматическом режиме от управляющей ЭВМ. Комплексы для перегрузки скоропортящихся грузов введены в эксплуатацию в портах Бремен - Бремерхафен (ФРГ) - фруктовый центр для бананов и других фруктов; Нант-Сен-Назер (Франция), Джебель-Али (ОАЭ). На некоторых из них используются машины типа «Cargoveyor» конвейерные системы. Пропускная способность наиболее крупных из специализированных комплексов для скоропортящихся продуктов достигает 700 тыс. т/год, а интенсивность грузовых работ — от 500 до 2000 т/смену.

Использование контейнеров требует наличия целого комплекса перегрузочного и транспортирующего оборудования (рис. 6.8) [36]. В США на первом этапе контейнеризации для перегрузки контейнеров в основном применяли судовое оборудование. В эксплуатации находилось большое число специализированных судов, оснащенных контей-

нерными перегружателями или стреловыми кранами большой грузоподъемности. Это судовое оборудование во время плавания бездействовало, кроме того, подвергалось неблагоприятным воздействиям морской среды, выгружать контейнеры оно могло только в узкую Прикордонную полосу, что было неудобно в эксплуатационном отношении и значительно снижало пропускную способность причалов. В связи с этим в последние годы во всех странах мира для перегрузки контейнеров стали применять в основном береговое оборудование. При этом в Прикордонной зоне устанавливают контейнерные перегружатели, грузоподъемность которых достигает 50…60 т. Такая грузоподъемность перегружателя позволяет ему с помощью захватов поднимать одновременно два груженых контейнера и при продолжительности цикла до 2 минут достигать производительности 1200…1500 т/ч. При отсутствии необходимости в такой высокой производительности используют контейнерные перегружатели меньшей грузоподъемности (около 30 т).

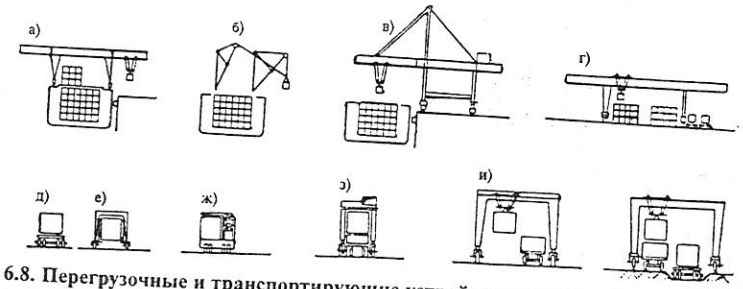


Рис. 6.8. Перегрузочные и транспортирующие устройства для контейнеров: а - судовое портальное перегрузочное устройство; б - судовые стрелы большой грузоподъемности; в - береговой перегружатель; г - козловой складской перегружатель; д - трейлерная тележка (платформа); е - портальный автотранспортер; ж - автопогрузчик с боковым захватом; з - автоконтейнеровоз портального типа; и - портальные перегружатели

В речных портах для перегрузки контейнеров нередко применяют плавучие краны, например КПл-25/30. Однако и здесь наблюдается тенденция к созданию специальных перегружателей.

Захват, используемый при подъеме контейнеров перегружателем, обычно имеет раздвижную раму, пригодную для контейнеров длиной 6.1 и 12,2 м. Раздвижной механизм зубчато-реечный с кнопочным управлением из кабины крановщика. Захват снабжен контрольной сигнализацией, которая срабатывает при обеспечении надежной связи его с грузом.

Для транспортирования контейнеров от причала на склад и обратно применяют контейнеровозы, автопогрузчики специальных типов, тележки с прицепами.

Контейнеровозы представляют собой высокие порталы, расстояние между ногами которых несколько превышает ширину контейнера. Порталы соединены попарно в пространственную раму. Контейнеровоз, установленный над контейнером, захватывает и поднимает его в случае необходимости на двух-трехкратную высоту самого контейнера. Из этих соображений назначают и высоту портала. Кабина управления контейнеровозом размещена в верхней части портала. Большие скорости перемещения контейнеровоза по складу, их большая маневренность позволяют обеспечивать высокую производительность и эффективность транспортно-складских операций. Контейнеровоз может укладывать контейнеры в двух-трехъярусные штабеля по высоте и принимать их на складе из таких же штабелей.

Автопогрузчики для контейнеров имеют обычно боковой захват в виде выдвижной рамы. Работа автопогрузчика полуавтоматическая. После включения механизма выдвижения сначала выдвигаются и устанавливаются дополнительные опоры (аутригеры), затем начинает выдвигаться подъемник с захватной рамой. Подъем контейнера возможен только после срабатывания захватного устройства и надежного закрепления контейнера на раме. После этого убираются аутригеры, и погрузчик передвигается к месту доставки контейнера. Тележка автопогрузчика опирается на колеса двойной ширины, что обеспечивает ему повышенную погрузочную устойчивость. Погрузчики рассмотренного типа могут погружать контейнеры на автомобили и железнодорожные платформы, а также укладывать их в двух-трехъярусные штабеля.

Для укладки контейнеров в широкие штабеля, для погрузки на автомобили и железнодорожные платформы используют также портовые и портальные перегружатели. По верхней горизонтальной ферме козлового перегружателя перемещается грузовая тележка, имеющая подъемный механизм для контейнерного захвата. Наводка захвата и подъем контейнера производится полуавтоматически из кабины управления. Для управления передвижениями перегружателя имеется вторая кабина, расположенная на его опоре. Перегружатели бывают на рельсовом ходу и на пневмоколесах. Последние можно перемещать в любую точку склада.

Передвижение контейнеров между грузовыми фронтами (морским и железнодорожным) может производиться горизонтальным способом с использованием ленточных конвейеров.

Для перевозки контейнеров применяются контейнеровозы (дедвейт 2…50 тыс/т, вместимость 100…2800 единиц; длина 80…290 м, ширина 13,5…34 м, осадка 4…13 м).

На контейнерных терминалах используют системы вертикальной и горизонтальной перегрузки контейнеров.

Система вертикальной перегрузки контейнеров является наиболее распространенной. Различают три схемы, в которых используются различные типы перегрузочного и транспортного оборудования для перемещения по складской площадке и перегрузки с судна на наземные транспортные средства, или наоборот:

1) Причальный перегружатель - портальный погрузчик на складской площадке;

2) Причальный перегружатель - погрузчики и козловые краны на складской площадке;

3) Причальный перегружатель - трейлеры с тягачами на складской площадке.

Система горизонтальной перегрузки контейнеров также широко применяется в морских портах и является важным направлением ускорения перегрузки штучных грузов. Эта система предусматривает использование специальных судов, располагающих устройствами для погрузки-выгрузки контейнеров накатом. Такие суда получили название «ролкеры». Преимущества ролкеров, по сравнению с традиционными судами вертикальной грузообработки, заключается в следующем: высокая интенсивность грузообработки, большая номенклатура перевозимого груза, в том числе и унифицированного, возможность производить грузовые операции в портах, не оборудованных кранами; сокращение площади прикордонной зоны.

Применяют три основные схемы в системе горизонтальных методов перегрузки контейнеров:

1) судно - трейлер с тягачом;

2) судно - вилочный погрузчик;

3) судно - портальный погрузчик.

Для перевозок на ролкерах характерно широкое применение низко сидящих платформ различных типов «рол-трейлеров», которые используют для внутрипортовой транспортировки, а иногда и для хранения контейнеров. Для улучшения использования трюмов судов-ролкеров путем укладки перевозимых контейнеров в несколько ярусов при невысоких трюмах разработаны конструкции специальных погрузчиков, например, фронтально-боковой погрузчик.

В последнее время для систем горизонтальных методов погрузки контейнеров разработаны новые виды оборудования, например, подъемные краны, способные перемещать одновременно 4 контейнера общей массой до 80-100 т. Цикл перемещения груза с судна на причал составляет 5 мин.

Основными направлениями совершенствования систем перегрузки контейнеров в морских портах являются: улучшение конструкции технических средств погрузки-разгрузки контейнеровозов и ролкеров для обеспечения возможности увеличения интенсивности грузовых работ; внедрение элементов автоматизации технологических процессов; создание специализированных перегрузочных комплексов; улучшение организации работы и систем управления специализированными перегрузочными комплексами, включая упрощение грузовой и другой документации.

Ввод в эксплуатацию специализированных судов-контейнеровозов третьего поколения поставил новые задачи по резкому сокращению времени пребывания таких судов в портах под грузовыми работами. Считается, что интенсивность обработки таких судов должна быть около 500 контейнеров в час, а время пребывания судов в порту не должно превышать 24 часов.

Возможности существенного увеличения интенсивности обработки контейнеровозов при обычных схемах грузовых работ ограничены, поскольку резервы повышения производительности перегрузочного оборудования за счет увеличения рабочих скоростей почти полностью исчерпаны, а существующие схемы механизации и организации грузовых работ на складах и в тыловых зонах контейнерных комплексов не рассчитаны на переработку в короткое время больших потоков контейнеров.

Поэтому в последние годы разрабатываются принципиально новые системы перегрузки контейнеров в морских портах, которые рассчитаны на обеспечение скоростной обработки крупнотоннажных контейнеров и предусматривают автоматизацию грузовых работ и операций по управлению комплексов. Большинство новых разработок в этой области предусматривает использование машин непрерывного транспорта, многоэтажных автоматизированных складов для хранения контейнеров и специальных судов.

При перегрузке лесоматериалов, особенно пиленого леса в пакетах, признают способы и машины, подобные используемым при перегрузке штучных грузов: подъемные краны, автопогрузчики с боковыми захватами, автолесовозы, имеющие конструкцию, подобную контейнеровозам, но другие габаритные размеры. Для перегрузки пакетов пиломатериалов в речных портах часто используют плавучие краны. Для механизации складских работ используют козловые и портальные перегружатели или мостовые краны.

Круглый лес часто поступает в порты водным путем, при выгрузке из воды после роспуска плотов бревна вытаскивают на берег с помощью цепного конвейера - лесотаски или крана. При использовании крана большой грузоподъемности возможен подъем бревен пучками массой 20…30 т. С этой целью могут быть использованы портальные краны или краны другого типа. Во многих случаях круглый лес из плотов или барж погружают непосредственно на морские суда с использованием плавучих кранов и судовых стрел.

Перспектива совершенствования технологии перегрузки лесоматериалов связана с широким развитием перевозок в пакетах и блок-пакетах, а также укрупнений грузов в лихтерах для перевозки судами-лихтеровозами.

§ 21. Перегрузка руды, угля и других подобных навалочных грузов

К навалочным относят массовые грузы, штабелирующиеся навалом и не изменяющие своих свойств под влиянием влаги (руда, уголь, магнезит, инертные строительные материалы, и др.). Перевозят и хранят их на открытых транспортных средствах и складских площадках, руда и уголь составляют основную часть навалочных грузов. Особенно большое значение имеют перевозка руды, так как их объемы быстро возрастают. Как правило, навалочные грузы транспортируют большими партиями на специальных судах (балкерах) и перегружают на специальных портовых комплексах, оборудованных специализированными машинами и установками.

К основным элементам специализированного перегрузочного комплекса для навалочных грузов относятся устройства для приема, транспортирования, хранения грузов и погрузки их на транспортные средства.

Если, как это обычно бывает, руда и уголь поступают по железной дороге, то для разгрузки вагонов используют вагоноопрокидыватели. Возможно также применение различных эстакад, по которым перемещаются саморазгружающиеся вагоны.

В склад или непосредственно к погрузчикам, установленным на причале, грузы поступают по системе конвейеров. На пути от железнодорожного вагона к прикордонному перегружателю с грузами возможно выполнение различных операций: дробление, просеивание, подсушивание, разогревание в зимнее время, сортировка. В нескольких пунктах по пути следования грузов к погрузочным устройствам производится точное их взвешивание. При перерывах в подаче грузов по железной дороге они могут поступать к погрузчикам на причал из склада.

Площадки для хранения грузов нередко используются также для смешивания различных сортов груза с целью обеспечения необходимой кондиции грузов.

Перегрузочное оборудование, применяемое на грузовых фронтах и складах специализированных установок, весьма разнообразно по конструктивному исполнению. Это объясняется тем, что навалочные грузы и транспортные средства, их перевозящие, отличаются большим многообразием.

Грузовые морские фронты, на которых производится погрузка судов, как правило, оборудованы погрузочными машинами конвейерного типа, которые могут быть передвижными и стационарными. У передвижной машины все оборудование смонтировано на портале, перемещающемся по рельсовому пути вдоль причала. Машина оборудована стрелой, на которой установлен конвейер. Стрела, как правило, имеет только качательное движение в вертикальной плоскости, а конвейер выполняется выдвижным или телескопическим. При перегрузке груза, подверженного пылению или дроблению, на конце стрелы устанавливают спусковую трубу, которая иногда выполняется телескопической и качающегося типа, т.е. труба может изменять угол наклона. Благодаря этому при подаче груза в трюм судна уменьшается его дробление, и увеличивается зона обслуживания. Для загрузки судов, имеющих большие подпалубные пространства, на конце спусковой трубы устанавливается поворотный метатель.

На некоторых погрузочных машинах для предохранения груза от атмосферных осадков и распространения пыли конвейер располагают в закрытой галерее.

Производительность передвижных погрузочных машин достигает 12...20 тыс. т/ч.

В связи с большими габаритными размерами современных перегружателей их передвижение представляет сложную операцию, поэтому в ряде последних осуществленных перегрузочных комплексов использованы погрузочные устройства с неподвижной, относительно кордона, тыловой опорой и вертикальной осью вращения.

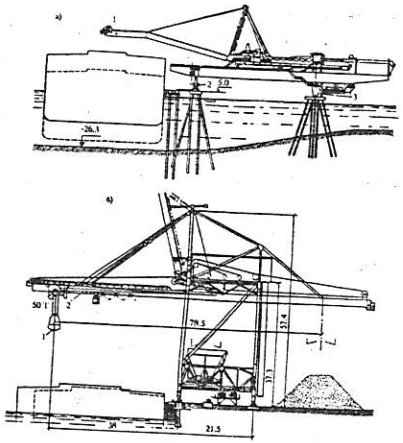


Рис. 6.9. Береговые перегружатели для навалочных грузов (руда, уголь):
а) - перегружатель для погрузки в суда: 1 - загрузочное устройство; 2 - опора перегружателя, перемещающаяся по криволинейному рельсу; 3 - ось вращения неподвижной опоры; б) - грейферный перегружатель: 1 - грейферное захватное устройство, перемещающееся по горизонтальным путям; 2 - грузовая стрела

В качестве примера можно привести сдвоенный перегружатель руды в порту Тубаран (Бразилия) (рис. 6.9, а). Нижняя ферма каждой из двух стрел вращается относительно вертикальной оси, совмещенной с центром соответствующей боковой башни. При этом наружный конец фермы перемещается по круговому рельсу, расположенному на эстакадной части причала. К перегружателю подведена главная конвейерная линия. Поперечные конвейеры, отходящие от главной конвейерной линии, проложены по верхним фермам стрел перегружателей, которые опираются на нижние фермы и свешиваются с них, образуя консоли, перекрывающие всю ширину судна. Конвейер заканчивается телескопическим загрузочным устройством, подающим руду в трюм судна. Для возможности подачи руды в любую точку по ширине судна верхние фермы стрел перемещаются по нижним, и при этом вылет консоли изменяется. Общая производительность двух стрел достигает 32…40 тыс. т/ч, что позволяет загрузить суда дедвейтом 300…350 тыс. тонн за 10…15 ч даже при условии выполнения некоторых вспомогательных операций. При таком большом грузообороте на складах применены роторные перегружатели с производительностью 10 тыс. т/ч. Они снабжены устройствами, регулирующими скорость подачи груза на скоростные конвейеры с шириной ленты 1500…2000 мм для транспортирования его на суда или на склад.

В некоторых случаях целесообразно перегружать руду или уголь на судно по так называемому прямому варианту без подачи их на склад.

Такой способ применен в порту Норфолк, где имеется пирс, оборудованный двумя перегружателями для погрузки угля с общей производительностью 16…20 тыс. т/ч. Комплекс перегрузочного оборудования состоит из двух вагоноопрокидывателей на два вагона каждый, системы ленточных конвейеров, двух прикордонных погрузчиков, а также вспомогательного оборудования, смесительных устройств, станций-размораживателей, весовых устройств и пр. Перегрузочные устройства снабжены электронным оборудованием для управления основными процессами выгрузки угля из вагонов, сортировки, смешивания и погрузки его на суда, а также контроле за этими операциями.

Простои большого числа вагонов и необходимость создания и обслуживания сложного железнодорожного хозяйства являются весьма существенным недостатком работы по прямому варианту и заставляют использовать в большинстве случаев варианты со стационарными складами для накопления необходимого резервного количества груза. Однако в некоторых случаях прямой вариант все же оказывается более целесообразным. Выбор варианта должен быть обоснован соответствующими технико-экономическими расчетами.

В портах, импортирующих навалочные грузы какого-либо определенного вида, способы и оборудование, применяемые для перегрузочных работ, а также типы обслуживаемых судов оказывают значительно большее влияние на схемы механизации, чем в портах экспортных. Производительность разгрузочных устройств существенно зависит от способа загрузки железнодорожного подвижного состава, используемого для отправки груза из порта. Большое значение имеет также наличие на судне различных грузов, которые недопустимо смешивать друг с другом.

На грузовых фронтах, на которых производится разгрузка судов, используют машины циклического непрерывного действия. Из машин циклического действия наибольшее распространение получили грейферные краны и грейферные перегружатели.

В недавнем прошлом основным устройством для выгрузки навалочных грузов были грейферы, подвешенные к стреле крана.

Это перегрузочное устройство имело некоторые достоинства, но и ряд недостатков, которые привели к постепенной замене его перегружателями других типов. Основным достоинством грейферных перегрузочных устройств на судах старого типа было расположение крановщика непосредственно над грейфером, что позволяло добиваться почти стопроцентного заполнения грейфера и обеспечивать тем самым высокую производительность перегружателя. В судах нового типа с широко раскрытыми люками такое расположение крановщика перестало быть необходимым - здесь достаточно хорошее наблюдение за погрузкой, которое может быть обеспечено с возвышенной точки на берегу. Существенным недостатком грейферных перегружателей с подвижной кабиной была необходимость перемещения на значительные расстояния бесполезного груза. Масса кабины составляла около 50 т, тогда как масса грейфера с грузом - всего 16 т. Грейфер весит примерно столько же, сколько и поднимаемый груз. Таким образом, для перемещения 8 т полезного груза (50% общей массы с грейфером) приходилось перемещать в 8 раз больший груз. При больших скоростях перемещений это приводило к затратам дополнительной мощности и к снижению производительности перегружателя.

В настоящее время широко используют перегружатели мостового типа в виде перемещающейся по мосту сравнительно легкой тележки, поддерживающей грейфер. В этой конструкции отношение массы грейфера в массе поднимаемого груза значительно меньше.

Так, в порту Роттердам действует перегружатель, оснащенный грейфером, поднимающим 33 т руды при общей массе с грузом 50 т. Производительность перегружателя составляет около 2500 т/ч. Подобный же перегружатель установлен в порту Фос, Франция (рис. 6.9, б).

Для совершенствования процессов выгрузки грузов из судов с использованием грейферных перегружателей разработаны меры по увеличению рабочих скоростей ма-

шин, оснащению их устройствами для предотвращения раскачивания грейферов, создания грейферов большей вместимости и универсальности, улучшения соотношения массы полезного груза и самого грейфера за счет применения сталей повышенной прочности.

Перспективным направлением развития систем для разгрузки балкеров считается использование машин непрерывного действия, которые помимо высокой производительности грузовых работ обеспечивают уменьшение пылеобразования. За рубежом разработаны и уже выпускаются промышленностью перегружатели шнекового, конвейерно-шнекового и роторно-конвейерного типов.

Наибольшее распространение получили шнековые разгрузочные машины, производительность которых достигает 1200 т/ч. Она обеспечивается специальным шнеком, который, вращаясь в сторону, противоположную вращению освовного транспортирующего шнека, обеспечивает его высокий (0,75…0,9) коэфициент заполнения (рис. 6.10, а).

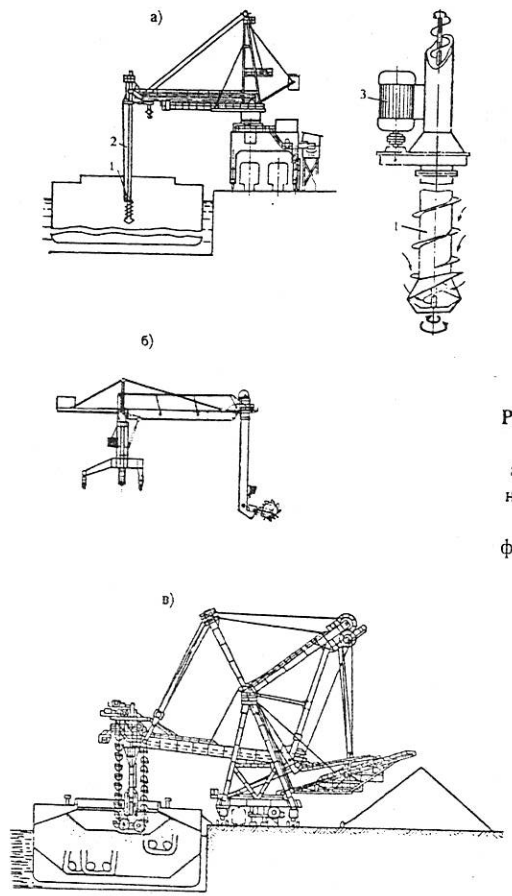


Рис. 6.10. Машины непрерывного действия для разгрузки балкеров:
а - перегружатель со шнековым заборным 1 и транспортирующими 2 органами; б - роторно-конвейерная машина фирмы "Kone"; в - многочерпаковый перегружатель непрерывного действия

Перегружатели роторно-конвейерного типа выпускаются в двух модификациях: для установки на причале и для установки на саморазгружающихся судах (рис. 6.10, б). Производительность машин при выгрузке полезной руды 2000 м³/ч, угля 3000 м³/ч.

В конструкциях роторно-конвейерных перегружателей предусмотрена изоляция и герметизация ограждающих кожухов, в результате чего уменьшены не только пыление, но также вибрационные и шумовые воздействия.

Весьма перспективны специализированные установки непрерывного действия, например, в виде черпаковых элеваторов, принимающих груз непосредственно в трюме судна и подающих его на систему конвейеров (рис. 6.10, в).

В разгрузочной машине непрерывного действия, выпущенной компанией «GEC» (Великобритания) использована лента транспортера и ковшовый элеватор, размещенный на легкой пространственной конструкции с целью снижения общей массы машины. Для извлечения слежавшегося угля нижний конец элеватора оборудован специальным устройством, подающим уголь в кожухе элеватора.

Движение ножей питателя обеспечивает разрыхление угля и его подачу к грузозахватному конвейеру (рис. 6.10, г). Управление скоростью резания производится микропроцессорным устройством, имеющим связь с приводом элеватора.

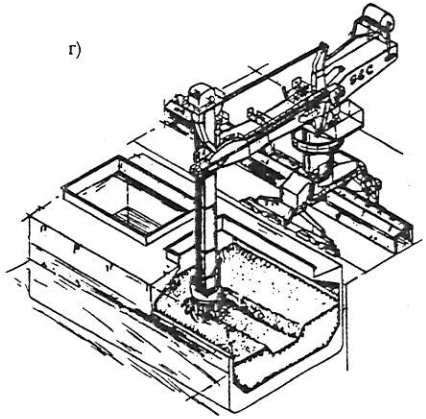


Рис. 6.10. г - машина компании «GEC» (Великобритания) с подачей 1000 т/ч

На складах должно быть предусмотрено оборудование для транспортирования грузов, подачи их в штабеля, выгрузки из штабеля и подачи на основные конвейеры.

Кроме машин общего назначения, таких как портальные грейферные краны, экскаваторы, бульдозеры и т.п., для механизации складских работ используется специализированное оборудование: штабелирующие устройства - стакеры (рис. 6.11, а) и устройства для выгрузки груза из штабеля - реклаймеры (рис. 6.11, б) - в комбинированные машины. Они имеют большую производительность, достигающую в отдельных случаях 12000 - 20000 т/ч, обладают высокими эксплуатационными качествами, простой конструкцией, надежностью в работе и небольшой стоимостью по сравнению с другими машинами подобного назначения.

Стакер состоит из тележки с механизмом передвижения и поворотной части, на которой установлено направляющее устройство. У верхней части направляющего устройства расположена воронка, через которую груз поступает на штабелирующий конвейер. В случае необходимости возможен возврат груза на основной складской конвей-

ер для перемещения по складу. Штабелирующий конвейер имеет длину 15...25 м и высоту над площадкой склада при наибольшем угле наклона (до 20°) от 5 до 15 м.

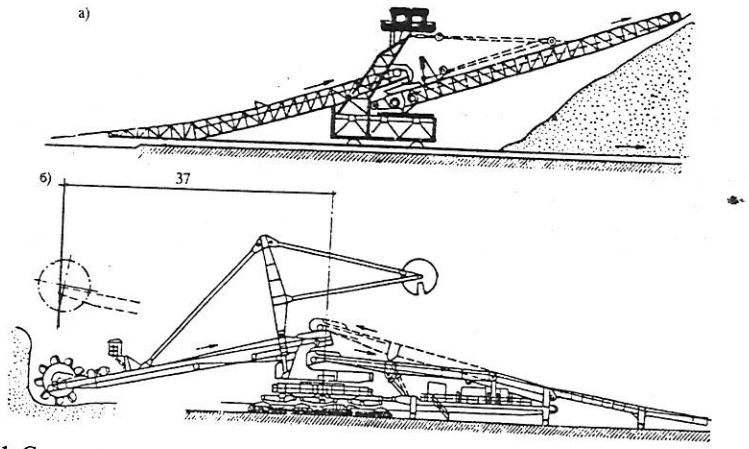


Рис. 6.11. Складские перегружатели: а - штабелер (стаккер); б - реклаймер с роторным многочерпаковым приемным устройством

Реклаймер состоит из тележки с механизмом перемещения, поворотной части, на которой смонтирована телескопическая стрела с захватным устройством лапчатого или роторного типа, и приемного конвейера. На основной складской транспортер груз передается через трубчатый питатель.

На некоторых специализированных установках при перегрузке только однородного груза на открытых складах применяют комбинированные машины – стакер-реклаймеры, которые могут как формировать штабели, так и расформировывать их.

В речных портах для перегрузки угля, руды и других подобных грузов обычно применяют крановую схему механизации как на причалах, так и в складах, где наряду с кранами используют бульдозеры (угольный причал Ульяновского порта). Краны оснащают автоматическим управлением (московский Северный порт).

Новым направлением в перевозке и перегрузке навалочных грузов является транспортирование их в виде пульпы. Соответствующие перегрузочные устройства и схема перегрузки пульпы показаны на рис. 6.12.

В настоящее время эксплуатируется пульпопроводы, по которым транспортируются каменный уголь, железная руда и рудный концентрат, меднорудный концентрат, фосфоритный концентрат, разработаны многочисленные проекты углепроводов. Многие из разработанных проектов таких транспортных систем включают перевозку морем, для чего разрабатываются специальные суда и портовые устройства для их приема как береговые, так и рейдовые, в виде одноточечного причала с ошвартованным к нему перегрузочным устройством.

Наряду с совершенствованием береговых средств механизации расширяется применение судов, оснащенных специальными механизмами и устройствами для погрузки и выгрузки навалочных грузов (рис. 6.13).

Для выгрузки из трюмов применяют грейферы, наклонные конвейеры и черпаковые подъемники, а также различные их сочетания. На борту судна устанавливают мощ-

ное портальное разгружающее устройство с грейфером (см. рис. 6.13, а). Портал передвигается по главной палубе в зоне грузовых люков. Грейфер может выходить на 6...8 м и за борт. Производительность разгружающего устройства подобных судов 1000...1500 т/ч. Постановка дополнительных подъемников и конвейеров значительно сокращает время выгрузки.

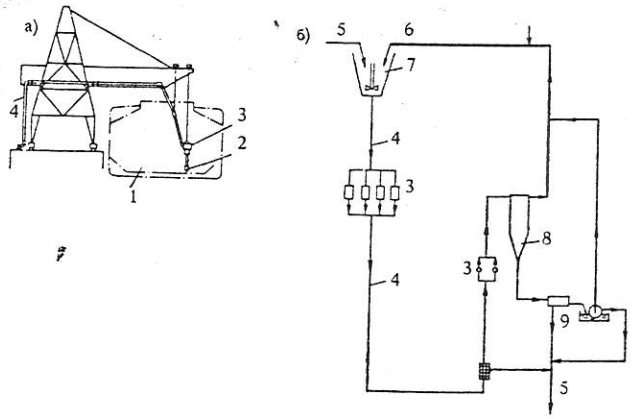


Рис. 6.12. Перегрузка пульпы: а - выгрузка из судна; б - схема транспортирования из склада в судно: 1 - пульпа; 2 - приемное устройство; 3 - насосы; 4 - трубопроводы; 5 - сухой груз; 6 - вода; 7 - приготовление пульпы; 8 - бункер; 9 - отделение жидкости

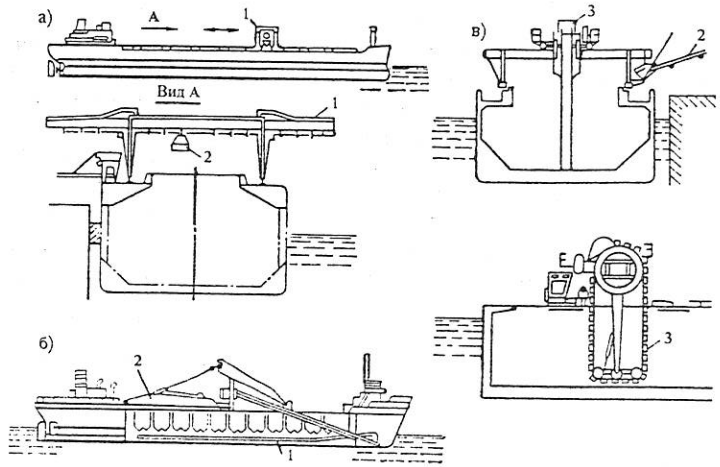


Рис. 6.13. Суда, оборудованные разгружающими устройствами: а) - в виде разгрузочного портала: 1 - портальный перегружатель; 2 - грейфер; б) - в виде конвейерных перегружателей; в) - в виде многочерпаковых перегружателей: 1 - донный конвейер; 2 - поворотный выдвижной конвейер; 3 - многочерпаковый перегружатель

Еще большей производительности удается достигнуть, используя вместо грейферов разгрузочные устройства непрерывного действия (рис. 6.13, б, в). В одном из вари-

антов у днища вдоль судна расположены один или два продольных конвейера, на которые груз попадает через загрузочные воронки, устроенные по всей длине судна. С продольных конвейеров груз поступает в приемный бункер наклонного конвейера (рис. 6.13, б), подающего его на уровень палубы, а затем по поперечным транспортерам, смонтированным на поворотных или выдвижных стрелах, в береговой приемный бункер. Производительность перегрузочных устройств таких судов может достигать 10 тыс. т/ч. В другом варианте механический черпаковый подъемник возвышается над палубой (рис. 6.13, в). Приемные устройства (ковшы) находятся у днища судна; большая часть груза поступает к ним самотеком, остальная часть подается подгребающими устройствами. Из верхней части подъемника груз поступает на горизонтальный продольный конвейер, а затем - на поперечный конвейер, выдвигаемый за борт и снабженный на конце трубчатым загрузочным устройством, которое служит для подачи груза на берег или в лихтеры. Производительность перегрузочных устройств на судах подобного типа может достигать 3…4 тыс. т/ч.

Основной недостаток рассмотренных способов разгрузки судов собственными перегрузочными устройствами заключается в необходимости перевозки мощного тяжелого оборудования, не используемого во время рейса. На речном транспорте, где расстояния перевозок менее значительны, а порты оснащены менее мощной механизацией, использование подобных судов было бы весьма целесообразно.

Высокой производительности перегрузки навалочных грузов можно добиться при их перевозке в цилиндрических контейнерах большого объема (до 320 м³). При насыпной массе груза 2,5 т/м³ вместимость контейнера диаметром 7 м, высотой 10 м, массой 80 т составляет 800 т. Для перевозки контейнеров предполагается использовать специализированные суда длиной 300 м, шириной 38 м с осадкой в полном грузу 14 м. На судно устанавливают 100 контейнеров с общей массой груза 80 тыс.т, размещая по 20 контейнеров в каждом из пяти трюмов. Для разгрузки судно ставят в узкий бассейн. По обеим сторонам бассейна предполагается прокладка подкрановых путей мощного портального перегружателя грузоподъемностью 1000 т. Перегружатель поднимает контейнер и устанавливает его в разгрузочное устройство. Контейнер разгружают путем его опрокидывания и подачи груза в бункер, из которого он поступает на ленточные конвейеры. Продолжительность цикла разгрузки контейнера с установкой порожнего контейнера обратно на судно составляет 7 мин. Для загрузки порожних контейнеров, установленных в трюмах судна, применяют высокопроизводительную конвейерную установку. Производительность перегрузочных работ при использовании подобных контейнеров может достигать 5300…7000 т/ч.

§ 22. Перегрузка зерна и других подобных мелкозернистых грузов

Зерно, а также мелкозернистые и пылевидные грузы перевозят в крытом подвижном составе, так как под воздействием влаги они изменяют свои свойства. По железной дороге их перевозят в специальных вагонах-хопперах, а также в крытых универсальных вагонах и полувагонах с укрытием синтетическими пленками и другими материалами. Морем перевозят в основном балкерами, но можно использовать и универсальные сухогрузные суда, не имеющие подпалубных пространств.

Технология перегрузки зерна и других мелкозернистых грузов на специальных портовых комплексах отличается большим разнообразием типов и конструкций используемых подъемно-транспортных машин, складов и технологических решений.

Для перегрузки зерна, а также мелкозернистых и пылевидных грузов могут быть использованы механические и пневматические перегружатели (рис. 6.14).

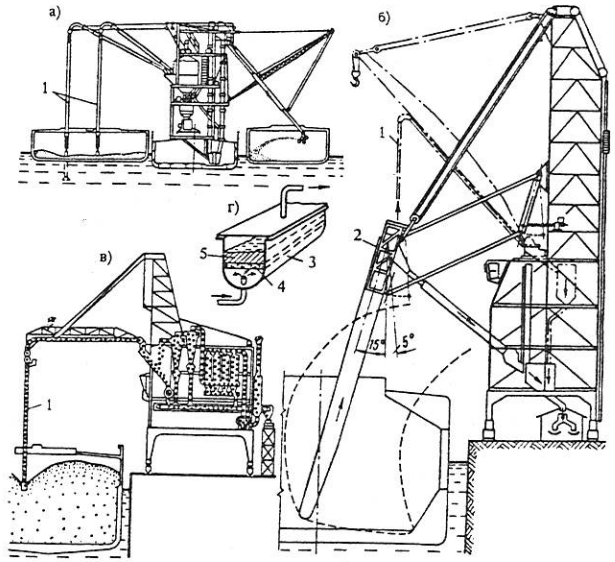


Рис. 6.14. Перегружатели для зерна и мелкозернистых грузов: а - плавучий пневматический перегружатель для зерна; б - береговой перегружатель с основным многочерпаковым приемным и зачистным пневматическим устройствами; в - пневматический береговой перегружатель для мелкозернистых грузов; г - аэрожелоб; 1 - пневматическое приемное устройство, 2 - многочерпаковое приемное устройство (нория); 3 - сжатый воздух; 4 - пористая перегородка; 5 - груз

К числу механических перегружателей относятся грейферные краны и ковшовые элеваторы в сочетании с различного типа конвейерами (см. рис. 6.14, б). Преимущество механических перегружателей перед пневматическими состоит в меньшем расходе энергии и меньшей стоимости. Крупные механические перегружатели монтируют на специальных башнях, нижняя часть которых представляет собой портал того или иного типа высотой около 10 м. Производительность крупных механических перегружателей при выгрузке мелкозернистых грузов может достигать 1000 т/ч. Для подчистки зерна в трюме судна используют пневматические устройства. Грейферные краны при перегрузке мелкозернистых грузов применять, как правило, не рекомендуется, так как при этом наблюдается значительное пылеобразование.

Пневматические перегрузочные устройства (см. рис. 6.14, а, в) надежны в работе и в большей степени удовлетворяют требованиям охраны окружающей среды. В ряде случаев оборудование крупных пневматических перегружателей, обычно монтируемое на башне или на специальном портале, дублируют, чтобы в случае аварии с одним комплектом оборудования имелась возможность не приостанавливать разгрузку судна. Производительность пневматических перегружателей достигает 500 т/ч, а иногда и несколько превосходит эту величину.

Пневматические перегружатели состоят из всасывающих устройств, приемного бункера, фильтров для улавливания пыли, загрузочных и весовых устройств, вентилято-

ров и пр. Под влиянием вакуума, который создается в системе, через сопло засасывается воздух с частицами груза. Эта смесь перемещается по всасывающей трубе до разгрузочной камеры, где скорость смеси резко снижается, при этом тяжелые частицы груза оседают на днище камеры. Через шлюзовой затвор, сохраняющий вакуум в разгрузочной камере, груз поступает на конвейер-питатель. Некоторая доля более мелких частиц попадает в последовательно установленные циклоны, где оседает, и через затворы также поступает на конвейер-питатель. Еще более мелкие пылевидные частицы груза, увлекаемые воздухом, попадают в рукавные фильтры. При включении продувочного устройства фильтры очищаются от пылевидных частиц груза, которые через шлюзовой затвор также поступают на конвейер-питатель, передающий их на основные конвейерные линии и далее в склады или на подвижной состав. Подобные перегружатели с возвратом пылевидных частиц обычно используют для погрузки глинозема и других аналогичных грузов.

При помощи комбинации механических и пневматических машин, а также конвейеров возможно создание стационарных и временных механизированных линий для погрузки зерна и других подобных грузов. В частности, такие линии оказываются целесообразными для перегрузки указанных грузов из морских судов в речные или обратно (см. рис. 6.14, в). Пневматическая установка служит для выгрузки зерна, например, из речных судов. Затем зерно поступает через разгрузочную камеру в весовой бункер и на автоматические весы. После взвешивании зерно попадает в приемный бункер нории, поднимается норией в верхний бункер, откуда по самотечной телескопической трубе может быть подано через бункер на береговой конвейер или в трюм морского судна. В разгрузочную камеру встроены пылеулавливающие устройства. При перегрузке зерна пылевидные частицы должны удаляться из системы. Подобные комбинированные схемы позволяют обеспечить высокую производительность и с успехом могут быть использованы также и в складах для зерновых и мелкозернистых грузов.

Для сильнопылящих грузов, например апатитов, в Мурманском, а также в ряде речных портов созданы автоматизированные установки с пылепоглощающими устройствами. В Мурманском порту функционирует пневмотранспортный комплекс, где апатитовый концентрат перегружается из специализированных железнодорожных вагонов в морские суда с интенсивностью 6…8 тыс. т/ч. Автоматическая шланговочная система позволяет ликвидировать потери груза и устраняет пылеобразование. Входящие в общий комплекс склады силосного типа с камерными насосами устраняет пылеобразование при прохождении груза через склад. Использование особых пылеосаждающих устройств позволяет уменьшить запыленность в трюме судна в 10-20 раз.

В Пермском речном порту раскрытие грейферов, применяемых при разгрузке апатитового концентрата, производится в специальной обеспыливающей камере.

Значительная часть сухих химических грузов перевозится без тары; способы перевозки и погрузки-выгрузки их мало отличаются от применяемых для других навалочных грузов. В то же время у химических грузов имеется ряд специфических особенностей. Во многих случаях они обладают высокой химической активностью, а поэтому оказывают вредное воздействие на суда и оборудование, используемые для их перевозки и перегрузки. Некоторые химические грузы неблагоприятно действуют на здоровье людей, в ряде случаев эти грузы требуют предохранения от осадков и других атмосферных воздействий. Отдельные виды химических грузов, например такие, как поваренная соль, обладают свойством слеживаемости. Для ее рыхления применяют механические, технические (разогревание) и взрывные способы. В условиях низких температур на-

блюдается смерзаемость навалочных грузов. Для ее устранения используют специальные размораживающие установки. Все это налагает определенные дополнительные требования на суда, перевозящие эти грузы, на перегрузочное оборудование, а также на причальные и складские сооружения.

Кроме ленточных транспортеров для перемещений рассматриваемых грузов по горизонтали используют инерционные (вибрационные) конвейеры и аэрожелоба. Перемещение груза на инерционных конвейерах происходит в результате определенно направленных колебательных (или вибрационных) движений желобов конвейера - продольных или поперечных (вертикальных), возбуждаемых механическим приводом. В аэрожелобах груз перемещается под действием собственного веса. Аэрожелоб (см. рис. 6.14, г) представляет собой закрытый сверху лоток (или трубу), разделенный пористой горизонтальной перегородкой на две части. В верхнюю часть подается груз, в нижнюю часть вентилятором подается воздух, который проникает через поры перегородки в зернистую или пылевидную массу груза и взвешивает его частицы. При этом из воздуха и частиц груза создаётся смесь, имеющая низкий коэффициент трения, в связи с чем при относительно небольшом наклоне лотка (0,03…0,05) груз перемещается со значительной скоростью. В крышке аэрожелоба предусмотрен патрубок для удаления избытка воздуха.

Конвейерные линии для зерновых и порошковых грузов, как правило, размещают в закрытых галереях, что позволяет работать при любой погоде, и устраняет опасность запыления окружающего пространства.

§ 23. Перегрузка наливных грузов

Основные виды наливных грузов, перевозимых морским транспортом, - это нефть и нефтепродукты. Для погрузки и выгрузки, как правило, используют грузовые (обычно центробежные) насосы, установленные на танкерах. Часовая производительность насосного оборудования должна соответствовать примерно 1/10 грузоподъемности танкера, чтобы на перегрузочные работы было затрачено не более 10 ч. С учетом времени на оформление документов на процесс перегрузки будет затрачено до 12 ч. Еще 4 ч требуется на балансировку судна, т.е. на заполнение части его отсеков водой с целью обеспечения необходимой мореходности судна, или на откачку балласта перед погрузкой. С учетом времени на проводку судна и некоторые другие операции (швартовка, отход) полное время пребывания нефтетанкера в порту не должно превышать 24 ч.

Необходимым условием высокой интенсивности налива (слива) нефтепродуктов в танкеры является включение в работу всей системы судовых грузовых трубопроводов, т.е. подключение всех судовых приемных патрубков, расположенных в средней части судна с одного борта. Выполнение этого требования должна обеспечивать конструкция устройств для подключения шлангов, подающих нефтепродукты, - шланговочных устройств. За последние двадцать лет в их конструкции произошли значительные изменении. Прежде применялись почти исключительно гибкие шланги. Для их изготовления используются разнообразные материалы. Для армирования применяют кордовые ткани из рейлона, найлона и терилена, а также кордовые ткани на металлической основе. Однако, несмотря на значительные достижения в изготовлении гибких шлангов, они все же оказываются сравнительно недолговечными. Значительную опасность представляют перегибы этих шлангов. В связи с этим в настоящее время гибкие шланги используют в шланговочных приспособлениях только для относительно малых судов и в качестве

плавучих трубопроводов для присоединения судовых трубопроводов к трубопроводам плавучих причалов. При этом возможно применение двух видов плавучих шлангов – постоянно-плавучих и плавуче-затопленных. Обычно применяют постоянно-плавучие шланги с полихлорвиниловыми поплавками, не впитывающими воду. Диаметр плавучих шлангов достигает 600 мм и более.

В новейших типах шланговочных устройств (стендерах) используют усовершенствованную конструкцию соединения береговых металлических трубопроводов с судовыми в виде универсального шарнира.

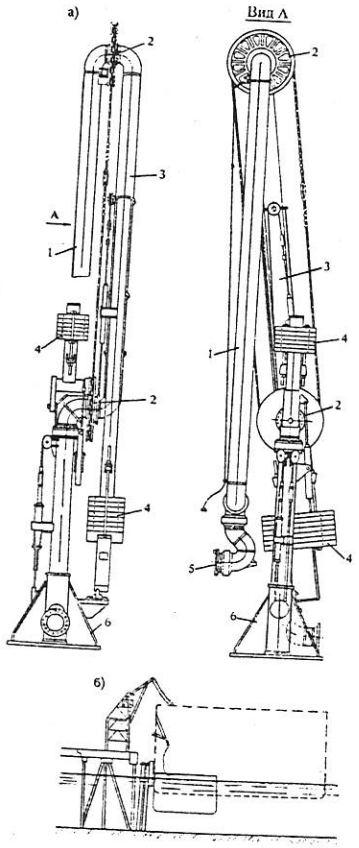


Рис. 6.15. Шланговочное устройство с жесткими патрубками (а) и опорная башня комбинированного шланговочного устройства (б):
1 - внешний патрубок; 2 - шарнир; 3 - внутренний патрубок; 4 - противовесы; 5 - стыковой патрубок для присоединения к судовым трубопроводам (с универсальным шарниром); 6 - трубчатая опора

В таких шланговочных устройствах (рис. 6.15, а) трубчатая опора, являясь частью нефтепровода, вместе с тем поддерживает шарнирно сочлененные патрубки шланговочного устройства. Внешний патрубок заканчивается концевым соединительным криволинейным трубчатым патрубком. С дополнительным сливным устройством (см. далее) шланговочное устройство этого типа может быть использовано и для перегрузки сжиженных газов. Диаметр современных шланговочных устройств для нефтепродуктов достигает 600 мм. Однако эту величину не следует рассматривать как предельную; возможно ее увеличение до 800…900 мм.

Для удобства обслуживания шланговочных устройств около них иногда размещают решетчатые башни (рис. 6.15, б). В речных портах также начинают переходить к жестким шланговочным устройствам.

При протекании нефти и нефтепродуктов по трубам и шлангам и свободном их вытекании возможно возникновение статического электрического заряда. В связи с этим для предотвращения пожара и взрыва необходимо: заземлять нефтепроводы, не допускать вытекания нефти и нефтепродуктов открытой струей. Не заполнять танки продуктами неполной перегонки (дизельным топливом) после бензина, сырой нефти или другого груза с высоким давлением паров до предварительной дегазации емкостей. Не использовать синтетических изолирующих материалов в зоне перегрузки нефти и нефтепродуктов. С этой же целью не следует допускать прохождения вытесняемой при перегрузке газовоздушной смеси

через пункты, опасные в отношении искрообразования. При возникновении пожара запрещается паро-углекислотное тушение огня. Во избежание повреждения трубопроводов в результате гидравлического удара, а также при температурном расширении нефти необходимо регулировать процесс закрытия задвижек и заполнять танки нефтепродуктами на 96…99% их объема.

Сжиженный природный газ обладает повышенной пожаро-взрывоопасностью, токсичностью, требует поддержания определенных значений давления и температуры. В связи с этим для него обычно создают специализированные перегрузочные комплексы, как правило, изолированные от других районов порта. Сжиженный природный газ перевозят в специальных танкерах-газовозах длиной в перспективе до 300 м и с минимальной осадкой 11 м и перекачивают грузовыми насосами газовоза.

Система разгрузочных устройств для сжиженного природного газа в общем случае состоит из трубопроводов, шланговочных устройств, предназначенных для работы с очень низкими температурами, и компрессора для подачи вытесняемых из береговой емкости паров в грузовые танки газовоза. Обычно используют сдвоенные трубопроводы. Благодаря этому сокращается время разгрузки газовоза (до 10 ч и менее), и увеличивается надежность системы. В периоды между заходами газовозов в порт сдвоенную систему трубопроводов легче поддерживать в рабочем состоянии путем постоянной прокачки по ним небольшого количества сжиженного газа с помощью циркуляционного насоса. При проектировании трубопроводов следует учитывать возможность возникновения в них гидравлического удара. Шланговочные устройства рассчитаны на производительность 3...5 м^3/с при вместимости газовозов от 120 до 250 тыс.м^3, соответственно. По конструкции они аналогичны обычным, но выполнены из материалов, выдерживающих очень низкие температуры. В настоящее время их диаметр не превышает 400 мм. Однако в разработке находятся шланги диаметром 610 мм. Рекомендуемая скорость перекачки по ним сниженного газа составляет около 10 м/с. Перед снятием шлангов с судна после окончания выгрузки сжиженного газа необходимо тщательно удалить из шлангов остатки жидкого газа, собирая их в специальную емкость.

Жидкие химические грузы, в отношении перегрузочных работ во многом подобны нефтепродуктам. Поэтому оборудование для их перекачки, общий порядок и организация работ по их погрузке на суда и выгрузке подобны применяемым при перегрузке нефтепродуктов. Значительные отличия свойственны химическим грузам большой вязкости, к которым могут быть отнесены расплавленная сера, перевозимая наливом, латекс и некоторые другие подобные им грузы.

Серу в расплавленном (жидком) состоянии перевозят в последние годы все чаще в связи с рядом затруднений, возникающих при перевозке и перегрузке ее навалом. Сера может быть приведена в жидкое состояние путем нагрева до температуры плюс 130°С. Поэтому соответствующие грузовые отсеки танков снабжают системой паропроводов, по которым подается перегретый пар. Оптимальная температура для перекачки серы 125…145°С. Преимущество транспортировки серы наливом состоят в упрощении и удешевлении перегрузочных операций, уменьшении потерь и исключении пыления груза.

Снижение трудоемкости при перегрузке жидкой серы может быть охарактеризовано следующими данными. Судно грузоподъемностью 10 000 т с грузом кусковой серы разгружает с помощью грейферных кранов бригада рабочих в 10 человек за 2…3 суток. Судно грузоподъемностью 16 000 т с расплавленной серой разгружается за 12 ч., причем рабочим процессом управляет 1 человек. В настоящее время темпы разгрузки

судов с жидкой серой возрастают. Для перевозки серы, особенно на далекое расстояние, применяют суда дедвейтом 30 000 т. В перспективе намечается увеличение их дедвейта.

Наряду с преимуществами, которые дает перевозка серы в жидком виде, следует отметить ее недостатки. Так, данные зарубежной практики свидетельствуют о необходимости проведения серьезных работ по повышению безопасности перевозки жидкой серы. В ряде случаев при ее перевозке и перегрузке происходили взрывы и пожары. Кроме того, необходимо учитывать интенсивную коррозию, которую может вызвать расплавленная сера в трубопроводах, резервуарах и танках судов. Это обусловливает необходимость снабжения их специальными покрытиями или изготовления их из материалов, имеющих повышенную коррозионную стойкость.

Латекс - это млечный сок каучуконосов. После сбора на плантациях его смешивает с антикоагуляторами, сгущают и в таком виде отправляют потребителям. Латекс представляет собой малоустойчивое коллоидальное вещество, обладающее способностью к коагуляции под влиянием изменения температуры, давления и других факторов. В связи с этим при его хранении, и особенно перегрузке, требуется поддержание необходимой температуры, а также соблюдение других условий, предотвращающих его расслаивание. Перегрузку латекса производят при температуре от 5 до 35°С. При этом оптимальными являются средние значения температуры. Длительное нахождение латекса при температурах, приближающихся к верхней и нижней границам этого интервала, нежелательно. При перегрузке латекса следует избегать резких колебаний давления. Необходимо также обеспечивать непрерывность движения потока латекса. Следует стремиться к уменьшению влияния всех факторов, которые могут вызвать повышение трения латекса о стенки трубопроводов, так как это способствует его коагуляции. Для достижения указанной цели обеспечивают минимальную шероховатость внутренних поверхностей труб, снабжают внутренние поверхности труб специальными покрытиями, сокращают число колен и т.д. Следует также иметь в виду, что латекс при длительном контакте с железом теряет свой нормальный цвет, что снижает его кондиции. В связи с этим внутренние поверхности резервуаров для хранения латекса снабжают покрытием из парафина, битума и т.п.

Для перекачки латекса обычно используют эжекторные насосы, пневматические устройства, а также слив самотеком. Производительность насосов для перегрузки латекса с температурой около 200°С составляет 60…100 м³/ч, при высоте подачи 20…30 м.

Кроме транспортировки наливом, латекс перевозят в контейнерах из резины вместимостью около 2 м³. В порожнем состоянии эти контейнеры занимают очень мало места. Перегрузка и перевозка контейнеров с латексом аналогичны перегрузке и перевозке других штучных грузов, хотя и требуют несколько большей осторожности. Латекс в контейнерах можно хранить в течение длительного времени на складах при соблюдении указанной выше температуры.

§ 24. Выбор схемы механизации перегрузочных работ

При проектировании портов необходимо предусматривать наиболее совершенные и эффективные способы перегрузочных работ, обеспечивающие работу порта в оптимальном режиме. Материально-техническая база, соответствующая принятой технологии перегрузочных работ, в значительной мере определяется принимаемой схемой механизации. В понятие материально-технической базы включается не только комплекс перегрузочных устройств, используемых в технологическом процессе, но также типы и

взаимное расположение сооружений, соответствующие принятым схемам механизации. При выборе схемы механизации, как правило, предусматривается выполнение всех операций с помощью взаимосвязанных машин, т.е. использование комплексной механизации. Следует стремиться обеспечить для машин, участвующих в комплексно-механизированном процессе, работу в автоматизированном режиме, т.е. реализовать комплексную автоматизацию процесса перегрузочных работ.

На некоторых промежуточных этапах возможно в качестве исключения отступление от указанных требований, но такие отступления следует рассматривать как временные, подлежащие устранению по мере подготовки условий для полной комплексной механизации и автоматизации перегрузочных работ. Применение комплексной механизации и автоматизации способствует также полной замене тяжелого физического труда рабочих работой высокопроизводительных машин.

Выбираемая схема механизации должна обеспечить требуемый уровень интенсивности обработки судов, конкретно определяемый величиной судо-часовых норм и устанавливаемый с учетом расчетных параметров морских судов, посещающих данный порт, а также перспективы развития техники в области перегрузочных работ.

Проектная судо-часовая норма определяется по формуле

$$M_{ч.с} = m_{см} \frac{(p_{кб} n_{лб} + p_{кс} n_{лс})}{24} \lambda_1 \lambda_2 \quad \text{т. судно/час,}$$

здесь $m_{см}$ - число смен в сутки; $P_{кб}$, $P_{кс}$ - проектная комплексная норма выработки грузовой линии береговой и судовой соответственно; $n_{лб}$, $n_{лс}$ - расчетное число грузовых линий береговых и судовых, соответственно; λ_1 - коэффициент, учитывающий технические перерывы, открытие люков, опускание и подъем трюмных машин, переход прикордонной береговой машины с люка на люк; $\lambda_1 = 0{,}85...0{,}9$; λ_2 - коэффициент, учитывающий снижение производительности береговых машин при числе машин больше числа люков (число машин равно числу люков: при этом $\lambda_2 = 0{,}9$; число машин равно числу люков плюс 3: $\lambda_2 = 0{,}78$).

Комплексная норма выработки грузовой машины, береговой или судовой, определяется по формуле $P_{кб(с)} = P_t \cdot t_t$ т/смену,

где p_t- производительность машины, т/час; t_t - число часов в смену.

Производительность перегрузочных машин, т/смену:
циклического (периодического) действия

$$P_M = Gn_c = 3600Gt_0 / t_c; \qquad (6.1)$$

непрерывного действия при перегрузке навалочных и насыпных грузов

$$P_M = \gamma k b^2 t_0 v / f_c \; ; \qquad (6.2)$$

непрерывного действия при перегрузке штучных грузов;

$$P_M = 3600G_0 t_0 v / \; ; \qquad (6.3)$$

где: G_0 G - соответственно, масса одного места и подъема груза, кг; n_c - число циклов машины в смену; t_c - продолжительность одного цикла, с; t_0 - оперативное (технологическое) время. т.е. время непосредственного выполнения перегрузочных операций, ч:

$$t_0 = t_1 + t_2 - t_3 \qquad (6.4)$$

t_1 - продолжительность смены; t_2 - время подготовительно-заключительных операций, ч;

t_3 - время технологических перерывов в работе, ч; ℓ - расстояние между центрами соседних мест груза на ленте конвейера, м; υ - скорость ленты конвейера, м/с; γ - коэффициент наполнения ленты конвейера; k - коэффициент, зависящий от угла естественного откоса груза и интенсивности подачи груза на ленту; b - ширина ленты, м; f - удельный погрузочный объем груза, м³/т.

Под циклом понимается комплекс операций, необходимых для подъема груза, перемещений его от места подъема к месту укладки, возвращения машины в исходное положение.

Продолжительность цикла перегрузочной машины обычно указывается в ее паспорте или может быть вычислена на основании паспортных данных о скоростях отдельных движений. В конкретных условиях работ эта величина должна быть соответствующим образом откорректирована.

Производительность ручных операций перемещения груза, т/смену:

$$P_i = n_{pi} P_{pi} t_o \; ; \qquad (6.5)$$

где P_{pi} - выработка одного рабочего на данной операции, определяемая на основании нормативов или обобщенных данных натурных наблюдений; n_{pi} - число рабочих.

Массу одного подъема груза определяют, исходя из принятой технологии, т.е. она равна произведению массы грузового места на количество мест в подъеме. При перегрузке навалочных и насыпных грузов грейферными машинами циклического действия масса одного подъема:

$$G = \Psi W / f \; ; \qquad (6.6)$$

где Ψ - коэффициент заполнения грейфера; W - вместимость грейфера, м³; f - удельный погрузочный объем груза, м³/т.

В случае если перегрузочные работы выполняются цепочкой последовательно установленных перегрузочных машин, следует говорить о производительности грузовой линии, соответствующей производительности машины, определяющей эффективность работы всей линии.

Схему механизации следует выбирать, исходя из минимальных затрат по флоту и порту, для чего выполняют специальные расчеты. При сопоставлении различных схем механизации одним из основных показателей являются удельные прямые годовые эксплуатационные расходы S, которые могут быть приближенно определены по выражению:

$$S = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5)/Q_y \qquad (6.7)$$

где S_1, S_2, S_3, S_4, S_5 - расходы, соответственно, на амортизацию, текущий ремонт, электроэнергию, топливо и смазку, рабочую силу с учетом начислений; Q_y - годовой грузооборот по данному виду груза.

Для определения величин, входящих в эту формулу, в конкретных условиях проектирования приходится производить специальные расчеты, однако приближенно значения S_1 и S_2 можно оценить в % стоимости соответствующих перегрузочных устройств и сооружений:

	S_1	S_2
для подъемно-транспортного оборудования	5-15	3
для портовых причальных и оградительных сооружений	2-3	1

Расходы на электроэнергию, а также топливо и смазку для предварительных расчетов принимаются как доля от удельных прямых эксплуатационных расходов (4-6% S - стоимость электроэнергии и 1-3% S - стоимость топлива и смазки). В связи с этим при определении можно предварительно найти $S=(S_1+S_2)/Q_y$, а затем вычислить $(S_1+S_2+S_3+S_4)/Q_y \approx (1{,}05...1{,}09)S$.

Удельные расходы на зарплату портовых рабочих S_5/Q_y можно определить из выражения:

$$\frac{S_5}{Q_y} = \frac{(1+m)\delta_1 e_c n T_y}{Q_y}\delta_2. \qquad (6.8)$$

где m - коэффициент доплат и начислений к зарплате, который в среднем может быть принят равным 0,5; δ_1 - коэффициент, учитывающий районную надбавку; при отсутствии специальных указаний δ_1=1; e_c - тарифная сменная ставка рабочего-сдельщика (в зависимости от рода груза); n - число рабочих-сдельщиков, занятых в обслуживании грузовой линии; T_y - продолжительность переработки годового грузооборота Q_y в днях; δ_2 - коэффициент, учитывающий заработную плату обслуживающего персонала, равный 1,15...1,25.

При сопоставлении вариантов необходимо также учитывать полные эксплуатационные расходы, включающие, кроме прямых эксплуатационных расходов, и дополнительные расходы (экономию) на содержание транспортного флота на стоянках в портах, а также на эксплуатацию портовых сооружений.

Выполнение этих расчетов в полном объеме производят методами, излагаемыми в специальной литературе. При этом особыми расчетами учитывают: а) повышение производительности труда работников порта, занятых на погрузочно-разгрузочных работах; б) экономию валюты на фрахтовке иностранного тоннажа; в) сокращение простоев железнодорожных вагонов и автомобилей.

ГЛАВА 7
СКЛАДСКОЕ ОБОРУДОВАНИЕ ПОРТА, УСТРОЙСТВА ДЛЯ ОБСЛУЖИВАНИЯ ПАССАЖИРОВ И ДРУГИЕ ЗДАНИЯ НА ТЕРРИТОРИИ ПОРТА

§ 24. Портовые склады, их виды и назначение

Вследствие разнообразных причин: сезонности сельскохозяйственных грузов, перерывов в навигации в зимний период и т.п. - поступление грузов в порт и их отправка из порта происходят неравномерно. Интенсивность грузовых работ при современных крупнотоннажных судах очень велика и, как правило, требует предварительного накопления грузов. В ряде случаев грузы после поступления в порт рассортировывают и комплектуют, иногда переупаковывают и отбирают из них пробы. Экспортно-импортные грузы могут быть подвергнуты таможенному досмотру. Большую часть этих операций следует выполнять в складских условиях. Все это обусловливает необходимость устройства в порту закрытых и открытых складов.

Портовые склады представляют собой важный элемент портового хозяйства, обеспечивающий хранение грузов, защиту их от повреждений и подготовку для дальнейшего следования. Они должны удовлетворять следующим требованиям: а) иметь вместимость, достаточную для хранения грузов заданных видов в количестве, обеспечивающем бесперебойную работу обслуживающих причалов; б) иметь устройства и оборудование для обеспечения сохранности грузов, соответствующие правилам противопожарной безопасности, техники безопасности и производственной санитарии; в) обеспечивать высокоэффективную работу складских перегрузочных устройств, транспортного и другого оборудования; г) обеспечивать своим расположением кратчайшие пути перемещения грузов между причалами, подъездными путями и местом хранения грузов; д) иметь покрытия полов и межэтажные перекрытия с прочностью, достаточной для восприятия заданных и перспективных нагрузок от складируемых грузов, транспортирующих и перегрузочных устройств; е) иметь весовое хозяйство и специальный инвентарь (подкладки, распорки), соответствующие свойствам складируемых грузов и выполняемым операциям; ж) иметь помещения для хранения инвентаря, санитарно-бытовые и конторские помещения; з) быть оборудованными противопожарными средствами, а для особо опасных грузов - автоматическими системами для гашения пожаров; и) иметь телефонную связь.

На тип и конструкцию склада влияют вид груза, направление перевозок, продолжительность его хранения, особенности операций, выполняемых в складе, размеры территории, на которой его возводят, и материалы, из которых его сооружают.

Специализация складов по видам грузов необходима в связи с тем, что многие грузы имеют специфические физико-химические свойства, требующие особых условий хранения, а в ряде случаев не допускающие совместного хранения их с другими видами грузов. Специализация по видам грузов особенно целесообразна при поступлении грузов большими партиями.

При наличии большого количества грузов, следующих в определенных направлениях, целесообразна специализация складов по направлениям с выделением складов или их частей для экспортных, импортных, каботажных и транзитных грузов.

Для краткосрочного хранения грузов в портах создают транзитные склады. Их используют для хранения грузов, выгруженных из судов и подлежащих срочной отправке получателям, а также грузов, подлежащих срочной погрузке на суда. Обычно транзитные склады располагают у кордонов. Для долгосрочного хранения грузов в порту создают тыловые склады и резервные складские площадки. Тыловые склады, как правило, используют для накопления грузов к началу навигации или к моменту прибытия судна, чтобы не задерживать его загрузку, при необходимости укомплектования партии экспортного груза, а также для хранения импортных неразнаряженных грузов.

Обычно стремятся по возможности сократить срок хранения грузов в портах. В связи с этим основным типом портового склада является транзитный склад. При особо благоприятных условиях оказывается возможным отказаться от хранения груза и обеспечить отправку его по так называемому прямому варианту, т.е. из судна прямо на сухопутный транспорт или обратно.

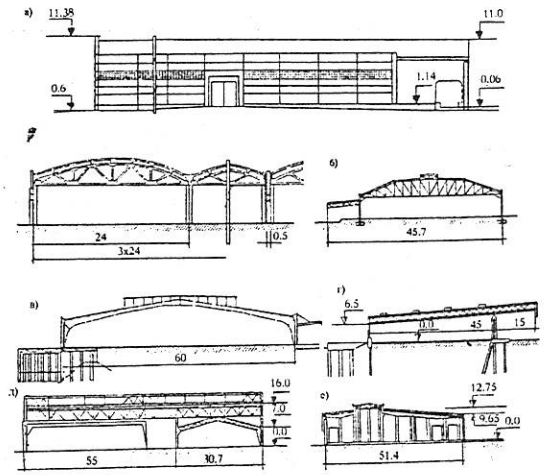


Рис. 7.1. Одноэтажные склады: а) - типовой из сборного железобетона (фасад и поперечный разрез - перпендикулярно кордону); б) - с перекрытием в виде сквозных стальных ферм; в) - с металлическими рамами сплошной конструкции; г) - с перекрытием в виде консольной фермы из облегченных трубчатых элементов; д) - с раскрывающейся (сдвигаемой в поперечном направлении) крышей из металла; е) - с раскрывающейся (сдвигаемой в продольном направлении) крышей из железобетона (в центральной части склада)

Конструкция современного склада обычно тесно увязывается с технологическим процессом перегрузки и применяемой при этом внутрискладской механизацией. Наилучшим типом прикордонного склада, допускающим широкое применение комплексной механизации, является одноэтажный склад (рис. 7.1). Однако, учитывая стесненность территории в существующих, в иногда и во вновь сооружаемых портах, нередко приходится строить двухэтажные и многоэтажные склады (рис. 7.2). Широко применяются типизированные конструкции одноэтажных и многоэтажных складов из сборного железобетона (рис. 7.1, а; 7.2, а).

Полезную высоту одноэтажных складов (от пола до низа несущих конструкций) в случае использования автопогрузчиков, автомобилей и других средств так называемого напольного транспорта обычно принимают равной 6...8 м. В случае использования внутри склада кранов его полезную высоту устанавливают с учетом максимальной высоты складирования груза, характеристик крана и грузозахватных устройств. Высота специализированных складов достигает 12...15 м.

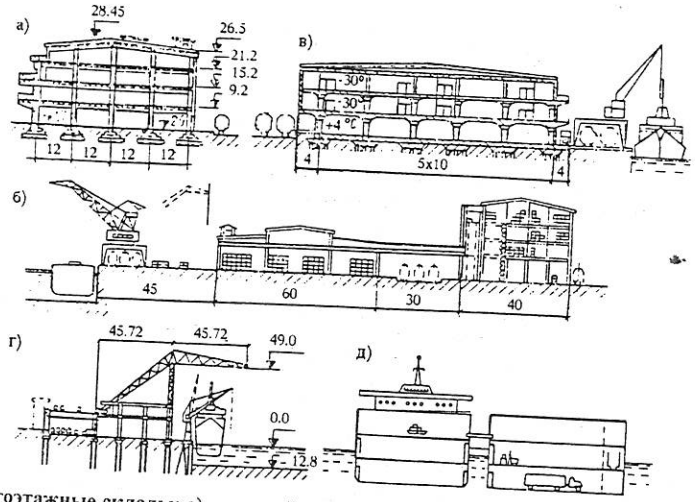


Рис. 7.2. Многоэтажные склады: а) - типовой из сборного железобетона; б) комплекс из прикордонного одноэтажного и тылового многоэтажного складов; в) - склад-холодильник; г) - крытый причал-склад; д) - плавучий причал-склад

Высота первого этажа многоэтажного склада обычно принимается из тех же соображений, что и высота одноэтажного склада, а высота остальных этажей - не менее 4,5 м.

Длина одноэтажных складов, как правило, соответствует длине обслуживаемых судов или кратной ей величине. По соображениям пожарной безопасности длинные склады разбивают на отсеки несгораемыми (бетонными или кирпичными) поперечными стенами - так называемыми брандмауэрами.

Для улучшения условий загрузки и разгрузки вагонов и автомобилей пол склада иногда располагают выше поверхности территории, а снаружи у стен склада устраивают высокие платформы-рампы.

Для въезда в склад в этом случае используют пандусы (наклонные съезды). Так как рампы усложняют въезд в склад автомобилей и автопогрузчиков, в последнее время устраивают только тыловую рампу, придавая полу склада уклон в сторону причала порядка 1…1,5%.

Автопогрузчики и автомобили въезжают в склад через специальные проемы в боковых и торцовых стенах. Эти проемы закрывают воротами. Ворота могут быть сделаны откатными или, что значительно удобнее в эксплуатации, шторными с механическим приводом и дистанционным управлением. Ширину ворот обычно принимают не менее 4,8 м, высоту в первом этаже - не менее 5,4 м.

В двух и многоэтажных складах прикордонного типа на каждом этаже, начиная со второго, устраивают открытые балконы-площадки, на которые груз подается с помощью прикордонных кранов, а в крышах склада предусматривают люки. В некоторых случаях для удобства механизированной подачи груза в склад и выгрузки его из склада проектируют раскрывающиеся крыши. При этом необходимо принимать меры для предотвращения повреждения груза атмосферными осадками.

Оборудование складов должно выполнять две основные операции: транспортирование и штабелирование. Процессы транспортирования и штабелирования тесно

взаимосвязаны и во многих случаях выполняются одними и теми же агрегатами. Для внутрискладского транспортирования грузов используют автопогрузчики, конвейеры, элеваторы, а в многоэтажных складах - лифты, самотечные спусковые устройства и другое оборудование. Для штабелирования грузов обычно применяют автопогрузчики или штабелирующие устройства.

Автопогрузчики с вилочным захватом являются основным типом машин безрельсовой системы оборудования портовых складов. Они служат одновременно для транспортирования и штабелирования грузов. Вилки перемещаются в вертикальных направляющих, которые могут механическим путем отклоняться назад на 12…15° для создания устойчивости груза при движении тележки, а также несколько наклоняться вперед для облегчения разгрузки некоторых штучных грузов (бочки, рулоны, крупные ящики и т.п.) (рис.7.3, а). Высота подъема вилок обычно равна 2,5…3,5 м, но может достигать до 5 м и более, причем в нижнем положении вилки доходят до уровня пола. Скорость подъема вилок обычно равна 6…10 м/мин., а скорость спуска примерно на 30% выше скорости подъема. Автопогрузчик, работая с грузовыми местами, укладываемыми на подкладках, позволяет полностью механизировать внутрискладские работы. Для специальных целей взамен вилок могут быть поставлены различной формы подъемные захваты. Заменяя вилочный захват стрелой, можно использовать автопогрузчик в качестве автокрана с неповоротной стрелой (рис. 7.3, б).

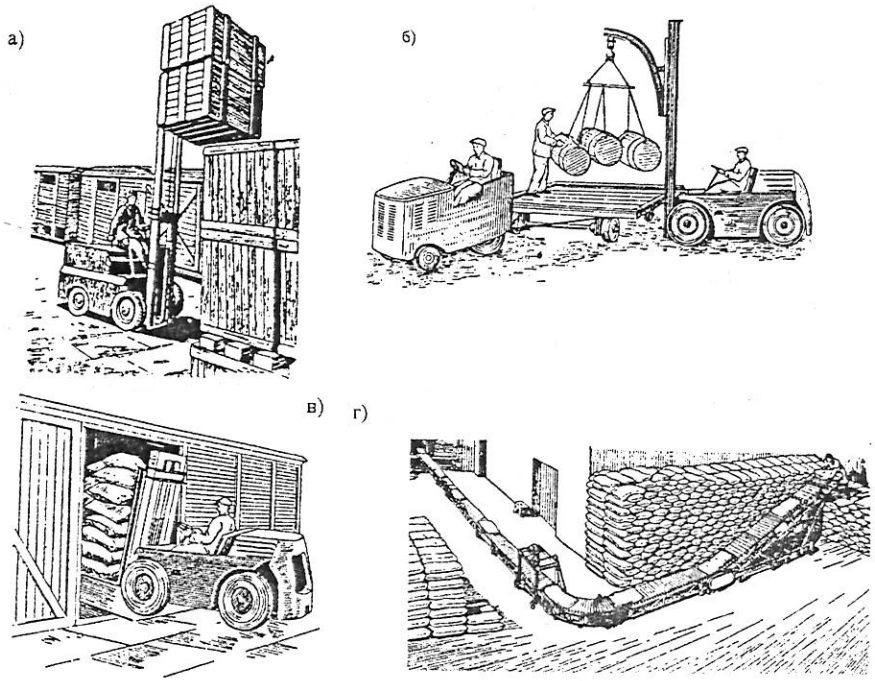


Рис. 7.3. Перегрузочное оборудование: а) - автопогрузчик с вилочным захватом; б) - автопогрузчик, в котором вилочный захват заменен стрелой; в) - автопогрузчик, доставляющий груз в вагон; г) - транспортерная система оборудования складов

Автопогрузчики малой грузоподъемности (примерно до 1 т) могут доставлять груз непосредственно в вагон, въезжая внутрь него (рис. 7.3, в), а в случае отсутствия рампы подавать груз с пола склада в дверь вагона.

Являясь универсальными машинами, автопогрузчики вместе с тем представляют собой тяжелые и дорогие агрегаты, использование которых для транспортирования на большие расстояния (примерно свыше 150…200 м) становиться неэффективным. В таких случаях более выгодно применять комбинированную систему, осуществляя транспортирование груза, уложенного на площадке в пакет, тягачами с прицепами или самоходными тележками, а штабелирование – автопогрузчиками. В этом случае взамен автопогрузчика может быть использован для штабелирования также безрельсовый кран.

Тягачи в состоянии передвигать по хорошему пути состав тележек весом 10…15 т. Применение тягачей с составом позволяет сокращать количество самоходных тележек, однако тягачи с составами требуют значительно большего радиуса кривых, чем самоходные тележки. Грузоподъемность автопогрузчиков, самоходных тележек и прицепов тягачей должна соответствовать грузоподъемности прикордонных кранов и в связи с этим выбирается обычно в размере 1,5…3 т для крытых складов и 3…5 т, для открытых складов, предназначенных для тяжеловесных грузов. Эксплуатационная скорость перемещения для предварительных расчетов, берется при работе внутри склада около 4…6 км/ч и при роботе вне склада 6…8 км/ч.

Транспортерная система оборудования складов осуществляется установкой передвижных и стационарных конвейеров или же их комбинацией. В случае применения передвижных или переносных транспортеров каждая линия их составляется из ряда звеньев, образующих непрерывную цепь, по которой идет поток грузов от железнодорожного вагона или причального фронта к штабелю или обратно (рис. 7.3, г). По мере необходимости линия транспортеров может укорачиваться или удлиняться и располагаться в плане по различным направлениям.

Современные склады в основном сооружают из железобетона и металла. Железобетонные склады могут быть из сборного (см. рис. 7.1, а) или реже монолитного железобетона. Из монолитного железобетона иногда выполняют сводчатые, купольные, рамные и балочные перекрытия.

Нередко сооружают склады комбинированной конструкции: нижний этаж из железобетона, верхний облегченной конструкции из металла. Применение сборного предварительно напряженного железобетона позволяет сократить сроки строительства.

Металлические рамы складов могут иметь решетчатую и сплошную конструкцию (см. рис. 7.1, б, в).

В последние годы стремятся заменить тяжелые конструкции каркасов складов из металлических портальных рам более легкими решетчатыми конструкциями, применяя при этом рациональные (например, трубчатые) профили элементов и коррозионно-стойкие материалы (см. рис. 7,1, г).

При увеличении перекрываемых пролетов существенную часть нагрузок, передающихся на перекрытие складов, составляет их собственный вес. В связи с этим может оказаться целесообразным использование легких металлов. Имеются примеры складов с решетчатой рамой, выполненной из стали и алюминиевых сплавов. Алюминиевые сплавы используются в той части конструкции, где вес имеет особенно существенное значение. В алюминиевый сплав добавляют кремний, магний и хром. Таким путем обеспечивают высокую прочность сплава и хорошую сопротивляемость его коррозии. Прочность сплава приближается к прочности стали, но модуль упругости его значительно

меньше. В связи с этим повышение жесткости перекрытия достигают конструктивными мероприятиями. Кровлю склада при этом выполняют из гофрированного алюминия. Часть крыши покрывают кровлей из гофрированного прозрачного пластика.

В качестве кровли складов используют также гофрированную сталь. В некоторых случаях для той же цели применяют гофрированный асбестоцемент, который обеспечивает лучшую теплоизоляцию и практически не требует ухода, выгодно отличаясь этим от стали. Однако высокая хрупкость несколько ограничивает его применение.

Деревянные склады в последние годы почти не строят. Можно привести только отдельные примеры использования дерева для изготовления рам каркасов, складов облегченной конструкции. При этом обшивка стен каркасов может быть выполнена из гофрированной стали или алюминия, который значительно лучше, чем сталь, сопротивляется коррозионным воздействиям.

Конструкция фундамента складов зависит от грунтовых условий. В большинстве случаев грунты в портах имеют невысокую несущую способность, и поэтому приходится использовать сваи. Часто при близком расположении складов к линии кордона опорные конструкции причалов и складов совмещают.

Иногда склады размещают в подводной части причалов, придавая им форму коробчатой конструкции. При этом необходимо обеспечивать их высококачественную гидроизоляцию.

Полы складов могут иметь монолитную, сборную и сборно-монолитную конструкцию из бетона или железобетонных плит с покрытием из асфальта, синтетических материалов и пр. В отдельных случаях можно обойтись и без защитного покрытия, обеспечивая необходимую стойкость основной конструкции пола.

При наличии грузопотоков с большим коэффициентом неравномерности, в частности сезонных, иногда нецелесообразно назначать вместимость складов, исходя из максимального грузооборота. В этом случае используют облегченные временные укрытия для грузов – навесы. Устройство этих укрытий, разумеется, не исключает необходимости строительства более капитальных складов, особенно если грузы требуют предохранения от неблагоприятных атмосферных, в частности температурных, воздействий.

К навесам предъявляют следующие требования: а) короткие сроки возведения; б) низкая стоимость; в) возможность перенесения на другое место и многократного использования.

При строительстве навесов облегченной конструкции используют хлопчатобумажную ткань типа парусного брезента, стальные тросы оцинкованные, стальные трубы конструкционные. Для сооружения таких навесов могут быть применены подручные и ранее использованные материалы, например, стальные тросы с судов и портовых механизмов.

Размеры навеса устанавливают, исходя из заданного количества груза. При этом следует учитывать оптимальные условия работы всей конструкции. При необходимости перекрытия больших площадей желательно использовать несколько одинаковых покрытий.

Покрытия могут иметь седлообразную (параболоид) и грибовидную форму, можно также использовать купольные покрытия круглой и эллиптической формы. Устойчивость покрытия обеспечивается натяжением тросов в двух направлениях. Иногда удачное решение можно получить, используя надувные покрытия.

§ 25. Склады для штучных грузов и лесоматериалов

Штучные грузы некоторых видов, особенно в надежной упаковке и в контейнерах, могут храниться на открытых площадках. Штучные грузы, требующие закрытого хранения, обычно хранят в закрытых складах общего назначения, рассмотренных ранее.

Удачной является конструкция одноэтажного склада для штучных грузов (рис. 7.1, а). Здесь предварительно напряженные железобетонные фермы расположены вдоль склада. Это позволяет в случае необходимости увеличивать ширину его на нужное число стандартных пролетов. Кроме того, увеличение размера пролета до 24 м улучшает условия транспортирования грузов внутри склада. Для удобства укладки тяжеловесов применяют склады с раскрывающейся крышей.

Например, в порту Антверпен для хранения продукции металлургической промышленности построен склад такой конструкции, состоящий из двух частей (см. рис. 7.1, д): прикордонной шириной 54 м с раскрывающейся крышей и тыловой шириной 30,2 м со стационарной крышей. Прикордонная часть склада по длине имеет 10 пролетов шириной по 30 м, каждый из которых перекрыт двухскатной передвижной крышей с пролетом 28 м. На время производства грузовых работ передвижная крыша сдвигается по специальным направляющим фермам в тыл причала. Внутри прикордоного склада установлены два мостовых перегружателя с пролетом 40 м и грузоподъемностью 10 т. В конструкции передвижной крыши широко использованы алюминиевые элементы, что позволило значительно снизить ее вес и мощность приводных механизмов.

При ограниченной территории порта для хранения штучных грузов строят многоэтажные склады (рис. 7.2).

Имеется типовая конструкция четырехэтажного склада с сеткой трубчатых железобетонных колонн 12 х 12 м (см. рис. 7.2, а). Ширина склада около 65 м, длина 123 м. Междуэтажные перекрытия выполнены из сборно-монолитного железобетона. При строительстве такого склада предусмотрено использование предварительно напряженного железобетона.

При сопоставлении вариантов одноэтажного и многоэтажного склада следует иметь в виду, что стоимость склада, отнесенная к 1 т груза, при одноэтажных складах оказывается более низкой. Кроме того, что еще более существенно, снижается стоимость перегрузки, транспортирования и хранения грузов. В некоторых случаях целесообразно сочетание одноэтажных транзитных складов у кордона с многоэтажными в тылу. Склады первой и второй линий могут быть соединены крытой галереей (см. рис. 7.2, б).

В отличие от обычных транзитных склады-холодильники, как правило, возводят многоэтажными (рис. 7.2, в), чтобы по возможности уменьшить нагревание помещения и избежать повышенного притока тепла внутрь здания.

Примером склада-холодильника с удачной компоновкой и целесообразной конструкцией может служить склад в порту Саутгемптон. Склад имеет длину 62,5 м, ширину 45 м, высоту 18 м. В складе четыре основных этажа. Нижний этаж без охлаждения служит для приема грузов, подаваемых по железной дороге и автомобильным транспортом. Остальные три этажа оснащены холодильными установкам. Количество одновременно хранимых охлажденных грузов 7000 т. Каркас и перекрытия железобетонные. Наружные стены толщиной 0,23 м, выполнены из кирпича с теплоизоляционным слоем толщиной 0,2 м, из пробки. Кровля двухслойная; верхний слой из бетонных плит, нижний (на расстоянии 1,8 м от верхнего) из асбестовых листов. Второй этаж разделен

на шесть отдельных помещений размером примерно 24х18 м и высотой 3 м. Все двери деревянные с пробковой изоляцией.

Грузы, поступающие в склады-холодильники, обычно требуют тщательной сортировки. Хранение их в высоких штабелях не допустимо. В связи с этим вместимость холодильников обычно используется в меньшей степени, чем вместимость других складов. Значительные затруднения вызывает обычно и механизация перегрузочных и транспортных процессов в холодильниках.

Для продуктов питания и фруктов, требующих поддержания определенного температурно-влажностного режима, сооружают склады с кондиционированием воздуха. Например, в складах для бананов постоянно поддерживается температура от плюс 4 до плюс 12°С, при влажности воздуха 80…85%. Специальный перегружатель позволяет избежать повреждения фруктов при выполнении перегрузочных работ.

Во многих портах с неблагоприятными метеорологическими условиями возникает необходимость в защите грузов при перегрузке от осадков, нагрева, солнца и других атмосферных воздействий. Влага, взаимодействуя с грузами некоторых видов, вызывает опасные явления: самовозгорания, выделение вредных газов, коррозию конструкций причалов. Проблема борьбы с воздействием влаги в значительной мере устраняется при использовании специальных покрытий над люками судов, не мешающих проведению перегрузочных работ. Возможно также использование и разного вида перекрытий на пути следования груза от судна до склада. В некоторых случаях могут быть использованы навесы над рампой у склада, а также над прилегающими к ней участками автомобильной или железной дороги. В некоторых случаях целесообразно строительство крытых причалов-сладов (рис. 7.2, г). Подобные причалы построены в Индии, Новой Зеландии, Швеции, Франции, США и других странах.

Следует отметить, что способ перегрузки с использованием крытых причалов до настоящего времени не получил достаточного технико-экономического обоснования. Стоимость крытых причалов примерно в 2 раза выше стоимости обычных причалов. В то же время перекрытия над причалами защищают грузы от неблагоприятных атмосферных воздействий, предохраняют их от загрязнения и порчи, создают нормальные условия для работы, облегчают комплексную механизацию перегрузочных работ.

В некоторых случаях возможно использование облегченных пластиковых покрытий вантового типа над целыми бассейнами. Опорами покрытия являются расположенные на причалах мачты с прикрепленными к ним оттяжками – вантами.

При ограниченной территории порта могут создаваться плавучие причалы-склады (см. рис. 7.2, д), которые могут быть установлены на акватории или вблизи от берега, соединяясь с ним.

Контейнеры обычно хранят на открытых складских площадках, на подкладках или без них в зависимости от нагрузки, допускаемой на покрытие территории склада, и способов захвата контейнеров перегрузочными и транспортирующими устройствами. Между контейнерами должны быть оставлены свободные полосы, размеры которых также зависят от используемых перегрузочных средств. Конструкцию покрытия территории складских площадок назначают, исходя из нагрузок, передаваемых на покрытие при хранении, перегрузке и перевозке контейнеров.

Для открытого хранения контейнеров обычно требуются площади большой ширины (400...600 м) (рис. 7.4, а), во многих случаях отсутствующие в существующих портах. Для лучшего использования территории, особенно в условиях ее дефицита и высокой стоимости, применяются системы автоматизированных многоэтажных складов

для хранения контейнеров (рис. 7.4, б). Иногда первые этажи этих складов используются для комплектации контейнеров, верхние - для хранения. Склады снабжены подъемниками. Перемещение контейнеров регулируется ЭВМ. Перемещение контейнеров между судном и складом и между складами производится конвейерными линиями. Предполагается, что склады этого типа смогут принимать за 1 ч более 100 контейнеров массой 30 т каждый.

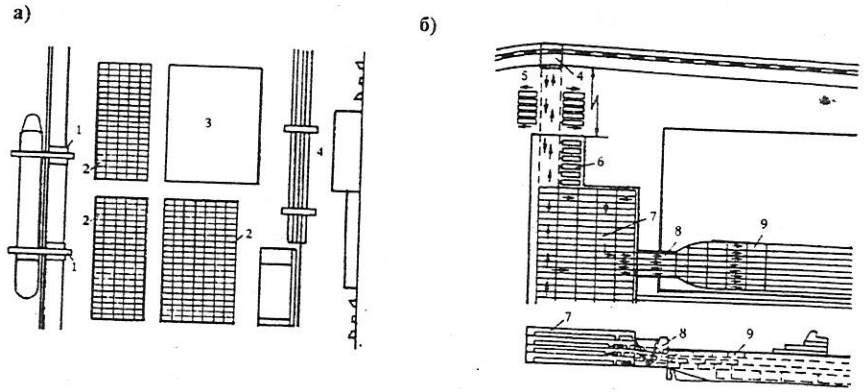


Рис. 7.4. Склады для контейнеров: а) - с открытыми складскими площадками; б) - крытый автоматизированный; 1 - береговой контейнерный перегружатель; 2 - штабеля контейнеров; 3 - крытый склад для комплектации контейнеров; 4 - зона приемки и отправления контейнеров сухопутным транспортом; 5 - зона сортировки контейнеров; 6 - зона комплектации контейнеров; 7 - многоэтажный склад для контейнеров; 8 - автоматизированный конвейер для погрузки-разгрузки судов; 9 - судно-контейнеровоз

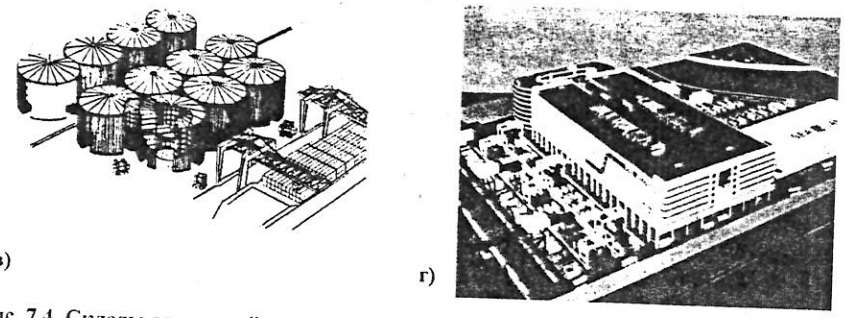


Рис. 7.4. Склады для контейнеров: в) - стеллажный склад для контейнеров; г) - многоэтажный склад в порту Сянган

Европейскими фирмами разработана конструкция 12-ти ярусного склада длиной 300 м, шириной 60 м и высотой 44 м, с подъемником для установки-снятия контейнеров и с конвейерной системой для транспортировки к складу и из него. Разработаны также варианты доставки контейнеров на стеллажный склад с помощью трейлеров и тягачей, а также для прямого варианта перемещения контейнеров причальным перегружателем непосредственно на склад. В ФРГ был разработан проект стеллажного склада башенного типа вместимостью 100...200 контейнеров (рис. 7.4, в). Нидерландской компанией

«K.Landers» разработана конструкция стеллажного склада размерами 221х90 м вместимостью 3300 шт. «сорокафутовых» контейнеров, перемещающихся с помощью гидравлических мостовых штабелеров.

Многоярусные склады по проекту фирм ФРГ построены в Сянгане (рис. 7.4, г).

Лесоматериалы в основном хранят на открытых площадках, в некоторых портах круглый лес хранят на воде (рис. 7.5).

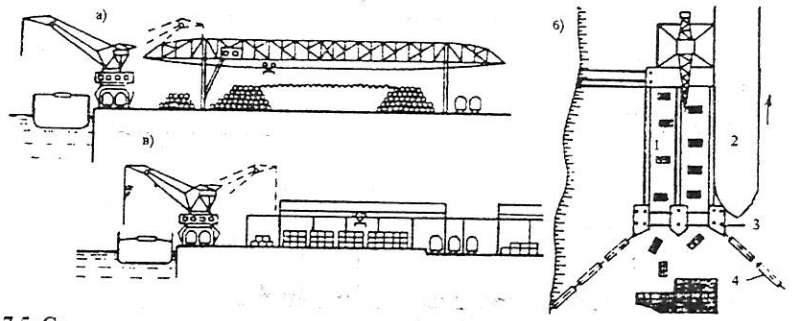


Рис. 7.5. Склады для круглого леса и пиломатериалов: а) - для круглого леса береговой; б) - то же, на акватории; в) - для пиломатериалов; 1 - плоты; 2 - судно; 3 - направляющие и перегрузочные устройства; 4 - боны запани

Для разных сортов лесных грузов принимают соответствующие формы штабелей. Сухой круглый лес укладывают в рядовые штабели, в клетку или с расположением между рядами поперечных прокладок. Сырой круглый лес для устранения интенсивного высыхания укладывают в плотные штабели без прокладок.

Ширина штабеля зависит от максимальной длины бревна. Между штабелями оставляют проходы шириной не менее 1 м. Между группами штабелей устраивают разрывы шириной не менее 5 м. Короткий лес укладывают в клетки, штабели или кучи. При хранении леса в кучах ухудшается его проветривание. Кроме того, такая укладка затрудняет его разработку и опасна из-за возможности обвалов.

Пиленый лес обычно укладывают в штабели на фундаментах или подкладках. Наибольшее распространение в портах получили штабели плотной продольной конструкции. Доски располагают сплошным настилом параллельно друг другу. Для устойчивости штабеля через каждые пять-восемь рядов размещают поперечные прокладки из тех же досок. Пакеты также укладывают в штабели плотной конструкции с прокладками для возможности захвата их перегрузочными устройствами. При использовании штабелирующих устройств допускается складирование пиломатериалов в штабели высотой до 10 м. Иногда пиломатериалы хранят в штабелях высотой до 12 м, имеющих квадратную форму, с размером стороны квадрата, равным длине доски. Между группами штабелей устраиваются продольные и поперечные проезды шириной 10 м (рис. 7.6).

Для предохранения от воздействия атмосферных осадков штабели закрывают щитами или защищают специальными навесами. Так, в порту Находка для пиломатериалов устроены навесы длиной 144 м и шириной от 60 до 84 м. Для погрузочно-разгрузочных операций используют мостовые краны грузоподъемностью 5 и 10 т, перемещаемые по подкрановым балкам. Мостовые краны могут передвигаться по открытой эста-

каде, выходя при этом из-под навеса в сторону кордона. Таким образом, обеспечивается передача пакетов в зону действия береговых кранов.

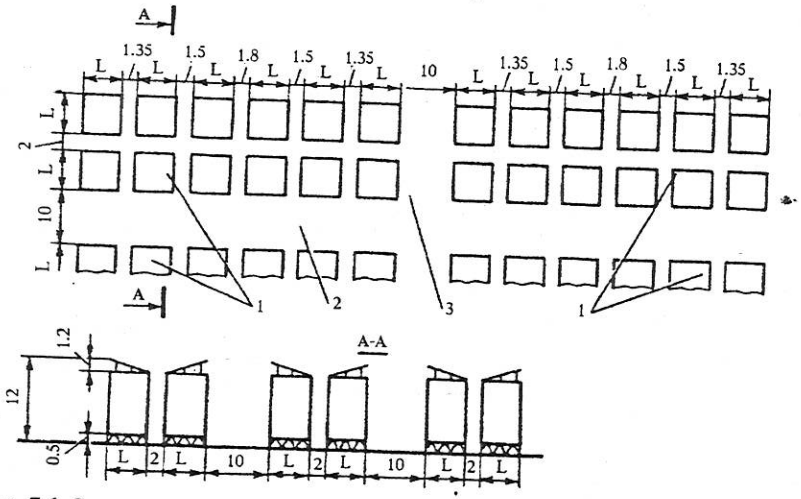


Рис. 7.6. Схемы расположения штабелей на складе леса: 1 - группы штабелей (секции); 2 - продольный проезд; 3 - поперечный проезд

Прибывающие в порт железнодорожные вагоны с пиломатериалами сортируют в предпортовом парке, а затем передают на соответствующие разгрузочные пути. Разгрузка вагонов производиться мостовыми кранами. Пакеты с пиломатериалами повышенной влажности расформировываются специальной машиной в штабели для сушки. После естественной сушки пиломатериалы подают в сортировочно-торцовочное отделение, где их перебирают и сортируют механизированным способом. Доски при необходимости торцуют. После этого пиломатериалы формируют в плотные пакеты и падают под навесы первой линии, где они хранятся до погрузки на суда.

Наиболее ценные сорта пиломатериалов, а также изделия деревообрабатывающей промышленности хранят в закрытых складах. Размеры складов, разрывов и проездов в них устанавливают в соответствии с правилами противопожарной безопасности.

§ 26. Склады для навалочных грузов

Для хранения навалочных грузов используют как открытые, так и закрытые склады. Навалочные грузы отдельных видов обладают свойствами слеживаемости или самовозгорания, некоторые грузы боятся влаги. Это необходимо учитывать при назначении способа хранения грузов и выбора типа склада. Из-за большой пропускной способности причалов для навалочных грузов для них требуется обычно очень значительная вместимость складов. При определении вместимости складов следует учитывать возможные перебои в доставке навалочных грузов, сезонность работы порта и работ в месте их добычи. Вместимость складов для руды и угля обычно достигает трех-шестимесячного запаса.

Компоновка складов для навалочных грузов в значительной степени зависит от применяемых видов складского перегрузочного оборудования. Первоначально эти склады обслуживали мостовыми перегружателями или кранами (рис. 7.7, а - б), которые использовали также для разгрузки и загрузки судов. При этом ширину склада приходилось ограничивать. В дальнейшем для обеспечения более эффективного использования перегрузочных устройств и увеличения ширины склада стали применять комбинированные схемы механизации. В этих схемах для разгрузки судов применяли установленные на кордоне грейферные краны, а в складах использовали такие же краны второй и третьей линии или мостовые перегружатели. Дальнейшее совершенствование работы открытых складов привело к созданию специализированных комплексов складских перегрузочных устройств, включающих машины, забирающие груз из штабелей и подающие его на конвейеры (реклаймеры), штабелирующие машины (стаккеры), а также разветвленные конвейерные линии, что позволило резко увеличить ширину, а следовательно, и вместимость складов и повысить интенсивность складских перегрузочных работ.

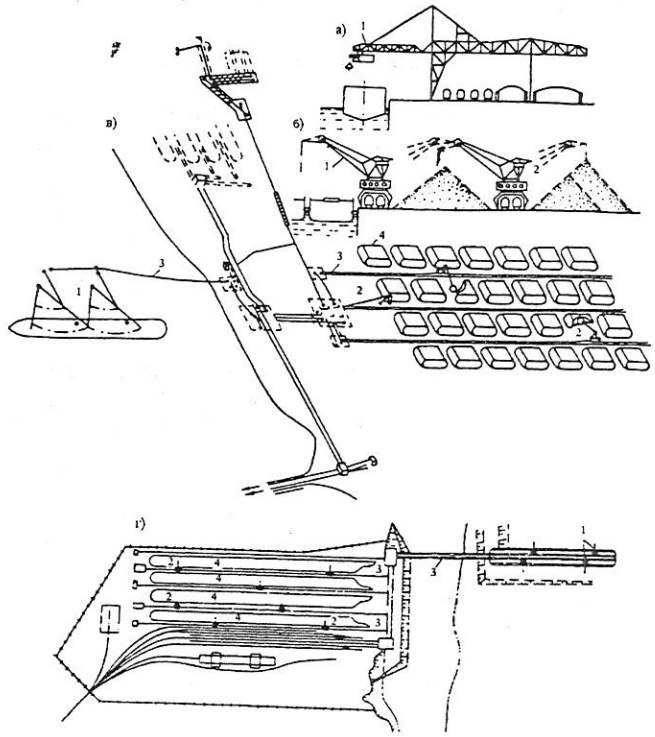


Рис. 7.7. Склады для хранения навалочных грузов: а) обслуживаемый мостовыми перегружателями; б) - обслуживаемый портальными кранами; в) - для руды в порту Тубаран (Бразилия); г) - для угля в порту Восточный (Россия); 1 - береговые погрузочно-разгрузочные устройства; 2 - складские перегружатели; 3 - конвейерные линии; 4 - штабели

Хранение навалочных грузов различных видов имеет свои особенности.

Уголь хранят в штабелях на специально устроенных открытых площадках. При ограниченной площади штабели ограждают стенками или заглубляют. Для каждой марки и класса угля, а также для угольной смеси устраивают отдельные штабели. Уголь раз-

деляют на две основные группы. В первую группу входят антрацит и уголь, устойчивый в отношении самовозгорания, во вторую - угли средней устойчивости и неустойчивые. Высота штабелей угля обычно ограничивается только возможностями подъемно-транспортных средств, однако при хранении углей второй группы требуется их послойная отсыпка и уплотнение. Если эти условия не соблюдаются, то высота штабелей угля ограничивается для углей средней устойчивости 4 м, а для неустойчивых 2 м. При кратковременном хранении углей высота штабеля может быть повышена соответственно до 8…10 и 3…4 м.

Для предотвращения нагревания и самовозгорания углей принимают следующие меры:

а) длинную сторону штабелей стремятся расположить вдоль господствующего направления ветров, а откос с подветренной стороны делают более пологим;

б) ограничивают высоту сбрасывания угля для устранения его дробления;

в) уголь смачивают 5…10 процентным раствором извести;

г) в основании штабелей укладывают водопроводную сеть в целях подачи воды для охлаждения, разогревающегося угля.

На складах углей второй группы должны быть предусмотрены специальные площадки для охлаждения разогревающегося угля площадью 5% основной складской площади. Расстояние штабелей угля от оси железнодорожных и подкрановых рельсов не должно быть менее 2 м. Штабель располагают не ближе 1,5 м от кромки проезжей автомобильной дороги.

Противопожарные разрывы между штабелями должны быть не меньше 6 м. Расстояние от штабелей до сгораемых зданий должно быть более 20 м, а до складов горюче-смазочных материалов, лесных и штучных грузов более 60 м.

Склады для угля или руды часто располагают вблизи от причальной линии. При отсутствии здесь необходимых площадей рациональным может считаться решение, принятое в порту Тубаран (Бразилия) и у нас в порту Восточный, где грузы, прибывающие по железной дороге, разгружают из вагонов при помощи вагоноопрокидывателей и подают в склад по системе конвейерных линий (рис. 7.7, в - г). К расположенным на пирсе причалам грузы поступают из склада по конвейерным линиям, которые загружаются складскими перегрузочными машинами.

Высота штабелирования руды и ее концентратов, соли, гравия и других подобных материалов зависит только от допускаемой нагрузки на территорию и возможностей средств механизации. Склады для руды отличаются очень высокими временными распределенными нагрузками, достигающими в отдельных случаях 200, 300 кПа и более. В связи с этим основные штабели стараются отнести дальше от причала.

Некоторые особенно ценные виды руды и концентрата требуют закрытого хранения.

Для исключения пылеобразования на территории портов, перерабатывающих уголь и руду, сокращения потерь груза при открытых способах переработки ведутся разработки по применению полностью закрытых способов перегрузки упомянутых грузов. На рисунке 7.8 приведена схема угольного терминала с использованием в качестве складов закрытых емкостей. Выгрузка и погрузка судов осуществляются с помощью специализированной береговой установки, связанной с системой конвейеров. Выдача грузов осуществляется через подъемные конвейеры, размещенные под складами. Терминал полностью автоматизирован. Часовая производительность составляет 4000 т. При этом расчетные равномерно распределенные нагрузки на территорию от емкостей диаметром

21...22 м, высотой 60…70 м и вместимостью 12000…13000 т не превышают значений, допускаемых нормами, т.е. 200…300 кПа. Удельные затраты при сооружении подобных складов могут быть ниже удельных затрат при сооружении закрытых складов общепринятой конструкции арочного типа.

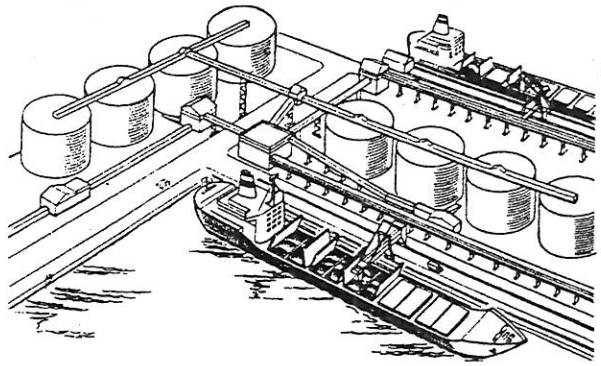


Рис. 7.8. Угольный терминал с закрытыми складами: 1 - закрытая емкость; 2 - береговая перегрузочная установка; 3 - закрытые конвейры

На складах руды обычно производят доведение ее до определенной кондиции, сортировку, смешивание различных сортов, подсушку, а в зимнее время размораживание. Часть этих операций приходится выполнять и в складах угля.

Такие навалочные грузы как сахар-сырец, калийная соль, бокситы, глинозем и многие другие также требуют закрытого хранение. Для них нередко используют облегченные склады-навесы. Груз обычно подают в склад по транспортёрной линии, расположенной вдоль его конька, а выгружают при помощи транспортеров, проложенных вдоль склада, у пола, а иногда и под ним (в галереях).

Пылящие навалочные грузы (например, глинозем, цемент) складируются в силосных хранилищах. Груз поступает по транспортерной линии к распределительному бункеру, снабженному выпускными отверстиями, через которые он попадает в аэро-желоба, подающие груз во все силосы.

Иногда для хранения глинозема и других подобных грузов используют резервуары большого диаметра, подобные по конструкции хранилищам для жидких грузов (рис. 7.9, а), или закрытые склады с облегченными навесами (рис. 7.9, б).

Для хранения зерна россыпью обычно используют силосные элеваторы (рис. 7.10, а, б), состоящие из большого числа силосных ячеек и рабочей башни, в которой располагается аппаратура для управления работой всех конвейерных линий, погрузочных и разгрузочных устройств, обеспыливающих установок и оборудования, используемого для повышения качества зерна, проходящего через склад. Вместимость подобных зернохранилищ обычно составляет 50…100 тыс. т. Вместимость отдельных силосов может превышать 1000 т. Высота рабочей башни составляет 60-70 м и более. В некоторых случаях для хранения зерна россыпью используют обычные закрытые склады, оснащенные специальными перегрузочными машинами и другим оборудованием для обработки и сортировки зерна.

Взвешивание навалочных грузов на складах может производиться крановыми, транспортерными, бункерными, вагонными весами, а также весами сбрасывающих ус-

тройств. Для грузов ценных видов применяется особо точные способы взвешивания: с точностью, превышающей +0,25%.

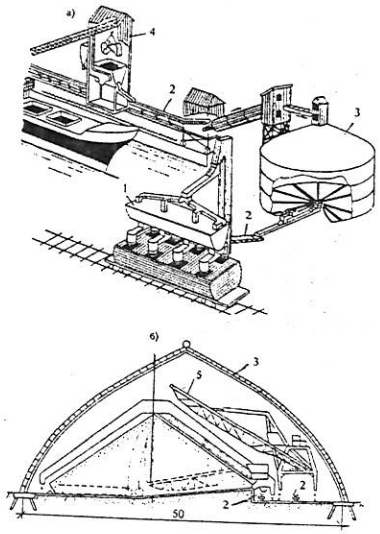


Рис. 7.9. Закрытые склады для навалочных грузов: а) - в виде резервуара; б) - с облегченным навесом; 1 - устройство для выгрузки из вагонов; 2 - конвейер; 3 - склад; 4 - устройство для выгрузки из судов; 5 - складской перегружатель

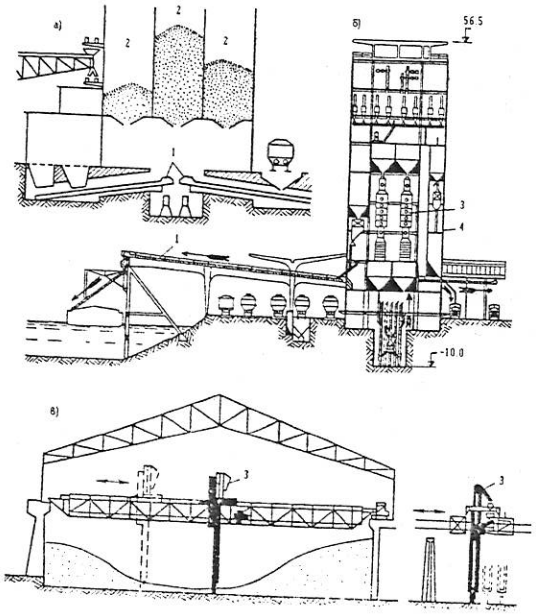


Рис. 7.10. Зернохранилища: а) - разрез по силосным ячейкам; б) - разрез по рабочей башне; в) - одноэтажный склад для зерна (поперечный и продольный разрезы); 1 - конвейеры; 2 - силосные ячейки с зерном; 3 - складские перегружатели; 4 - рабочая башня

Большая пропускная способность причалов и складов для навалочных грузов требует широкого использования автоматизации и централизации управления всеми основными процессами с использованием электронно-вычислительных устройств.

§ 27. Склады для наливных грузов

Тип и размеры складов для наливных грузов зависят от вида грузов, их физико-химических свойств, типа и размеров, перевозящих грузы судов, способов доставки грузов в порт от места добычи (переработки) или способов отправки их потребителям.

Нефть и нефтепродукты хранят в специальных резервуарах наземного или подземного типов, которые должны удовлетворять следующим требованиям: быть непроницаемыми и удобными для постоянного контроля за состоянием конструкции, допускать быстрое восстановление нарушений непроницаемости; быть долговечными; не подвергаться разрушению под воздействием хранимой жидкости и внешней среды. В зависимости от вида нефтепродуктов различают резервуары: а) светлых нефтепродуктов; б) темных нефтепродуктов; в) масел.

Нефтесклады оборудуют системами нефтепроводов, соединяющих резервуары с загрузочными устройствами на причалах и магистральными трубопроводами. Обычно резервуары возводятся из стали или предварительно напряженного железобетона.

Выбор материала, из которого изготавливаются резервуары, зависит от рода хранимого груза и его транспортных характеристик. Условия строительства, т.е. размеры строительной площадки, виды грунтов, на которых сооружаются резервуарные парки, также определяют конструкцию и материал, выбираемый для изготовления резервуара.

Стальные резервуары для низкого избыточного давления (1,96 кПа) в настоящее время сооружают вертикального (рис. 7.11) или траншейного (рис. 7.12) типов. Стальные резервуары бывают различной вместимости (от 100 до 100 тыс.м^3). В зависимости от вместимости резервуары изготавливают различной конструкции. Резервуары вместимостью до 30 тыс.м^3 сооружают из рулонных заготовок, изготавливаемых в за-

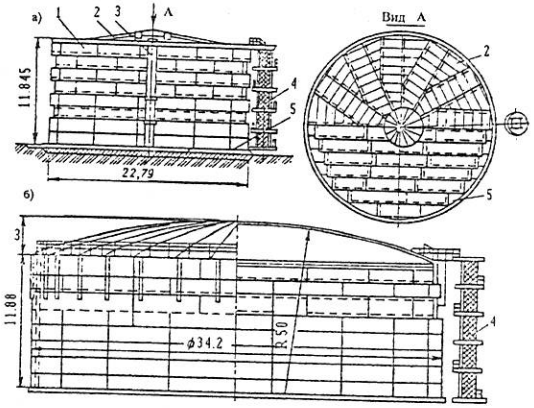


Рис. 7.11. Вертикальные стальные цилиндрические резервуары из рулонных заготовок: а) - со щитовой кровлей; б) - со сферическим перекрытием; 1 - корпус (6-10 мм); 2 - щитовое покрытие (2,5 мм); 3 - опорная стойка; 4 - лестница; 5 - днище; 6 - сферическое перекрытие

водских условиях и разворачиваемых на строительных площадках на заранее построенном фундаменте. Резервуары вместимостью до 50 тыс. м³ перекрываются щитовой кровлей, опирающейся на центральную стойку из трубы (рис.7.11, а). Резервуары большей вместимости сооружают со сферическим покрытием без опорной стойки (рис. 7.11, б). Резервуары вместимостью 50 и 100 тыс. м³ обычно монтируют из отдельных листов. Для уменьшения потерь хранимого в резервуаре продукта от испарения, поверхность жидкости закрывают круглой плавучей мембраной - понтоном. Покрытие резервуара имеет вид сферического купола из сборных секторных щитов.

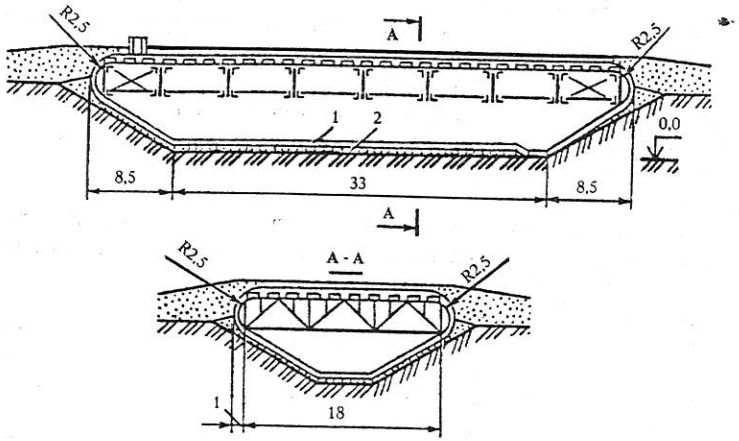


Рис. 7.12. Резервуар траншейного типа: 1 - металлическая оболочка (4 мм); 2 - песчано-битумное (гидрофобное) основание (100 мм)

Железобетонные резервуары выполняют из сборных предварительно напряженных железобетонных унифицированных элементов заводского изготовления. Конструкция резервуара после окончания монтажа и омоноличивания стыков напрягается навивкой на стены высокопрочной проволочной арматуры, защищаемой от коррозии торкретированием. Покрытие делается плоским; для повышения герметичности покрытия его поверхность заливается водой слоем 10 см.

Для длительного хранения нефтепродуктов устраивают траншейные резервуары, имеющие ограждающие стенки в виде стальной оболочки, и стальные фермы перекрытий (рис. 7.12). Для хранения нефтепродуктов с высоким давлением насыщенных паров 0,01…0,07 МПа применяют стальные резервуары шарового типа. Наземные резервуары или их группы ограждают траншеей и валом высотой не менее 1 м, чтобы нефтепродукты, вылившиеся из резервуаров при аварии, не распространялись на большую территорию.

В связи с большой пропускной способностью современных нефтепричалов суммарная вместимость их резервуарного парка иногда превышает 1 млн. т.

Чтобы не занимать чрезмерно больших площадей, приходится увеличивать вместимость резервуаров. Имеются примеры резервуаров для сырой нефти вместимостью 100 тыс. м³, изготовленных из листовой высокопрочной стали. Диаметр этих резервуаров составляет примерно 80 м, высота 20 м, толщина стенок в нижней части 40 мм, в верхней 9,5 мм. В связи с тем что нефть и нефтепродукты являются пожароопасными

и в известной мере взрывоопасными грузами, между нефтебазой и промышленными предприятиями, а также жилыми кварталами устанавливают определенные минимальные расстояния, находящиеся в пределах 40…200 м в зависимости от категорий нефтепродуктов. Также регламентируют минимальные расстояния между наземными резервуарами и прочими зданиями и сооружениями нефтебазы. Для подземных резервуаров эти расстояния могут быть приняты значительно (обычно в 2 раза) меньшими.

Темные нефтепродукты с высокой вязкостью (битум, гудроны, мазуты) хранят в заглубленных железобетонных резервуарах цилиндрической или прямоугольной формы, железобетонные резервуары не подвержены коррозии, поэтому их можно закапывать в грунт, благодаря чему уменьшается пожароопасность и площадь застройки резервуарного парка, обеспечиваются благоприятные условия для сохранения температуры хранимого продукта и для снижения испарения. Подземный склад нефтеналивных грузов приведен на рис. 7.13.

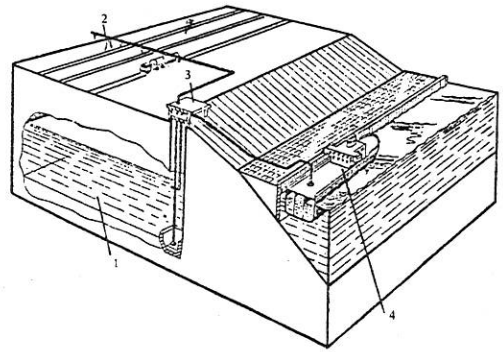


Рис. 7.13. Подземное хранилище нефтеналивных грузов: 1 - подземная емкость; 2 - эстакада погрузки автонефтегазовозов; 3 - насосная станция; 4 - нефтеналивное судно

При благоприятных местных условиях для сырой нефти могут быть использованы подземные хранилища, например, выработанные шахты с обработанной в случае необходимости поверхностью их стен.

В районе нефтехранилищ располагают специальные противопожарные устройства.

Сжиженные газы при атмосферном давлении имеют температуру минус 180°С. Для уменьшения температуры сжижения до минус 40..50°С газ подвергают избыточному давлению. Хранилища для сжиженных газов имеют ряд особенностей. В качестве примера рассмотрим хранилище сжиженного газа в Гаврском порту, состоящее из нескольких резервуаров. Вместимость каждого резервуара 12 тыс. м³, диаметр 25 м, высота 30 м. Резервуар состоит из двух металлических оболочек. Внутренняя оболочка изготовлена из стали с содержанием 9% никеля. Между оболочками помещена теплоизоляция. Дно плоское, изолировано слоем стеклянной ваты толщиной 1 м. Вертикальные поверхности изолированы перлитом. Для устранения конденсации влаги в пространство между оболочками накачивается под небольшим давлением азот.

Возможны и другие конструкции резервуаров для сжиженных газов, например, с наружными стенками из обычного или предварительно напряженного железобетона. При этом внутренние стенки могут быть выполнены из стали с содержанием никеля около 9%, а также из предварительно напряженного железобетона.

Резервуары для сжиженного газа оснащают оборудованием, обеспечивающим их безопасную работу: измерителями давления, предохранительными клапанами, аварийными устройствами и сигнализацией.

Номенклатура наливных грузов, перегружаемых в портах, все расширяется. Некоторые виды этих грузов требуют соблюдения условий хранения. Так, расплавленная сера требует наличия в резервуаре для ее хранения специальных устройств, поддерживающих заданную температуру, латекс требует покрытия внутренней поверхности резервуара парафином или другим нейтральным веществом и т.п.

Наряду с резервуарами обычной конструкции в последние годы все большее распространение получают подводные и плавучие резервуары (рис. 7.14). Подводный резервуар может иметь форму, изображенную на (рис. 7.14, а). Верхняя часть его уменьшена в диаметре, что снижает волновое воздействие на него. Иногда подводные резервуары могут быть размещены внутри причальных или оградительных сооружений. В этом случае (рис. 7.14, б) волновые воздействия на них уменьшают созданием перфорации в наружной стенке. Плавучие резервуары (рис. 7.14, в) часто имеют форму цилиндра, установленного вертикально на якорях. У резервуаров для хранения нефти обычно не устраивают днище, так как нефть, будучи более легкой по сравнению с водой, не смешивается с ней, а при откачке наружное гидростатическое давление уравновешивается изнутри давлением заполняющей резервуар воды.

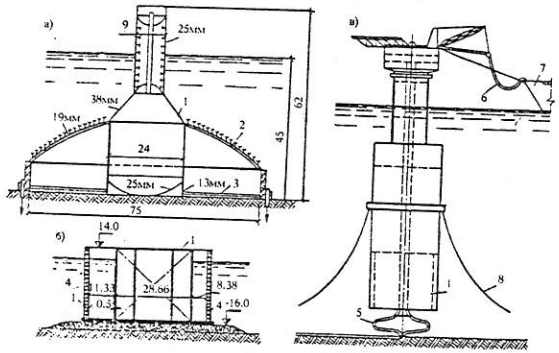


Рис. 7.14. Подводные и плавучие резервуары для хранения нефти: а) - подводный резервуар с уширенной нижней частью без днища; б) - резервуар в оградительном сооружении; в) - плавучий резервуар; 1 - резервуар; 2 - опорная конструкция; 3 - труба диаметром 0,6 м; 4 - наружные перфорированные стенки мола; 5 - подводящие трубопроводы; 6 - шланговочные устройства; 7 - судно; 8 - якорные тросы

§ 28. Определение вместимости и площади складов

Способы определения вместимости складов зависят от типа складов (краткосрочного и долгосрочного хранения или совмещенные) и видов грузов. Далее в основном излагаются расчеты, относящиеся к складам краткосрочного хранения для штучных грузов. Для других видов грузов общий метод расчета сохраняется, но коэффициенты в формулах будут иными. Для складов долгосрочного хранения не существует нормированных методов определений их вместимости. Обычно вместимость таких складов назначается кратной месячному грузообороту обслуживаемых причалов, например, равной трех-четырех месячному грузообороту.

В соответствии с нормами технологического проектирования морских портов минимальная вместимость склада краткосрочного хранения для одного причала E_{min}, тонн, определяется с учетом обеспечения погрузки или разгрузки одного судна:

$$E_{min} = K_1 D_c + e_1 , \qquad (7.1)$$

где K_1- коэффициент сложности исходящего грузопотока, учитывающий необходимое превышение наличного количества груза в связи с требованиями рациональной загрузки судна и возможным несоответствием груза и судна по портам назначения; этот коэффициент принимается для однородного груза в пределах K_1=1...1,3, для смешанного K_1=1,3...1,6, для навалочных грузов значение K_1 зависит от числа сортов (марок) груза, а также от числа причалов с одинаковой технологической специализацией; при перегрузке навалочных грузов по прямому варианту при достаточном обосновании значение K_1 может быть принято меньше единицы, для входящего грузопотока этот коэффициент равен единице; D_c- чистая грузоподъемность, т, расчетного судна при перевозке соответствующих грузов, принимаемому по наибольшему из расчетных судов, обслуживаемых данным причалом; e_1 - запас вместимости на несовпадение во времени обработки судов и подвижного состава, подвозящего груз в порт или увозящего его из порта, определяемый как произведение проектной суточной пропускной способности причала по наибольшему судну на норму запаса, выраженную в сутках. В зависимости от равномерности подхода судов и работы смежных видов транспорта норма запаса изменяется в пределах 1…6 сут. При равномерной работе железнодорожного транспорта, не зависящей от режима подхода судов (основной случай работы железнодорожного транспорта и флота), норма запаса при равномерном подходе судов принимается равной 2 сут, а при нерегулярном судоходстве - 4 сут. Во всех случаях запас вместимости складов следует принимать не более $1,5D_c$.

Общую вместимость группы складов E_g, т, для нескольких причалов n_w одинаковой специализации определяют по выражению

$$E_g = K_g \sum_{i=1}^{n_w} E_{min} + e_2 , \qquad (7.2)$$

где K_g - коэффициент, учитывающий несовпадение во времени скопления наибольших остатков грузов на причалах данной группы; его значение при двух причалах принимается равным 0,9, при трех причалах - 0,8 и при числе причалов более трех – 0,75; e_2 - запас вместимости, т, для учета задержки с отправкой грузов, не готовых по коммерческим причинам; его значение следует принимать в пределах 15…25% общей вместимости складов для экспортных грузов и 5…10% общей вместимости для сладов импортных грузов; для навалочных грузов и всех видов грузов малого каботажа запасом e_2 пренебрегают.

Потребную вместимость складов распределяют между закрытыми складами и открытыми складскими площадками. Для экспортно-импортных штучных грузов от 70 до 95% вместимости должно приходиться на закрытые склады. Из общего количества каботажных грузов требуют закрытого хранения 60…80%. Из общего количества металлических изделий и оборудования, снабженных упаковкой, предохраняющей их от повреждений, требуют закрытого хранения только 5…20%.

Необходимая полезная площадь складов может быть определена по формуле

$$П = \frac{E_g}{K_и q} \qquad (7.3)$$

где $K_и$ - коэффициент использования полезной площади складов для непосредственного хранения грузов. Полезная площадь склада получается вычитанием из общей площади склада площадей, используемых для размещения административно-конторских, технических и бытовых помещений, стационарного оборудования, железнодорожных и подкрановых путей, автомобильных дорог и строительных конструкций. Значение $K_и$ зависит от однородности грузов, ширины и этажности складов; его принимают в пределах от 0,5 до 0,75, большие значения принимают для более однородных грузов и одноэтажных складов большой ширины; q - расчетная эксплуатационная нагрузка, Па, зависящая от вида груза; ее значение принимают в пределах 15...20 кПа для одноэтажных складов и первых этажей многоэтажных складов и 10...14 кПа для многоэтажных складов, кроме первых этажей. Значение временной нагрузки для расчета перекрытий принимают с учетом возможных перегрузок для одноэтажных складов и первых этажей многоэтажных складов равным 40 кПа, для многоэтажных складов, кроме первых этажей, - 20 кПа.

§ 29. Морские вокзалы и другие портовые здания

Здания, входящие в состав портового комплекса, по назначению могут быть разделены на три основные группы: 1) основного производственного назначения; 2) подсобного производственного и обслуживающего назначения; 3) вспомогательного назначения. Кроме того, иногда выделяют в отдельные группы объекты комплексного обслуживания транспортных судов, а также жилые здания и объекты культурно-бытового назначения в районе жилого массива.

К зданиям основного производственного назначения относят склады (см. ранее) и пассажирские морские вокзалы и павильоны.

К зданиям подсобного производственного назначения могут быть отнесены ремонтные мастерские, гаражи автомобилей и погрузчиков, зарядные станции, центральный материальный склад порта, инвентарные склады грузовых районов.

К зданиям обслуживающего назначения относят административно-конторские здания, здания и помещения для обслуживания рабочих, учебные помещения, здравпункты, здания охраны порта.

В группу зданий вспомогательного назначения обычно включают здания, в которых размещаются объекты энергетического хозяйства, транспорта и связи, водоснабжения, канализации, теплофикации и пр.

Это деление, разумеется, условное. Многие здания в портах являются блоками помещений различного назначения и принадлежат одновременно к первой и второй группам (например, здание склада с бытовыми помещениями и столовой) или ко второй и третьей группам (например, здание трансформаторной подстанции, сблокированной с помещением для обогрева и санузлом).

Для обеспечения наибольшего удобства деятельности различных служб порта и объектов комплексного обслуживания транспортных судов их рекомендуется блокировать в зданиях со следующими условными наименованиями: «портоуправление» (управление порта, капитан порта, таможня и пр.), «оперативный корпус» (главная диспетчерская порта, лоцманская служба, агентства «Инфлот», «Трансфлот», инспекция портнадзора и пр.), «службы района», «службы механизации», «мастерские», «морской вокзал», «поликлиника», «ВОХР» (военизированная охрана, проходная, бюро пропусков).

Соответственно роду деятельности служб, располагаемых в этих блоках, рекомендуется размещать портоуправление и поликлинику в предпортовой зоне; оперативный корпус, мастерские, ВОХР - в зоне общепортовых объектов, службы района и механизации - в производственной зоне грузовых районов порта; морской вокзал - в зоне пассажирских операции.

Морские вокзалы по их значению и размерам разделяют на классы. Обычно морские вокзалы обслуживают только пассажиров дальнего следования. При наличии значительного пассажиропотока на местных и пригородных линиях для пассажиров этих линии предусматривают выделение специального участка в пассажирском районе, и в некоторых случаях сооружают специальный павильон. Нижние помещения морских вокзалов нередко используют как грузовые, а иногда и как подсобные. Этажи, расположенные над ними, используют для обслуживания пассажиров. Рядом с вокзалом, на верхнем этаже, а иногда и на крыше устраивают стоянки автомобилей (рис. 7.15). Пассажиры переходят из судна в помещение морского вокзала по переходному трап-порталу.

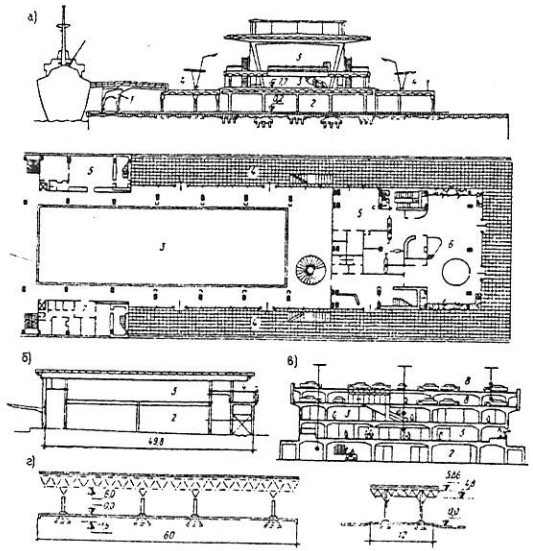


Рис. 7.15. Морские вокзалы: а) - Одесский (разрез и план второго этажа); б) - совмещенный склад - морской вокзал; в) - трехэтажный с крытыми и открытыми стоянками для автомобилей; г) - речной пассажирский павильон (продольный и поперечный разрезы); 1 - трап-портал; 2 - складские помещения; 3 - пассажирские помещения (залы); 4 - пассажирские веранды; 5 - служебные помещения, 6 - ресторан; 7 - комнаты для пассажиров с детьми; 8 - автомобильные стоянки

Расчетная вместимость вокзала, т.е. число одновременно обслуживаемых пассажиров, определяется пассажировместимостью одновременно отправляемых судов. Единовременную вместимость вокзала определяют по формуле:

$$В = \frac{ПК}{Тп}, \qquad (7.4)$$

где П - пассажирооборот по отправлению за расчетный период; К - коэффициент неравномерности пассажирооборота. Значение его изменяется от К= 0,25 при суммарной продолжитель-

ности пассажирских операций 8...11 ч, до K = 1,0 при продолжительности операций 25...32 ч; T - число дней навигации за расчетный период; n - среднее число отправляемых судов за сутки в наибольший по пассажирообороту месяц.

Часто морские вокзалы совмещают со складами. Например, крупный морской вокзал в Одессе (рис. 7.15, а) размещен над складским помещением. Пассажиры переходят из судна по тран-порталу на пассажирские веранды, находящиеся на уровне крыши склада. На первом этаже вокзала расположены пассажирские залы и багажные помещения для внутренних и заграничных линий, таможенные помещения, кассы, почта, телеграф, сберкассы, пищеблок ресторана. На втором этаже вокзала расположены пассажирские залы, ресторан, салоны, комнаты для пассажиров с детьми, некоторые административные помещения.

Речные вокзалы обычно имеют компоновку, подобную морским, но меньшие размеры (например, речной вокзал в Ярославле). В некоторых случаях, при малом пассажирообороте, сооружают пассажирские павильоны (рис. 7.15, г). При больших колебаниях уровня в этих случаях целесообразно использовать также плавучие пристани - дебаркадеры.

Имеются примеры морских вокзалов, сооруженных при наличии больших колебаний уровня на больших понтонах, соединяемых с берегом шарнирно сочлененными мостами.

ГЛАВА 8
ВОДОСНАБЖЕНИЕ, КАНАЛИЗАЦИЯ, ЭЛЕКТРОСНАБЖЕНИЕ И ПРОЧЕЕ ОБОРУДОВАНИЕ ПОРТА

§ 30. Водоснабжение порта

Для снабжения водой судов и береговых потребителей в портах устраивают централизованный водопровод. В исключительных случаях допускается использование привозной питьевой воды. В этих случаях при тушении пожаров используют морскую воду, для забора и подачи которой должны быть предусмотрены все необходимые устройства и оборудование. Если в порту имеются отдельные участки, удаленные от основной части порта на значительное расстояние, допускается создание местного водопровода.

На территории портов применяют преимущественно объединенные системы хозяйственно-противопожарного водопровода. Однако в некоторых случаях эти системы строят раздельными (например, в нефтегаванях). Для производственных нужд в случаях, когда не требуется вода питьевого качества, устраивают производственные водопроводы с забором воды (без очистки) из акватории или из какого-либо другого источника водоснабжения.

Система водоснабжения морского порта должна обеспечивать: а) снабжение объектов порта и судов водой питьевого качества; б) потребности пожаротушения на территории порта; в) потребности производственных объектов порта в воде, не обладающей питьевыми качествами (мойка машин, охлаждение агрегатов и т.п.).

Расход воды для снабжения судов в порту определяют для каждого района, участка или причала, исходя из расчетного судооборота, типа судов и нормы отпуска воды на каждый тип судна. Максимальный суточный расход $Q_{max.d}$, м³/сут, можно определять по формуле:

$$Q_{max.d} = \sum_{j=1}^{j=n} m_j b_j , \qquad (8.1)$$

где m_j - число одновременно обрабатываемых расчетных судов; b_j - норма отпуска воды на судно данного типа, м³; n - число расчетных типов судов.

Норму отпуска воды b_j обычно принимают равной суммарному объему судовых цистерн для воды, используемой для хозяйственно-питьевых нужд. При этом, как правило, вводят коэффициент наполнения цистерн 0,8...1. Для портового флота норму отпуска воды принимают равной 0,01 м³/сут на 1 л.с. мощности двигателей.

На каждое судно обычно подают расход не менее 36 м³/ч, чтобы обеспечить его бункеровку водой за время стоянки под погрузочно-разгрузочными работами у причала. Бункеровку осуществляют круглосуточно. Для обеспечения нормальной бункеровки минимальное давление в наружной сети водопровода у причала должно быть не менее 200 кПа.

При необходимости повышения давления в водопроводной сети порта и покрытия суточной неравномерности расхода воды приходится строить портовые насосные станции и емкости для запаса воды. При расчете водопроводных сетей вводится коэффициент часовой неравномерности K = 1,4.

Вода питьевого качества, как правило, поступает в порт из городской водопроводной сети. В случаях, когда порт получает питьевую воду из находящихся в его веде-

нии самостоятельных источников водоснабжения, эксплуатация сооружений для забора воды и очистных сооружений должна осуществляться в полном соответствии с «Правилами технической эксплуатации водопроводов».

Для снабжения питьевой водой судов, стоящих у причалов порта, последние оборудуют водопроводной сетью и водоразборными устройствами. Раздаточные колодцы размещают вдоль причалов через каждые 50…100 м. Для снабжения судов на рейде или у причалов, не оборудованных водопроводом, в состав портового флота включают специальные суда – водолеи.

Диаметр подводящей водопроводной линии к раздаточному колодцу на грузовых причалах рекомендуется принимать равным 75...80 мм; на пассажирских причалах и причалах для бункеровки водолейных судов он должен быть определен применительно к конкретным условиям их работы. Нормы расхода воды различными хозяйствами, расположенными на территории порта, на хозяйственно-питьевые, а также производственные нужды принимаются в соответствии с общестроительными нормами, а также по данным специальных расчетов.

При проектировании водопровода порта предусматривают одновременную подачу воды на пожаротушение в береговых зданиях, расход которой определяется по общестроительным нормам, и на одном из стоящих у причала судов. Норму расхода воды на пожаротушение на судне принимают из расчета подачи двух пожарных струй производительностью по 0,0075 м³/с каждая. Эта норма не относится к нефтяным причалам, где расход воды, необходимой для тушения пожара и охлаждения, определяется расчетом в зависимости от интенсивности расчетного пожара и может достигать 0,025…0,05 м³/с, и быть даже более. Для тушения пожаров на танкере возможно использование химической или воздушно-химической пены, а также распыленной мелкодисперсной воды. Тушение пожаров на танкерах ведут с берега, пирса и т.п., а также с противопожарных судов. Создание потребного для пожаротушения на судне давления, равного 1,05 МПа, обеспечивают с помощью пожарных машин.

Для пожаротушения на судах и прикордонных складах используют гидранты тыловой водопроводной линии и специальные противопожарные колодцы, соединенные с акваторией самотечной трубой диаметром не менее 300 мм. Колодцы обычно размещают вдоль причалов через каждые 250…300 м. На прикордонной водопроводной линии пожарные гидранты, как правило, не устраивают.

Внутренний пожарный водопровод в складах проектируют с учетом категории хранимых грузов: несгораемые, смешанные, сгораемые и ценные сгораемые. Такой водопровод не следует устраивать в складах для несгораемых грузов, в складах, где применение воды может вызвать взрыв, пожар и распространение огня, в складах для всех остальных видов грузов при объеме склада или его части между противопожарными стенами, меньшем 5000 м³. В складах для ценных грузов обычно применяют спринклерную (дождевальную) систему. Принципиальная схема водоснабжения порта показана на рис. 8.1.

Учет воды, получаемой портом и его отдельными хозяйствами, осуществляют при помощи водомеров, установленных в специально оборудованных водомерных узлах. Учет воды, отпускаемой судам, также следует осуществлять при помощи стационарных или переносных водомеров.

Нормальная техническая эксплуатация сетей и сооружений портового водопровода должна обеспечивать: а) бесперебойное снабжение питьевой водой и водой для технологических нужд объектов порта и судов, посещающих порт; б) качество воды, требуемое санитарными нормами и технологическими процессами; в) исправность и постоянную готовность к действию противопожарных водопроводных устройств; г) сохранность и долговечность сетей и сооружений; д) оперативное устранение повреждения и аварий.

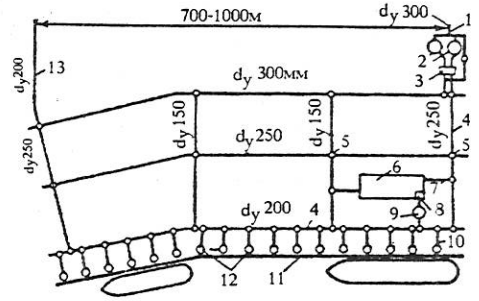


Рис. 8.1. Схема водоснабжения порта: 1,13 - вводы от городского водопровода № 1 и 2; 2 - регулирующие емкости по 500 м³; 3 - повысительная насосная; 4 - разводящая сеть города; 5 - колодцы; 6 - склад с автоматической системой пожаротушения; 7,8 - противопожарные насосная и резервуар; 9 - ввод в здания; 10 - подключение бункеровочных колодцев; 11 - линия кордона причалов; 12 - бункеровочные колодцы

Водоразборные устройства на причалах для снабжения судов питьевой водой и пожарные гидранты должны быть в постоянной готовности к действию и иметь конструкцию, исключающую их замораживание. Сетевую арматуру (пожарные гидранты, вантузы, задвижки) перед наступлением морозов утепляют, а весной освобождают от утепления. В местах выхода дюкеров, проложенных по акватории порта, необходимо устанавливать хорошо просматриваемые с судов предупредительные знаки. «Правилами технической эксплуатации водопроводов» не допускается соединение сетей водопровода, подающих воду питьевого качества, с сетями, по которым подается вода для производственных нужд. Нельзя также соединять сети, питаемые от городского водопровода, с сетям, питаемыми от местных источников.

Все смотровые колодцы водопровода и пожарные гидранты должны быть обозначены на месте специальными табличками, укрепленными на постоянных сооружениях.

Для экономии водных ресурсов необходимо для используемой в технологических целях воды устанавливать системы оборотного водоснабжения. Системы пожаротушения, как правило, следует переводить на использование морской воды.

§31. Канализация порта

Канализация порта является важным элементом в благоустройстве порта, в обеспечении санитарных условий и условий охраны окружающей среды. Для отвода бытовых, производственных и дождевых (атмосферных) сточных вод в морских портах устраивают централизованную канализацию. Канализацию проектируют по раздельной системе с устройством сетей и сооружений, обеспечивающих сброс на акваторию порта и в прилетающие зоны вод, удовлетворяющих требованиям по охране окружающей среды.

Эти сети и сооружения могут быть предназначены для приема и отвода: а) бытовых сточных вод; б) загрязненных производственных вод, подлежащих обработке на очистных сооружениях; в) атмосферных и дренажных вод; г) атмосферных и условно

чистых производственных вод (не загрязняющихся при использовании в технологических процессах, например, конденсационных вод, вод от охлаждения компрессоров и др.); д) совместно производственных и бытовых сточных вод; е) всех видов сточных вод (общесплавная система).

Сброс с берега и с судов неочищенных бытовых и загрязненных производственных сточных вод, а также выбрасывание твердых отбросов и мусора в пределах акватории портов категорически запрещается.

Незагрязненные атмосферные сточные воды и производственные условно чистые воды можно сбрасывать в любую часть акватории порта.

Атмосферные воды, содержащие вредные примеси после стекания с причальных сооружений и открытых складских площадок специального назначения (для складирования кожсырья, химических грузов и т.п.), отводятся к местным очистным сооружениям или в бытовую и производственно-бытовую канализацию для последующей очистки. С этой целью сооружения и площадки оборудуют системой дождеприемных колодцев.

Очищенные бытовые и производственные сточные воды необходимо сбрасывать за пределами огражденной акватории порта в местах, согласованных с органами санитарно-эпидемиологической службы и рыбоохраны.

Бытовые сточные воды, как правило, следует отводить в канализационную сеть прилегающего района, города или промышленного предприятия для их очистки на общегородских сооружениях.

Производственные сточные воды могут иметь сильную щелочную или кислотную реакцию и поэтому производят разрушающее действие на материал коллектора (трубопровода), по которому они направляются в городскую канализацию. В связи с этим производственные сточные воды предварительно нейтрализуют в колодцах, нейтрализаторах, кроме того, производственные стоки очищают в маслобензоуловителях, крахмалоотстойниках и только после этого направляют в сеть хозяйственно-фекальной канализации грузового района. В зависимости от расположения городских канализационных сетей стоки от районных насосных станций перекачиваются или непосредственно в городскую канализацию, или последовательно от одной насосной станции к другой, а затем к главной станции, перекачивающей собранные стоки в городскую канализацию.

Сети напорной канализации на территории порта для производственных стоков выполняются из чугунных труб диаметром 0,05…0,15 м. В сетях самотечной канализации используются железобетонные и керамические трубы диаметром 0,15…0,2 м. Из-за большой протяженности территории порта и необходимости укладки труб с уклоном не всегда удается обойтись системой самотечной канализации. Поэтому приходится строить перекачивающие насосные станции. Во всех местах изменения направления, диаметра или уклона трубопровода канализации, в местах присоединения боковых линий и, кроме того, через определенные расстояния на всех трубопроводах для наблюдения за их состоянием и для прочистки устраивают смотровые колодцы диаметром 1…1,5 м из сборных железобетонных колец.

Для приема сточных вод с судов следует применять специальные самоходные или несамоходные плавучие емкости, имеющие несколько танков и насосное оборудование. На береговой линии порта должны быть созданы пункты для передачи стоков с этих плавучих емкостей в канализационную сеть порта, отводящую иловые стоки на городские очистные сооружения, и в канализацию, отводящую воды, загрязненные нефтью,

на специальные очистные сооружения. При отсутствии централизованной системы канализации города следует предусматривать строительство местных очистных сооружений, которые особенно необходимы при переработке в порту нефтеналивных грузов, при наличии бункеровочной нефтебазы и в других подобных случаях, когда имеется опасность загрязнения акватории нефтью.

Береговые нефтеочистные сооружения, как правило, должны строиться едиными для всех промышленных и транспортных предприятий, расположенных в районе, примыкающем к территории и акватории порта.

Очистные станции для бытовых и производственных сточных вод порта при необходимости их сооружения следует рассчитывать на прием сточных вод жилого района порта и прилегающих к порту предприятий.

§ 32. Электрическое хозяйство порта

Электрическое хозяйство порта состоит из группы сильных токов (питание портового оборудования, освещение порта и др.) и группы слабых токов (телеграф, телефон, телевидение, радиосвязь, пожарной сигнализации и т.д.).

Электроэнергия в портах потребляется портальными кранами, вагоноопрокидывателями, конвейерными линиями, контейнерными и пневматическими перегружателями и другими перегрузочными машинами и механизмами.

Потребление электроэнергии в портах распределяется примерно так: 70% общей установленной мощности расходуется перегрузочными подъемно-транспортными машинами и механизмами; 18% - вспомогательным оборудованием; 12% - на освещение и другие нужды. Электроснабжение должно быть надежным и бесперебойным. Для этого питание электроэнергией производят от двух независимых источников по самостоятельным линиям электропередачи. Питание порта электроэнергией осуществляется (рис. 8.2) от энергосистемы городской или районной электростанции. Собственные портовые электростанции, в основном дизельные, используются в портах, удаленных от промышленных центров, и в местностях со слаборазвитой энергетической базой.

Электроэнергия от районной электростанции (РЭС) передается на главную понизительную подстанцию (ГПП), снижающую напряжение с 35…100 до 6…10 кВ, которая обычно располагается в центре нагрузки. Питающая линия от РЭС-ГПП бывает преимущественно воздушной. Главная понизительная станция выносится в тыловую зону, так как эта станции является открытой и должна быть удалена от пылящих грузов. Распределительные пункты (РП) также размещают в тыловой зоне, что позволяет сократить число кабелей высокого напряжения, расположенных в операционной зоне. Понижающие трансформаторные подстанции (ТП), от которых осуществляется непосредственное питание электроэнергией всех основных потребителей в порту, располагают ближе к подключающим устройствам (ПУ).

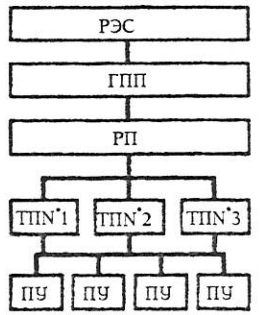


Рис. 8.2. Схема электроснабжения порта

Обычно одна ТП обслуживает два причала. Расстояние между ТП составляет около 400 м, а от ТП до линии кордона 50 м. Кабели от ТП к ПУ напряжением 380/220В прокладываются в траншеях, реже в потернах, перекрываемых съемными плитами. Передвижные потребители электроэнергии на причале (краны, машины непрерывного дей-

ствия и др.) подключаются при помощи шлангового кабеля к электроколонкам наземного, подземного или навесного типа, располагаемым на причале через 40 м вдоль одного из подкрановых рельсов. Если электроколонки установлены у тылового подкранового рельса, то вдоль кордона устанавливают дополнительные колонки на расстоянии 60-80 м для подключения судов к трюмной механизации. Электроколонки имеют, как правило, типовую конструкцию, обеспечивающую безопасность их работы.

В связи с тем, что порты по надежности электроснабжения относятся ко второй категории, для них должно быть предусмотрено резервирование питания. Это достигают прокладкой не менее двух питающих линий. При выходе из строя одной из питающих линий остальные должны обеспечивать около 80% расчетной нагрузки порта, в первую очередь, должна быть обеспечена работа участков порта, перерабатывающих наиболее важные грузы, а также работы по аварийному графику.

При необходимости повышенной надежности электроснабжения питание следует производить от двух независимых источников по самостоятельным линиям электропередачи.

Потребители первой категории, несмотря на относительно малую долю требуемой электроэнергии, во всех случаях должны иметь два источника питания, при этом в качестве второго источника могут быть использованы вводы от сетей соседних предприятий или резервные автоматизированные электростанции.

Наружное освещение портовых территорий делится на рабочее, дежурное и охранное. Рабочее освещение напряжением 380...220 В является наиболее интенсивным, включается при выполнении грузовых работ. Дежурное освещение включается в то время, когда грузовые работы не производятся. Охранное освещение включается вдоль охраняемых границ порта. В качестве источников света для освещения портов применяются газоразрядные лампы, лампы накаливания, ртутно-кварцевые лампы. Наиболее эффективным в портах является прожекторное освещение. Источники света устанавливаются на мачтах или зданиях достаточной высоты. В портах применяют типовые прожекторные мачты железобетонные или металлические высотой 21, 28, 35 и 45 м. Расстояние между прожекторными мачтами обычно не превышает 200...250 м. На мачтах устанавливают осветительные приборы дальнего действия с ксеноновыми, галогенными, металлогалоидными, ртутными лампами или лампами накаливания. На одной мачте могут быть установлены около 30 прожекторов с ламами мощностью до 1000 Вт каждая.

Освещенность территории порта устанавливается в соответствии с действующими нормами освещенности для морских и речных портов. Для причалов штучных грузов она составляет 20 лк, для навалочных и зерновых грузов - 5 лк, в трюмах судов в местах грузовых операций – 10...30 лк, в местах работы весовщиков и тальманов – 40 лк.

Кроме общего наружного освещения, используют дополнительные светильники в местах выполнения грузовых или ремонтных работ. Усиленное освещение необходимо в зонах использования промышленного телевидения.

На нефтепричалах в пределах взрывоопасных зон (3...20 м от взрывоопасного оборудования и мест открытого налива) необходимо использовать светильники во взрывозащитном исполнении, подвешивая их на отдельные опоры. Вне этих зон допускается использование светильников в обычном морском (брызгозащитном) исполнении. При открытом наливе нефтепродуктов 1 категории должны приниматься специальные меры предосторожности. Управление наружным освещением должно быть централизовано. Целесообразно также использовать фотоэлектрические автоматы, включающие светильники при снижении освещенности ниже заданного уровня.

Средства связи, которыми оснащен современный порт, входят в состав технических средств систем управления производством, автоматизации и механизации инженерно-технического и управленческого труда. Оперативность передачи команд, распоряжений, а также получение оперативной информации о ходе производственных процессов с помощью средств связи способствуют повышению уровня руководства работой порта.

Группа слабых токов. Связь порта с прилегающим населенным пунктом и промышленным районом осуществляется по портовой телефонной сети, соединенной с городской и междугородной сетью. Порты обслуживаются обычно автоматическими телефонными станциями учрежденческого типа (УАТС) емкостью 100-500 номеров.

Для переговоров порта с находящимися на подходах к нему судами используют радиосвязь. Для наблюдения за акваторией порта и движущимися судами используют береговые радиолокационные станции (БРЛС). Радиосвязь может быть использована также для переговоров с плавсредствами, находящимися на акватории порта, и с отдельными районами порта, а также с другими портами и пароходствами.

К местной связи относятся телефонная диспетчерская, директорская, пожарная и охранная. В комплекс портовых слаботочных устройств входят также радиофикация и электрические весы.

Значительные возможности открываются в связи с применением в портах промышленного телевидения. Диспетчерская телевизионная связь позволяет наблюдать за территорией порта и районами выполнения погрузочно-разгрузочных работ. Селекторная связь значительно упрощает руководство отдельными подразделениями порта.

§ 33. Прочее оборудование порта

Важным элементом оборудования порта является портовый флот (портофлот).

При маневровых операциях транспортные судна обслуживаются портовыми буксирами. В последнее время для этой цели широко используют буксиры-кантовщики. Они выполняют также операции с несамоходными плавсредствами. Портовые буксиры имеют мощность от 500 до 2500 л.с., а в некоторых случаях и большую.

Для снабжения судов топливом у причалов без захода на бункеровочную нефтебазу, что позволяет сократить время пребывания судна в порту, используют плавучие бункеровщики. Бункеровщики бывают самоходными и несамоходными. Грузоподъемность самоходного бункеровщика достигает 3000...4000 т, несамоходного - около 250 т.

При неполном обеспечении всех районов порта достаточно развитой водопроводной сетью для бункеровки судов водой используют специальные, обычно несамоходные, суда-водолеи грузоподъемностью 500 т.

Для лоцманской службы используют лоцманские катера вместимостью до 12 человек, с мощностью дизеля около 300 л.с.

При выполнении швартовных операций, особенно в условиях рейдовых причалов, для завозки швартовных концов используют катера мощностью 40...50 л.с.

Для выполнения различных управленческих функций используют разъездные катера мощностью около 150 л.с.

При грузовых операциях как на внутренней акватории, так и на рейдах, а также при ремонте портовых гидротехнических сооружений используют плавучие краны (см. ранее) и малотоннажные грузовые суда грузоподъемностью 400...1000 т.

В последние годы в связи с усилением борьбы с загрязнением среды в состав портового флота включают плавучие нефтемусоросборщики. Для приема с транспортных судов загрязненных нефтью вод, нефтяных остатков, а также фекальных вод и доставки их к приемным устройствам для последующей перекачки на очистные сооружения в портах используют плавучие устройства.

Воды, загрязненные нефтью, а также сбросы воды после мойки танков обычно очищают на стационарных очистных станциях. Однако в некоторых случаях оказывается целесообразнее плавучие зачистные станции, которые также входят в состав портового флота.

В крупных портах с числом причалов более 20, а также во всех портах, имеющих нефтегавани, предусматривают пожарные суда. Эти суда вместе с береговым пожарным оборудованием обеспечивают противопожарную защиту судов, а также зданий и сооружений порта.

Для приема бункеровочных топлива и масел с транспорта, их отпуска на суда, приема загрязненных нефтью вод, нефтеостатков и отработанных масел создают береговые стационарные бункеровочные нефтебазы. В состав бункеровочных баз обычно входят специальные причалы, резервуары для горючего и масел, трубопроводы, шлангующие раздаточные и приемные устройства, насосы, противопожарное и другое вспомогательное оборудование.

Для обеспечения эксплуатации портов в них предусматривают ремонтные механические мастерские, предназначенные для выполнения следующих работ: а) планово-предупредительного ремонта и повседневного технического обслуживания перегрузочных машин, портового и в отдельных случаях навигационного ремонта транспортного флота*; б) ремонта электрических и других энергетических установок, средств связи и их сетей.

По характеру выполняемых работ, назначению и сфере обслуживания различают следующие мастерские в портах: 1) центральная ремонтно-механическая мастерская с отделением для выполнения такелажных работ; 2) районная ремонтно-механическая мастерская; 3) ремонтная мастерская при гараже для авто- или электропогрузчиков.

В различных условиях в порту могут иметься все перечисленные мастерские либо часть из них с совмещением функций отдельных мастерских, или одна мастерская, выполняющая функции всех мастерских.

Ремонтно-строительные подразделения порта имеют важное значение для поддержания портовых сооружений в исправном состоянии и обеспечения их долговечности. Основная задача ремонтно-строительных подразделений порта - планово-предупредительный ремонт портовых сооружений. Наряду с этим ремонтом они могут осуществлять ремонт и строительство сооружений, являющихся портовыми. В отдельных случаях они могут вести капитальный ремонт в даже новое строительство. Однако более целесообразно для этих работ привлекать специализированные подрядные организации.

В общем случае в состав производственной базы ремонтно-строительного подразделения порта может входить: комплекс для бетонных работ (бетонорастворный узел с полигоном железобетонных изделий); комплекс для штукатурных работ; асфальтобетонный узел; деревообделочный комплекс; склады строительных материалов; мастерская жестяно-кровельных и санитарно-технических работ; комплекс для обслуживания строительных механизмов; административно-хозяйственные помещения и т.п. В зависимости от объема и характера работ, выполняемых в порту, некоторые из этих элементов и комплексов могут быть объединены.

Теплоснабжение в портах необходимо для отопления, вентиляции и получения горячей воды. Теплоснабжение обеспечивается от централизованных городских источников-теплоцентралей (ТЭЦ), от местных котельных порта или судоремонтного завода, обычно расположенных рядом с портом. В качестве теплоносителя используется перегретая вода температурой 70…150°С, пар давлением 0,6…1,6 МПа. Пар используется, как правило, для технических нужд (разогрев нефтепродуктов т.п.). Для работы котельных применяется жидкое, твердое и газообразное топливо. При любом виде топлива котельные имеют склады резервного или аварийного мазута. Тепловые сети, по которым передается теплоноситель к потребителям, выполняют из стальных труб, покрытых специальной тепловой изоляцией. Теплопроводы в зависимости от местных условий могут укладываться под землей в специальных железобетонных каналах или устанавливаться над землей на опорах, эстакадах, по фасадам зданий на кронштейнах и подвесках. Часто отопительно-производственные котельные потребляют в качестве топлива газ. Основным оборудованием газовых сетей является газорегуляторная установка (ГРУ), служащая для снижения давления газа, получаемого от городских магистралей. Газопроводы в помещениях разрешается прокладывать с давлением до 0,6 МПа. Газопроводы на территориях портов могут быть подземными или надземными, и окрашиваются они обычно в желтый цвет.

* Навигационный ремонт - ремонт без вывода из эксплуатации

ГЛАВА 9
ДЕЙСТВИЕ МОРСКОЙ СРЕДЫ НА МАТЕРИАЛ КОНСТРУКЦИЙ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

§ 34. Зоны коррозионного разрушения морских гидротехнических сооружений

Морские гидротехнические сооружения подвергаются различным воздействиям морской среды: а) механическим — при воздействии на сооружения волнения, течений, льда и наносов; б) химическим — при взаимодействии растворенных в морской воде химических элементов с материалом конструкций; в) физическим — при давлении на стенки пор материала конструкций химических новообразований, кристаллов солей, выпавших из раствора при испарении воды, или кристаллов льда, образовавшихся при замерзании воды внутри пор. В результате указанных воздействий морской среды на конструкции происходит разрушение их материала — коррозия - что снижает срок службы сооружений (их долговечность).

Как правило, морские гидротехнические сооружения опираются на дно непосредственно или с заглублением в грунт и возвышаются над уровнем воды. Интенсивность воздействия морской среды на материал конструкций по высоте сооружений неодинакова, в связи с чем можно выделить три зоны морской коррозии.

Зона А — выше среднего уровня на 4...3 м, где сооружение подвергается действию атмосферных агентов и морской воды только во время шторма (заплески и брызги).

Зона Б — зона постоянных колебаний уровня (сгонно-нагонные, приливные, при слабом волнении и др.). Здесь наблюдается наиболее интенсивная коррозия материалов. В незамерзающих бассейнах при отрицательных температурах воздуха происходит попеременное замораживание и оттаивание бетона или в жарком климате его попеременное увлажнение и высушивание. В железобетонных конструкциях в верхней части этой зоны наиболее интенсивно коррозирует арматура, поскольку имеется постоянный и свободный доступ влаги и кислорода, и одновременно происходит депассивация арматуры в результате насыщения бетона хлоридами. В нижней части зоны наблюдается коррозия бетона. В этой зоне активной коррозии подвергаются также и стальные конструкции.

Зона В — зона расположенная ниже уровня воды при любом его изменении, т. е. эта зона никогда не соприкасается с атмосферным воздухом. Сюда же относится и зона ниже уровня дна. В зоне В процессы коррозии идут значительно медленнее, чем в зонах А и Б вследствие затрудненного доступа кислорода.

§ 35. Коррозия строительных материалов в морской среде

При возведении портовых гидротехнических сооружений широко применяют песок, камень, дерево, металлы, бетон и железобетон.

Песок (в строительстве применяют, как правило, кварцевый песок) коррозии в морской воде не подвергается.

Согласно действующим нормативным документам в портовом строительстве используют камень из плотных горных пород: гранитов, сиенитов, диоритов, габбро, плотных известняков с примесью глинистых частиц меньше 3 %, кремнистых песчаников, гнейсов. Все эти породы, за исключением известняков, не подвержены воздействию

морской воды. Плотные известняки растворяются в морской воде при наличии в ней свободной углекислоты. Однако процесс этот происходит крайне медленно и практически не сказывается на долговечности сооружений. Процесс физической коррозии (выветривание) всех указанных пород камня, достаточно плотных и прочных, протекает весьма медленно и существенного значения не имеет. От физической коррозии, в основном от попеременного замораживания и оттаивания, что в условиях моря сопровождается всегда химической агрессией, в наибольшей степени страдают бетонные и железобетонные сооружения.

Дерево довольно широко применяют в морских гидротехнических сооружениях, особенно в северных районах нашей страны, богатых этим относительно дешевым материалом. Деревянные конструкции морских гидротехнических сооружений разрушаются в результате гниения и деятельности древоточцев. Долговечность дерева в отсутствие древоточцев определяется температурно-влажностным режимом: при влажности древесины менее 20 и более 50 % (последнее характерно для подводной зоны и области постоянного капиллярного подъема воды) деревянные конструкции могут существовать, не подвергаясь гниению, многие десятки и даже сотни лет. При влажности древесины 20...50 % она быстро загнивает и разрушается. Этот процесс интенсифицируется в жарком климате при температуре 18...36 °С, где полное разрушение деревянных конструкций может наступать (вследствие гниения) за 3...5 лет. Подобные условия для морских гидротехнических сооружений наблюдаются в надводной зоне и зоне переменного увлажнения [8].

В морской воде дерево часто поражается древоточцами: моллюсками и ракообразными, которые в некоторых условиях могут разрушать древесину в самое короткое время, иногда в течение одного года.

В морях, омывающих нашу страну, наиболее распространены червеобразные двустворчатые моллюски Teredo Navaris и Bankia и ракообразные Limnoria и Chelura. Те и другие встречаются в Черном, Японском, Охотском и Баренцевом морях. Кроме того, Teredo Navaris встречается в Азовском море, причем с увеличением солености Азовского моря в последнее время зона обитания Teredo расширяется с юга на север, а Bankia встречается в Белом море.

Наибольший ущерб гидротехническим сооружениям наносят моллюски (Teredo и Bankia). Личинки моллюска прикрепляются к поверхности дерева и сначала прогрызают горизонтальный ход, а затем переходят к образованию вертикального хода, параллельного волокнам. По мере удлинения хода происходит рост моллюска, при этом всасывающие воду органы моллюска (сифоны) всегда остаются на внешней поверхности древесины. При большой плотности поселения число входных отверстий достигает 60...70 на 1 см^2 поверхности, и дерево в поперечном сечении напоминает пчелиные соты.

Рост отдельных особей в этом случае ограничивается. Teredo активно развивается при солености воды больше 12 $^0/_{00}$ и температуре ее 18...30 °С. При солености воды меньше 5 $^0/_{00}$ Teredo гибнет. Bankia может существовать при солености воды 10...35 $^0/_{00}$, но в случае ее постепенного снижения может развиваться и при 5 $^0/_{00}$. Нормальная жизнедеятельность Bankia происходит при температуре воды 10...15° С, однако имеются сведения о том, что Bankia может существовать и развиваться даже при 0° С.

Ракообразные наносят сооружениям значительно меньший ущерб по сравнению с моллюсками. Повреждение древесины Limnoria происходит со скоростью 1...2 см в год (образование на свае «шейки»), но бывают случаи и более интенсивного поражения

сооружений (бухта Нагаева, Охотское море). Наиболее активно древоточцы поражают древесину в подводной зоне, незначительно — в области переменного уровня и практически не поражают ее в зоне ниже поверхности грунта. Каменная наброска не препятствует деятельности древоточцев.

Некоторые породы дерева субтропической и тропической зон (пальмовые, мангровые, эвкалиптовые) хорошо противостоят действию древоточцев и с успехом применяются при строительстве зарубежных портов.

В последнее время при строительстве морских гидротехнических сооружений практически повсеместно, кроме северных районов, дерево полностью вытеснено металлом, бетоном и железобетоном, позволяющими осуществить широкую индустриализацию строительства, но в то же время подверженными наиболее интенсивной коррозии в морской воде.

Разрушение (коррозия) металлов в морской воде — электролите со слабощелочной реакцией (pH = 7,8...8,3) — происходит в результате их электрохимического взаимодействия. Этот процесс возникает самопроизвольно вследствие термодинамической неустойчивости системы металл — компоненты коррозионной среды, определяемой значением изобарного потенциала*.

При электрохимической коррозии металла в морской воде удаление атома из металлической решетки, в чем, собственно, и заключается существо коррозионного процесса, происходит в результате двух независимых, но электрически связанных процессов: анодного (переход сольватируемых катионов металла в раствор) и катодного (ассимиляция освобожденных электронов окислителем) (рис. 9.1), что может быть, соответственно, записано:

$$Me + nH_2O \rightarrow Me^+ + nH_2O + e; \;\; e + O \rightarrow O_e,$$

где Me+ — ионы металла; O — окислитель; e — свободный электрон.

Из сопряженности указанных процессов следует, что замедлить коррозию в морской воде можно не только непосредственным торможением анодного процесса, но и воздействием на катодный процесс.

Между электродами (анодными и катодными участками металла) и электролитом возникает разность электростатических потенциалов — электрический потенциал, значение которого в отсутствие тока зависит от природы металла и электролита и определяется электрохимическим равновесием на границе их соприкосновения в результате образования двойного электрического слоя**.

* Изобарный потенциал — термодинамическая функция, применяемая при рассмотрении процессов, происходящих при постоянных температуре T и давлении p. Определяется равенством z =F+pV или z =U+pV-Ts, где F — свободная энергия, обеспечивающая при изотермических процессах дополнительный обмен энергией между телом и средой для поддержания постоянной температуры тела; V — удельный объем; U — внутренняя энергия данного тела, зависящая только от его внутреннего состояния; s — энтропия. Самопроизвольное течение процессов, происходящих при p = const и T = const, возможно только в направлении уменьшения изобарного потенциала.

** Ионы металла, переходя в раствор (на анодном участке), скапливаются у границы металл — раствор. В результате поверхность металла получает отрицательный заряд, прилегающий к ней слой электролита — положительный заряд, противоположно заряженные частицы притягиваются, и образуется двойной электрический слой. При адсорбции на поверхности металла катионов из раствора она получает положительный заряд, в прилегающей зоне раствора анионы создают отрицательный заряд, в результате также возникает двойной электрический слой с разностью потенциалов обратного знака. При достижении равновесной разности потенциалов или равновесного потенциала переход ионов металла в раствор или адсорбция катионов прекращаются.

При наличии электрического тока происходит сдвиг равновесных потенциалов на катодных участках в отрицательную сторону, на анодных — в положительную. Это явление носит название, соответственно, катодной и анодной поляризации.

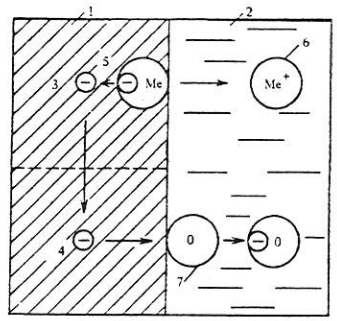


Рис. 9.1. Принципиальная схема коррозионных процессов: 1 - металл, 2 - раствор, 3 - анод, 4 - катод, 5 - электрон, 6 - ион металла, 7 - окислитель

В соответствии с электрохимической теорией коррозии при однородной поверхности металла анодные и катодные процессы равновероятны по всей ее площади. При наличии на поверхности металла участков с разным энергетическим состоянием атомов, с различными условиями доставки реагирующих компонентов, с различными примесями и т. д. возможно более энергичное протекание на тех или иных участках либо анодного, либо катодного процесса. В этом случае рассматривают удельные анодные и катодные характеристики для условий однородной поверхности, равные усредненным одноименным характеристикам неоднородной поверхности.

Скорость и механизм течения анодной или катодной электрохимической реакции, т. е. их кинетика, характеризуются зависимостью между удельной скоростью процесса, выраженной через плотность тока или ее логарифм, и сдвигом равновесного потенциала. Графически эта зависимость изображается в виде анодной и катодной поляризационных кривых на коррозионной диаграмме (рис. 9.2). Эти кривые показывают, как изменяются усредненные по площади и выраженные в единицах плотности тока скорости выхода катионов и электронов с поверхности металла в раствор электролита в данных конкретных условиях.

Окисление металла (его растворение) происходит на аноде, а восстановление окислителя — на катоде. Чтобы окисление металла могло происходить, равновесный потенциал металла $\varphi_{Me,\,bal}$ должен быть отрицательнее равновесного потенциала окислителя $\varphi_{Ox,\,bal}$.

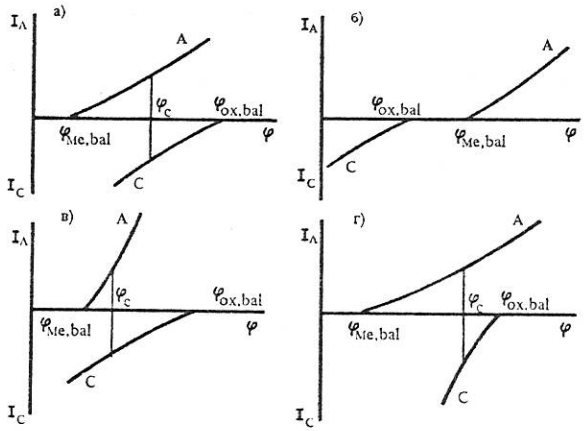


Рис. 9.2. Коррозионная диаграмма: а - схема; б - для случая $\varphi_{Me,\,bal} > \varphi_{Ox,\,bal}$; в - для случая катодного контроля; г - для случая анодного контроля; А - анодная кривая; С - катодная кривая

Поскольку окисление металла протекает сопряженно с восстановлением окислителя, число электронов, отдаваемых металлом в единицу времени, должно равняться числу электронов, присоединяемых к окислителю за это же время. Только в этом случае наступает стационарное состояние, характеризуемое стационарным потенциалом корродирующего металла φ_c (см. рис. 9.2). Равенство скоростей реакций анодного и катодного процессов выражается равенством ординат (силы тока) при φ_c. Если $\varphi_{Me,\,bal} > \varphi_{Ox,\,bal}$, то окисление металла невозможно (рис. 9.2).

Скорость коррозии определяется тем процессом, который идет медленнее, что на коррозионной диаграмме соответствует менее крутой поляризационной кривой; в этом случае говорят о катодном или анодном контроле (см. рис. 9.2). При морской коррозии контролирующим будет катодный процесс восстановления растворенного в воде кислорода с образованием гидроксила:

$$4e + O_2 + 2H_2O \rightarrow 4OH^- \ .$$

При коррозии стали в морской воде первичные продукты коррозии (ионы двухвалентного железа) реагируют с ионами гидроксила и образуют малорастворимый гидроксид железа (II) $Fe(OH)_2$, который, окисляясь кислородом, переходит в еще менее растворимый гидроксид железа (III) $Fe(OH)_3$. Под действием воды и кислорода продукты коррозии меняют свои свойства и состав:

$$nFe(OH)_3 + mFe(OH)_2 + qH_2O \ .$$

При недостатке кислорода продукты коррозии (ржавчина) имеют цвет от зеленого до черного, при избытке кислорода — характерный оранжево-красный цвет.

Если катодное восстановление кислорода идет на предельном токе, то скорость реакции и, следовательно, скорость коррозии определяются концентрацией кислорода и толщиной диффузионного слоя, т. е. гидродинамическими условиями у поверхности металла и, прежде всего, скоростью ее омывания водой. Чем энергичнее движение воды у поверхности металла, тем больше сила тока, и тем больше скорость коррозии.

По характеру различают сплошную равномерную и неравномерную коррозию; местную коррозию, в том числе коррозионные пятна, язвы и точки (питтинг); межкристаллитную коррозию, которая поражает границы зерен металла; транскристаллитную коррозию, которая рассекает металл непосредственно через зерна. Последние два вида коррозии особенно опасны, так как могут привести к полной потере прочности сооружения.

Скорость коррозии металлов определяется либо потерей массы в г/(см^2·год), либо, что в большинстве случаев удобнее, скоростью углубления коррозии, обычно в мм/год.

Скорость коррозии стали сильно зависит от легирующих добавок, состояния поверхности металла и местных условий и колеблется в достаточно широких пределах; так, в области переменного уровня скорость коррозии изменяется от 0,04 до 1,28 мм/год. При наличии ржавчины и повышенной концентрации растворенного в воде кислорода скорость коррозии возрастает. Коррозионная стойкость низколегированных сталей мало отличается от стойкости обычных углеродистых сталей. Стали, содержащие медь и небольшие количества Cr, Ni, Al, на 25...30 % более стойки в морской воде, чем низкоуглеродистые стали. Повышенную коррозионную стойкость в морской воде имеет сталь, содержащая 1...3 % Ni; 0,5...1 % Cr; 0,1... 0,3 % Mo и 0,005 % B. Из нержавеющих сталей наиболее устойчивы хромоникелевые, дополнительно легированные молибденом. С

возрастанием скорости движения воды коррозия (глубина минимального питтинга) нержавеющих сталей в отличие от углеродистых низколегированных резко снижается.

Из цветных металлов в строительных конструкциях в последнее время начали применять алюминий и его сплавы. Несмотря на более высокую стоимость по сравнению со сталью, применение их весьма перспективно, так как скорость коррозии алюминия в морской воде на два-три порядка ниже, чем у стали Ст.3, и не превышает 0,5...1 мкм/год в области переменного уровня и 8...10 мкм/год в подводной зоне. Такие соотношения объясняются разрушающим действием хлор-ионов, концентрация которых больше в подводной зоне, на защитную пленку окислов*.

Бетон морских гидротехнических сооружений подвергается воздействию: а) химических веществ, растворенных в морской воде и агрессивных растворах (химические грузы); б) волнения, льда, наносов и швартующихся судов; в) многократного попеременного увлажнения и высыхания, замораживания и оттаивания; г) обрастателей и бактерий.

При химическом воздействии морской воды на бетон могут происходить: а) выщелачивание, т. е. растворение составных частей цемента в воде; б) образование в результате химических реакций между веществами, содержащимися в цементе и растворенными в морской воде, новых веществ либо легкорастворимых, либо не обладающих вяжущими свойствами; в) образование новых веществ, которые, кристаллизуясь, увеличиваются в объеме и вызывают механическое разрушение бетона.

Коррозия выщелачивания обусловлена растворением гидроксида кальция, растворимость которого повышается в присутствии хлористого натрия. При длительном действии морской воды на бетон может произойти полное выщелачивание гидроксида кальция, что приведет к потере прочности бетона, иногда до 40...50 % первоначальной. Выщелачивание характерно для конструкций, через которые морская вода фильтруется под давлением (сухие доки, док-камеры, подводные морские туннели).

Второй вид химической коррозии бетона в условиях морской среды связан с воздействием так называемой агрессивной углекислоты [8], растворенной в морской воде, на углекислый кальций, образующийся в виде тонкого слоя на поверхности бетона в итоге реакции между гидроксидом кальция и углекислотой, содержащейся в воздухе. При этом получается растворимый бикарбонат кальция, который вымывается из бетона. Этот процесс может идти до полного уничтожения слоя нерастворимого в воде углекислого кальция, в значительной степени предохраняющего бетон от выщелачивания, а также от сульфатной и магнезиальной коррозии. При содержании агрессивной углекислоты до 15 мг/дм^3 вода считается практически неопасной для бетона.

Общекислотный вид агрессивности морской воды возможен в результате изменения химического состава ее морскими организмами при pH < 7 в случае содержания HCO_3 до 515 мг/дм^3 и при pH < 6,7 в случае содержания HCO_3 более 515 мг/дм^3.

Сульфатная коррозия, которая наиболее опасна для морских гидротехнических сооружений, вызывается взаимодействием сернокислого магния со свободным гидроксидом и алюминатом кальция. При этом образуются аморфные вещества без увеличения объема, а также двуводный гипс, эттрингит и другие соли, которые, сильно увеличиваясь в объеме при кристаллизации, вызывают вспучивание и разрушение бетона.

Магнезиальная коррозия развивается при действии на свободный гидроксид кальция $Ca(OH)_2$ хлористого магния, в результате чего образуется хорошо растворимый

* Такое же действие хлор-ионы оказывают на пленку окислов и на поверхность стали

в воде хлористый кальций. Реакция может идти до полного израсходования $Ca(OH)_2$, что ведет к разрушению бетона.

Физическая коррозия бетона, как и других пористых строительных материалов, вызывается его попеременным увлажнением и высыханием, обусловливающими развитие деформаций набухания и усадки, отложением солей в его порах при испарении воды, что может довести кристаллизационное давление до (2...3)10^5 Па, и его попеременным замораживанием и оттаиванием. В последнем случае к разрушению бетона в основном приводит повышение напряжений внутри него при образовании льда в заполненных водой порах и капиллярах.

Механизм разрушения бетона при замораживании и оттаивании не совсем еще ясен, однако примерную схему этого явления уже можно наметить. Поры и капилляры бетона, имеющие размеры от нанометров до миллиметров, полностью или частично заполнены водой. При понижении температуры в первую очередь замерзает вода в крупных порах, а не замерзшая вода отжимается из зоны замораживания. Если поры заполнены водой более чем на 91 %, то развивается высокое гидростатическое давление (иногда 200 МПа и более), которое может вызвать разрушение стенок пор и капилляров, появление новых микротрещин и пр.

При повышении давления точка замерзания воды понижается, и часть воды в мелких капиллярах остается в жидком виде, замерзая только при дальнейшем понижении температуры. Если в порах имеется воздух, то благодаря его большой сжимаемости гидростатическое давление снимается, однако из-за неоднородности строения материала и в этом случае может развиваться высокое давление в отдельных местах. При наличии тупиковых капилляров с пережимами вода фильтруется через стенки капилляров и гель цементного камня. При этом развивается высокое гидродинамическое давление, тем большее, чем быстрее идет понижение температуры.

При наличии или образовании закрытых с одного конца микротрещин в случае замерзания в них воды, которое начинается с широкого конца, при самом незначительном повышении гидростатического давления в точке выклинивания трещин развиваются теоретически бесконечно большие напряжения, разрушающие бетон. При каждом цикле замораживания объем пор увеличивается, и, если влажность возрастает, а это неизбежно в области переменного уровня, разрушение материала лавинно прогрессирует.

Кроме местных повреждений при замерзании воды в порах бетона наблюдается нелинейное расширение всего объема бетона: наибольшие относительные деформации расширения соответствуют интервалу температур - 30... - 45° С. При этом возникают высокие напряжения в бетоне, так как коэффициент линейного расширения бетона в среднем в 4...5 раз меньше, чем льда.

Следует отметить, что при образовании льда вокруг конструкции резко возрастает химическая агрессивность среды, поскольку концентрация солей в морской воде при ее замерзании сильно увеличивается, и на цементный камень уже действует крепкий рассол. По некоторым исследованиям этот фактор способствует разрушению бетона даже в большей степени, чем замораживание и оттаивание.

В результате поселения на поверхности бетонных конструкций морских организмов (от бактерий и микроскопических водорослей до двустворчатых моллюсков и оболочников) образуется так называемое обрастание, интенсивность роста и мощность которого изменяются в широких пределах. Так, в умеренных широтах за несколько сезонов обрастание достигает 100 кг/м^2 при толщине слоя 30...40 см. Обрастание чаще, по-видимому, способствует коррозии, хотя имеются сведения и о защитном действии обрастания растительными организмами, которые создают слабощелочную среду, иногда (при интенсивном фотосинтезе) до pH- 9 и даже больше. Животные организмы создают слабокислотную среду, что увеличивает опасность коррозии. Некоторые растения и животные непосредственно воздействуют на конструкции, разрушая защитные покрытия, а иногда и материал сооружений.

В последние годы при строительстве морских гидротехнических сооружений широко применяют железобетонные конструкции, срок службы которых в ряде случаев оказывается значительно меньше срока службы бетонных конструкций. Однако известны примеры и длительной работы железобетонных сооружений в морской воде без существенных повреждений, что объясняется целым рядом причин, в частности, технологического характера.

При воздействии на железобетон морской воды коррозии подвергаются бетон и арматурная сталь. При плотном бетоне и достаточной толщине защитного слоя коррозии арматуры в бетоне не наблюдается, так как при высокой концентрации гидрата окиси кальция в межфазовой воде создается щелочная среда (pH = 12...13). Щелочной раствор, соприкасаясь с арматурой, пассивирует ее* и тем самым предотвращает коррозию.

При пористом бетоне или при наличии глубоких трещин процесс карбонизации бетона быстро распространяется до зоны арматуры, и щелочность среды понижается до pH = 8,5...9,5, в результате чего создаются условия для начала коррозии. Присутствующие в морской воде ионы хлора проникают в арматуру и, разрушая защитную пленку окислов, также способствуют развитию коррозии арматуры. Исследованиями установлено, что коррозия арматуры в бетоне имеет электрохимический характер, идет с катодным контролем и, следовательно, скорость ее определяется условиями диффузии кислорода к арматуре.

Влажность среды существенным образом влияет на интенсивность коррозии арматуры железобетона: при низкой влажности (<60%) затрудняется образование сплошной водной пленки на арматуре и, несмотря на свободный доступ к ней через не затопленные водой поры, электрохимическая реакция не развивается. При сплошном заполнении пор водой, что наблюдается в подводной зоне морских сооружений, условия аэрации затрудняются, и коррозия резко замедляется. Наиболее интенсивно развивается коррозия арматуры в области переменного уровня и выше, где влажность бетона составляет 65...80 %. Образующиеся продукты коррозии, увеличиваясь в объеме, вызывают в защитном слое появление трещин; с течением времени защитный слой осыпается, арматура оголяется и коррозия интенсивно развивается. Восстановить такие конструкции, как правило, не удается.

При замерзании воды в железобетонных конструкциях из-за различия законов изменения деформаций стали и замерзающего бетона появляются касательные напряжения на контакте бетона с арматурой.

* Пассивация — перевод металла в пассивное состояние, в котором он способен противостоять коррозионному воздействию среды благодаря образованию на его поверхности защитных пленок окислов или адсорбированного кислорода

§ 36. Защита конструкций морских гидротехнических сооружений от коррозии

Потери от коррозии, слагающиеся из прямых потерь, которые определяются стоимостью ремонта сооружений, и косвенных потерь в результате выхода сооружений из строя, характеризуются огромными цифрами, поэтому защите морских гидротехнических сооружений от коррозии уделяется очень большое внимание во всех странах мира. В нашей стране в этой области работает целый ряд специализированных научно-исследовательских организаций.

Способы защиты сооружений от коррозии зависят главным образом от материала и их конструктивных особенностей.

Для предохранения древесины от разрушения древоточцами и от гниения наиболее часто применяют антисептирование ее различными токсичными веществами — антисептиками*. Антисептики должны обладать высокой токсичностью по отношению к грибам и древоточцам и в то же время быть безвредными для окружающей среды, иметь невысокую стоимость по сравнению с древесиной, быть недефицитными, легко проникать в древесину, быть химически инертными, не должны повышать гигроскопичность, снижать прочность древесины и вызывать коррозию металлов.

На практике наиболее часто применяют антисептики следующих видов: а) водорастворимые однокомпонентные — фтористый и кремнефтористый натрий; кремнефтористый алюминий, пентахлорфенолят натрия и другие соединения, а также бор- и хромсодержащие препараты; б) водо-нерастворимые — оксидифенил, пентахлорфенол, бета-нафтол и др., применяемые в виде растворов в органических жидкостях: зеленом масле, уайт-спирите, керосине и т. п.; в) антисептические масла — каменноугольное, антраценовое, полукоксовое каменноугольное, сланцевое, креозотовое и др.

Антисептики можно использовать в виде наружного покрытия или пропитывающего состава; последнее предпочтительнее, так как покрытие даже из наиболее стойких составов оказывает защитное действие в течение не более 7...8 лет.

Растворимые в воде антисептики быстро вымываются из древесины, и их применение в гидротехническом строительстве нецелесообразно, поэтому для антисептирования древесины используют органикорастворимые и масляные антисептики.

Древесину пропитывают антисептиками в специальных автоклавах при атмосферном или повышенном давлении.

После загрузки древесины в автоклав создают вакуум $8 \cdot 10^4$ Па на 10...15 мин, и заливают раствор антисептика; после этого вакуум снижают, а древесину выдерживают в жидкости при атмосферном давлении 10...15 мин. После осушения ванны создают вакуум $8 \cdot 10^4$ Па на 10...15 мин, потом подают водяной пар под давлением $(2...3) \cdot 10^5$ Па, и древесину прогревают в течение 30...40 мин. Затем вновь создают такой же вакуум на 20...40 мин, в течение которых древесина высушивается аккумулированной теплотой. Этот способ пропитки древесины применяют при любых антисептиках.

Более надежное антисептирование древесины достигается при ее пропитывании под давлением выше атмосферного. Наиболее экономичен по расходу антисептиков способ ограниченного поглощения (метод Рюпинга), при котором вначале в автоклаве создают повышенное давление воздуха $(3...4) \cdot 10^5$ Па, выдерживаемое 15 мин. При этом в поры древесины проникает некоторое количество дополнительного воздуха. Затем подают жидкость под давлением $9 \cdot 10^5$ Па, выдерживаемым 50...120 мин. По окончании пропитки и удалении жидкости в автоклаве создают вакуум $8 \cdot 10^4$ Па: при этом сжатый воздух выталкивает из пор древесины часть поглощенной жидкости.

* Наиболее эффективное средство против древоточцев — устройство (для свай) защитных оболочек из бетона или металла — из-за высокой стоимости в настоящее время применяется очень редко

Этот способ используют для пропитки сухой древесины (с относительной влажностью 25...30 %). При более высокой влажности древесины применяют предварительную ее сушку в масле. Масляные и органикорастворимые антисептики являются гидрофобными жидкостями и могут выполнять роль сушильного агента.

В автоклаве после загрузки сырой древесины заливают пропиточный антисептик с температурой 95...98° С и, поддерживая эту температуру, создают в автоклаве вакуум. Так как при пониженном давлении температура кипения воды меньше 100° С, то в автоклаве происходит высокотемпературный процесс сушки в гидрофобной жидкости с парообразованием внутри древесины вследствие кипения и молекулярного влагопереноса под влиянием избыточного давления. Выделившийся из древесины пар собирается в верхней части автоклава и отсасывается вакуум-насосом.

В зависимости от влажности древесины процесс сушки продолжается 8...20 ч, после чего начинается собственно процесс пропитки древесины антисептиком. Конструкции из антисептированной древесины не должны иметь никаких врубок, отверстий и т. д., поэтому они могут применяться в свайных сооружениях и недопустимы в ряжевых.

Защита от коррозии металлических конструкций морских гидротехнических сооружений может осуществляться путем применения специальных коррозионно-стойких сплавов, покрытия поверхности металла защитными пленками, поддержания такого энергетического состояния металла, при котором окисление его термодинамически невозможно.

Применение коррозионно-стойких сплавов — один из наиболее надежных способов борьбы с коррозией. Добавка к основному металлу, не обладающему способностью к пассивации в морской воде, пассивирующихся металлов создает сплав, также пассивируемый и, следовательно, устойчивый против коррозии. В мировой практике разработано много соответствующих рецептов с целью получения коррозионно-стойких конструкционных сплавов. Несмотря на относительно высокую стоимость, этот метод представляется весьма перспективным.

Широко распространен метод нанесения на металл лакокрасочных и металлизационных покрытий. В настоящее время разработано большое количество красок для защиты морских гидротехнических сооружений от коррозии на основе эпоксидной, каменноугольной, уретановой, виниловой и других смол. Обычно применяют комбинированные покрытия в несколько слоев, которые служат в воде 5...10 лет.

Хорошо зарекомендовали себя покрытия из неопрена, молекулярно сцепленные с металлом. Неопрен отличается высокой противокоррозионной стойкостью, выдерживает воздействие как солнечной радиации, так и соленой морской воды, обладает эластичностью и противостоит механическим повреждениям. Менее стойки покрытия в виде масляных, масляно-смоляных, битумных и некоторых других пленок.

Перед нанесением покрытия поверхность металла тщательно очищают, обычно с помощью дробеструйных или пескоструйных машин. Сразу после очистки на поверхность наносят грунтовку, в качестве которой применяют свинцовый сурик на льняном масле (наилучшая грунтовка), окись цинка, хромат кальция, фосфат хрома, железный сурик. После высыхания грунтовки наносят отделочное покрытие, обычно в несколько слоев.

Для защиты стальных конструкций от морской агрессии с успехом можно применять металлизационные покрытия — цинковые и алюминиевые. Поверх этих покрытий целесообразно нанести слой грунтовки и слой краски.

Выбор покрытия зависит от условий в момент его нанесения, в частности, от температуры и влажности воздуха. Нанесение покрытия в подводных условиях возможно при условии использования эпоксидных смол и специальной технологии.

Для предохранения морских гидротехнических сооружений от коррозии в настоящее время широко применяют катодную защиту, к достоинствам которой относятся надежность, невысокая стоимость (2...5 % стоимости конструкции), низкие эксплуатационные расходы, простота схемы, легкость контроля за ее действием, возможность ее применения в комбинации с другими методами, недефицитность используемых материалов. В то же время катодная защита неприменима в зоне атмосферной коррозии, обеспечивает лишь частичную защиту в области регулярных колебаний уровня, трудно осуществима для сооружений сложной конфигурации, для экономичности применения требует защитного покрытия.

Катодная защита может быть выполнена в двух вариантах: катодная защита с наложенным током от внешнего источника и катодная протекторная защита.

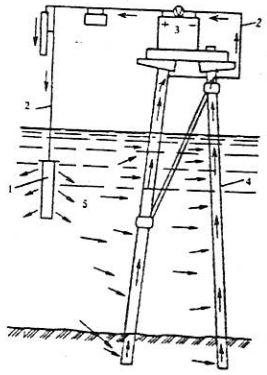


Рис. 9.3. Схема катодной защиты с налаженным током морской эстакады: 1 - анод; 2 - соединительные провода; 3 - источник постоянного тока; 4 - защищаемая эстакада; 5 - коррозионная среда; → - путь защитного тока

В первом случае осуществляется катодная поляризация сооружения от внешнего источника электрической энергии; при этом сооружение получает настолько большой отрицательный потенциал, что окисление металла его конструкций становится невозможным. Анодами в этом случае служат графитовые стержни, куски стали или другие материалы (рис. 9.3). При работе катодной защиты на элементах конструкций (катоде) образуется плотная пленка из плохо растворимых солей, главным образом, кальция и магния, которая предохраняет сооружение от коррозии. При выключенной защите эта пленка постепенно растворяется. В связи с этим при эксплуатации подобных систем ток можно периодически отключать без ущерба для сооружения. Например, при защите эстакад нефтепромыслов на Каспийском море ток плотностью 2,32 А/м² подавался в течение 1 месяца, а затем на 2 месяца выключался. При этом расход электроэнергии сокращался в 2...3 раза.

Во втором случае катодная поляризация вызывается постоянным электрическим контактом сооружения из стали с металлом, обладающим более отрицательным потенциалом, например, магнием, цинком, алюминием или их сплавами (рис. 9.4). Этот металл, являясь анодом, ускоренно корродирует и должен периодически заменяться (он называется протектором, откуда и название самого метода). Сооружение при этом является катодом и не подвергается коррозии.

Долговечность бетонных и железобетонных конструкций в морской среде обеспечивается выполнением целого ряда требований при проектировании сооружений и приготовлении бетона, обусловливающих получение плотного, без трещин, коррозионно-устойчивого в морской среде бетона. При проектировании морских сооружений там, где это целесообразно, рекомендуется предусмотреть предварительно напряженные конструкции, что снижает вероятность появления трещин в бетоне и тем самым увеличивает срок службы сооружений.

Форма конструкций должна быть наиболее простой. Следует стремиться к отсутствию ниш, впадин, щелей и других плохо вентилируемых участков. Так, конструкцию верхнего строения пирсов и эстакад на сваях или оболочках не следует проектировать в виде перекрещивающихся ригелей и продольных балок, перекрытых сверху плитой, так как в углах пересечения этих балок, расположенных над уровнем моря, скапливается влага, кроме того, бетон в местах пересечения балок, особенно при монолитном верхнем строении, трудно прорабатывается и получается менее плотным. Все это приводит к тому, что в этих местах концентрируются коррозионные повреждения как бетона, так и арматуры. В связи с этим более долговечной будет конструкция пирсов и эстакад с верхним строением в виде сплошной плиты (безбалочная).

Толщина тонких железобетонных элементов морских гидротехнических сооружений должна быть не менее 15 см. В соответствии с требованиями СНиП толщина защитного слоя железобетонных морских гидротехнических сооружений должна быть не менее 70 мм при проволочной арматуре и 50 мм при стержневой арматуре. Все железобетонные элементы морских гидротехнических сооружений должны быть проверены на трещиноустойчивость.

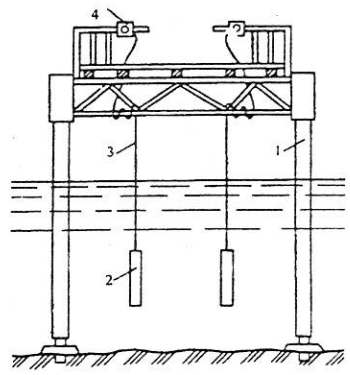


Рис. 9.4. Схема катодной протекторной защиты крупноблочного основания: 1 - основание; 2 - анод (протектор); 3 - соединительный провод; 4 - зажим соединительного провода

Для конструкций морских гидротехнических сооружений применяют тяжелые бетоны, удовлетворяющие требованиям по прочности, морозостойкости и водонепроницаемости. Эти бетоны приготовляют на цементах, удовлетворяющих требованиям стандартов: в частности, для области переменного уровня рекомендуется применять сульфатостойкий портландцемент и глиноземистый цемент.

Для приготовления бетона морских гидротехнических сооружений следует использовать щебень из твердых пород камня трех-четырех фракций, тщательно промытый пресной водой, с содержанием глинистых частиц меньше 0,5 %, и кварцевый песок, состоящий из крупных и мелких фракций. Для улучшения технологических свойств бетонной смеси рекомендуется вводить поверхностно-активные и пластифицирующие добавки.

Применяют также специальные виды защиты бетона и железобетона от воздействия внешней среды, в частности, облицовку из камня твердых пород, установку съемных железобетонных плит с предварительной пропиткой их битумом под давлением в автоклавах, пропитку готовых бетонных и, главным образом, железобетонных изделий битумом под давлением.

В северных районах в области переменного уровня рекомендуется устройство гидротеплоизоляционного покрытия из деревоплиты, пропитанной фенолоформальдегидными смолами, устанавливаемой по слою мастики, или покрытия из битумно-шлаковой смеси в виде монолитного пояса, экрана или облицовки готовыми плитами. В качестве гидроизоляции целесообразно применять покрытия битумные либо на основе эпоксидных смол или полиуретановых лаков; эти же покрытия рекомендуются и для железобетона в надводной зоне.

В последнее время в практику строительства внедряется нанесение на поверхность бетонных и железобетонных конструкций (сухую, влажную или периодически смачиваемую) пленочных полимерных покрытий на основе эпоксидных смол, армированных стеклотканью.

Для предохранения арматуры железобетонных элементов от коррозии необходимо тщательно очищать ее от ржавчины, вводить ингибиторы в бетонную смесь, применять катодную защиту арматуры. При использовании сборного железобетона следует обращать особое внимание на качество соединения между собой отдельных элементов. В частности, рекомендуется оцинкование закладных деталей сварных соединений с последующей защитой сварных швов металлизацией цинком либо цинковыми протекторными грунтовками.

ГЛАВА 10
ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПОРТОВЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

§ 37. Общие положения и классификация портовых гидротехнических сооружений

Гидротехнические сооружения морских и речных портов, предназначенные для обеспечения перегрузочных операций, обслуживания судов и их отстоя, а также для защиты акватории портов от волнения и других воздействий, называются портовыми.

В зависимости от назначения портовые гидротехнические сооружения можно классифицировать по четырем основным группам:

1) причальные — предназначенные для обработки и отстоя судов;

2) оградительные — защищающие акваторию порта от волнения, течений, движущихся вдоль берега донных наносов, дрейфующих льдов;

3) берегоукрепительные — защищающие берега акватории порта и примыкающие к ней участки побережья от разрушения при воздействии волн, льда и течений, а также обеспечивающие надежность сопряжения причальных и оградительных сооружений с берегом;

4) гидротехнические сооружения судоремонтных и судостроительных предприятий (слипы, эллинги, доки), предназначенные для спуска и подъема судов или осушения их корпуса с целью проведения ремонтных работ.

Наличие всех четырех групп сооружений в составе порта не обязательно. Так, при создании порта на естественно защищенной акватории или на реке оградительные сооружения, как правило, отсутствуют. Судоремонтные предприятия приурочивают обычно к крупным портам приписки судов. Причальные и берегоукрепительные сооружения в том или ином виде будут, естественно, в портах любой категории и назначения.

Все гидротехнические сооружения порта в зависимости от продолжительности их эксплуатации подразделяют на постоянные и временные.

Постоянные сооружения предназначены для длительной эксплуатации. Это, как правило, капитальные сооружения, работающие в течение всего навигационного периода.

Временные сооружения используют во время строительства и ремонта основных сооружений или в отдельные периоды навигации. Например, весенние причалы в речных портах (причалы высокой воды) эксплуатируют только при высоких уровнях воды в половодье.

Постоянные портовые гидротехнические сооружения по их значению и условиям эксплуатации делят на основные и второстепенные.

Основными называют такие сооружения, выход из строя которых существенно нарушает работу всего объекта (порта, судоремонтного завода) или важной его части (например, портового района). Это, прежде всего, внешние оградительные сооружения, разрушение которых может повлечь за собой катастрофические последствия для всех остальных сооружений порта и судов, находящихся на портовой акватории; грузовые и пассажирские причалы для крупных судов; судоподъемные сооружения, обслуживающие основные категории транспортных судов; наиболее ответственные берегоукрепительные сооружения, башни маяков и т. д.

К второстепенным относят причальные и судоподъемные сооружения, обслуживающие суда местного сообщения, служебно-вспомогательный и технический флот, берегоукрепительные сооружения, частичное разрушение которых несущественно отражается на работе основных элементов портового комплекса.

Все портовые гидротехнические сооружения в зависимости от их размеров, действующих на них нагрузок и последствий нарушения их эксплуатации (социально-экономической ответственности) разделяют на классы (табл. 10.1 и 10.2) [15].

Класс рассматриваемого основного сооружения принимается по наивысшему значению, определенному по указанным таблицам. Так же поступают при совмещении функций, например, причального и оградительного сооружения.

Класс второстепенных гидротехнических сооружений может быть принят на единицу ниже класса основных сооружений данного порта, но не выше III класса. Временные сооружения обычно относят к IV классу, в особых случаях их повышенной ответственности — к III классу. Берегоукрепительные сооружения, как правило, относятся к III классу.

Таблица 10.1

Класс основных постоянных портовых гидротехнических сооружений в зависимости от их социально-экономической ответственности

Сооружения	Класс сооружений
Гидротехнические сооружения морских портов при грузообороте:	
более 6 млн. т сухогрузов или 12 млн. т наливных	I
1,5 — 6 млн. т сухогрузов или 6 — 12 млн. т наливных	II
менее 1,5 млн. т сухогрузов или 6 млн. т наливных	III
Гидротехнические сооружения железнодорожных паромных переправ при грузообороте, млн. т:	
более 0,5	II
менее 0,5	III
Гидротехнические сооружения речных портов со среднесуточным грузооборотом (пассажирооборотом):	
более 750 усл. т (более 200 усл. пас.)	III
менее 750 усл. т (менее 200 усл. пас.)	IV
Оградительные сооружения речных портов, судостроительных предприятий	III
Морские оградительные сооружения судостроительных и судоремонтных предприятий (в зависимости от класса предприятий)	II, III
Причальные сооружения судостроительных и судоремонтных предприятий для судов водоизмещением в порожнем состоянии, тыс. т:	
более 3,5	II
менее 3,5	III
Судоподъемные и судоспускные сооружения с наибольшей подъемной силой, МН:	
более 300	I
35... 300	II
менее 35	III

При проектировании портовых гидротехнических сооружений для обеспечения их надежности и требуемых условий эксплуатации необходимо предусматривать постоянные наблюдения за работой и состоянием основных сооружений в период строительства и эксплуатации. Для этого на сооружениях I, II и, как правило, III классов устанав-

ливают контрольно-измерительную аппаратуру (КИА), обеспечивающую контроль за напряженно-деформированным состоянием сооружений, их элементов и узлов. Для обоснования технических решений, принимаемых при проектировании сооружений I и II, а иногда и III классов рекомендуется проводить специальные научно-исследовательские экспериментальные и опытно-конструкторские работы.

Класс основных постоянных портовых гидротехнических сооружений в зависимости от их высоты

Таблица 10.2

Сооружения	Класс сооружений
Морские причальные сооружения основного назначения (грузовые, пассажирские, судостроительные, судоремонтные) при глубине воды у причала, м:	
более 25	I
20...25	II
менее 20	III
Оградительные и ледозащитные сооружения при глубине у сооружения, м:	
более 25	I
5...25	II
менее 5	III
Морские внутрипортовые оградительные сооружения, берегоукрепления пассивной защиты при их высоте, м:	
более 15	II
менее 15	III
Сухие доки, наливные док-камеры при высоте сооружения, м:	
на скале	
более 15	II
менее 15	III
на нескальном основании	
более 10	II
менее 10	III

Для повышения эксплуатационных и технико-экономических показателей портовых сооружений целесообразно рассматривать возможность их реконструкции с максимальным использованием существующих сооружений и минимальным перерывом в их эксплуатации.

§ 38. Особенности портовых гидротехнических сооружений

При всем многообразии типов и конструкций портовых гидротехнических сооружений они объединяются рядом общих характерных особенностей, отличающих их от других инженерных сооружений, и, в частности, от гидротехнических сооружений речных гидроузлов.

В большинстве случаев портовые гидротехнические сооружения возводят на акватории способом «в воду» без применения перемычек и водоотлива. Более того, внешние оградительные сооружения, причалы и берегоукрепительные сооружения на открытых побережьях, а также островные причалы нередко приходится возводить на незащищенных акваториях, подверженных воздействию волн, течений, льда и т. д. Эти обстоятельства во многом обусловливают выбор типов сооружений и их конструктивные особенности, тесно связанные с условиями производства работ.

Подводную часть сооружений чаще всего возводят путем установки заранее изготовленных элементов конструкции в воду на подготовленное основание или путем погружения в грунт свай, шпунта, колонн-оболочек с плавучих средств или пионерным способом, используя уже построенную часть сооружения. Устройство огражденных котлованов для строительства «насухо», как это практикуется для речных гидроузлов, при возведении портовых сооружений неэкономично и в основном ограничивается областью судоподъемных сооружений (сухих доков, эллингов и т. д.), причем и здесь наблюдается тенденция к использованию типов конструкций, допускающих строительство способом «в воду», без применения перемычек и водоотлива. Только гидротехнические сооружения водохранилищных портов, если их возводят до заполнения водохранилища, строят «насухо».

С условиями производства работ связана и вторая важная особенность гидротехнических портовых сооружений — максимальное использование крупноблочных сборных конструкций. Именно в портовом строительстве раньше всего появились и получили наибольшее распространение сборные конструкции из заранее изготовленных элементов. Оградительные и причальные сооружения, образуемые укладкой крупных блоков (массивов), применяют с начала многовековой истории портостроения. Использование крупноблочных сборных конструкций, особенно в условиях незащищенных акваторий, вошло в практику портового строительства как одно из наиболее рациональных инженерных решений. Этому способствовала возможность применения морских, а теперь и речных плавучих кранов большой грузоподъемности (см. гл. 6).

Портовые гидротехнические сооружения подвержены действию чрезвычайно интенсивных знакопеременных нагрузок, имеющих нередко динамический характер. Например, интенсивность нагрузки при ударе волн о поверхность оградительного сооружения может достигать 1 МПа. Причальные сооружения испытывают навал и удар швартующихся судов, действие крановых нагрузок, а в некоторых случаях также волновые, ледовые и сейсмические воздействия. Особое значение имеют большие горизонтальные нагрузки от давления волн, льда, распора грунта, навала или удара судов, приложенные чаще всего к верхней части сооружения и вызывающие сдвиг его и неравномерность напряжений в основании. В связи с этим конструкции портовых сооружений обычно допускают определенные перемещения под действием нагрузок в период их строительства и эксплуатации.

Разрушительное действие агрессивной среды предъявляет особые требования к стойкости материалов конструкций. На надежность портовых гидротехнических сооружений помимо химической и биологической агрессивности воды влияют также условия попеременного замораживания и оттаивания, увлажнения и высыхания и т. д. (см. гл. 9).

Кроме перечисленных общих особенностей, у морских и речных портовых гидротехнических сооружений имеются характерные отличия, определяемые условиями их эксплуатации.

Морские причальные сооружения, особенно глубоководные, испытывают значительные нагрузки от швартующихся судов, для снижения которых применяют дорогостоящие отбойные устройства, навешиваемые обычно в верхней части причальной стенки, швартовных и отбойных пал и т. п. в безливных морях и в пределах величины прилива — в ливных.

Нагрузки от речных судов значительно меньше, однако и они в сложных условиях подхода крупных современных судов могут составлять 1 МН и более. В связи с этим здесь также требуется применение отбойных устройств достаточной энергоемкости. Ес-

ли учесть большую высоту колебаний уровней воды в реке (до 10 м и более) и особенности корпуса речных судов, оснащенных привальным брусом, то становится очевидной необходимость защиты от ударов судов причальных стен речных портов почти по всей высоте. При этом относительная стоимость защитных мероприятий будет довольно высокой (особенно для тонкостенных конструкций), а эксплуатация сооружений усложнится.

Большими колебаниями уровней воды обусловлена и другая особенность речных причальных сооружений с вертикальной стенкой. При низких уровнях воды эти конструкции испытывают большие (в 1,5...2 раза) нагрузки от давления грунта засыпки, чем морские набережные той же высоты, эксплуатируемые в условиях примерно постоянной отметки уровня воды (в безливных морях). Еще одна особенность речных портовых сооружений связана с тяжелыми ледовыми воздействиями на них в периоды ледоходов и зимних колебаний уровня воды в реке при толщине льда, достигающей 1...1,5 м. Для восприятия ледовых нагрузок в этих условиях приходится утяжелять сами конструкции или разрабатывать специальные дорогостоящие защитные мероприятия, например, ледозащитные дамбы.

Условия строительства также вносят коррективы в конструкции и технологию возведения морских и речных портовых гидротехнических сооружений. Если в море осложняющими обстоятельствами (особенно для оградительных сооружений) являются большие глубины и наличие волнения, то при строительстве в речных условиях приходится считаться с наличием течения (скоростью до 2 м/с), практически отсутствием видимости при выполнении подводных работ и часто отсутствием плавучих кранов большой грузоподъемности. Грузоподъемность речных кранов, которые могут проходить под мостами и через шлюзы, ограничивается 30—50 т. Это обстоятельство, естественно, требует уменьшения массы и габаритных размеров сборных элементов и осложняет их монтаж. Правда, в последние годы на реке появились малогабаритные плавучие краны грузоподъемностью до 300 т, хорошо зарекомендовавшие себя на строительных и монтажных работах.

Эти и ряд других особенностей портовых гидротехнических сооружений иллюстрируют те трудности и специфику, с которыми приходится сталкиваться при проектировании и строительстве портов как в морских, так и в речных условиях.

Перечисленные обстоятельства обусловливают также повышенные требования к капитальности сооружений и качеству производства работ. Следует помнить, что восстановление и ремонт подводных конструкций — одна из наиболее трудновыполнимых и дорогостоящих строительных операций.

§ 39. Нагрузки и воздействия

В зависимости от длительности и характера действия нагрузки на портовые гидротехнические сооружения, как и на все инженерные конструкции, подразделяют на постоянные и временные (длительные, кратковременные и особые).

К постоянным нагрузкам, действующим на сооружение в течение всей его эксплуатации, относят собственный вес сооружения и вес грунта обратной засыпки, нагрузки от стационарных зданий и конструкций технологического назначения, расположенных на поверхности сооружения, боковое давление грунта (активное, реактивное, пассивное), нагрузки от предварительного напряжения арматуры.

Временные нагрузки в отдельные периоды строительства и эксплуатации сооружения могут отсутствовать.

К длительным временным относят нагрузки на поверхности сооружения и прилегающей к нему территории от транспортных и перегрузочных средств, складируемых грузов и боковое давление грунта от этих нагрузок. В отдельных случаях при наличии перепада уровней воды за сооружением и перед ним к этой категории нагрузок относят фильтрационное и гидростатическое давление воды.

К кратковременным нагрузкам, являющимся иногда определяющими для расчета сооружения, например, оградительного или сквозного причального, относят нагрузки от волнения, подходящего или ошвартованного судна, ото льда, а также нагрузки от температурных воздействий.

В категорию особых временных выделены нагрузки, вызванные катастрофическими явлениями природы — землетрясениями, цунами и т. п.

Все сооружения рассчитывают на основное сочетание нагрузок, включающее нагрузки постоянные, временные длительные и одну из возможных кратковременных нагрузок, наиболее существенно влияющую на напряженно-деформированное состояние конструкции, ее элементов или основания. При этом всегда следует принимать наиболее неблагоприятное сочетание и расположение нагрузок и учитывать только те временные нагрузки, которые ухудшают работу рассчитываемого сооружения.

При возможности возникновения особых временных нагрузок, например, в сейсмически опасных районах, портовые гидротехнические сооружения необходимо проверять на особое сочетание нагрузок, включающее, кроме особой, постоянные и все возможные временные нагрузки.

Помимо перечисленных нагрузок при проектировании портовых гидротехнических сооружений следует учитывать воздействие на них возможного размыва грунта основания течениями, волнением или в результате работы движителей судов, коррозию отдельных элементов и истирающее воздействие льда и наносов.

Нормативные значения нагрузок на портовые гидротехнические сооружения определяют, как правило, на основе статистической обработки результатов наблюдений за исходными факторами, вызывающими эти нагрузки. Значения их принимают по действующим нормативным документам [13, 9] с учетом рекомендаций соответствующих разделов данного учебника.

Расчетные нагрузки вычисляют обычно путем умножения их нормативных значений на коэффициенты надежности по нагрузке γ_f, учитывающие возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону. Некоторые значения коэффициентов надежности по нагрузке приведены ниже:

Собственный вес бетонных, железобетонных, металлических, каменных и деревянных конструкций	1,05 (0,95)*
Собственный вес грунта обратных засыпок	1,1(0,9)
Вес перегрузочного, транспортного, судоподъемного оборудования и грузов, складируемых в прикордонной зоне	1,2
Равномерно распределенная нагрузка от грузов, складируемых в переходной и тыловой зонах причальных сооружений	1,3
Боковое давление грунта	1,2(0,8)
Судовые нагрузки	1,2
Ледовые нагрузки	1,1
Волновые нагрузки	1
Гидростатическое давление грунтовых вод	1,1
Сейсмические воздействия	1

* Указанные в скобках значения принимают в тех случаях, когда уменьшение нагрузок ухудшает работу конструкции

На предварительных стадиях проектирования иногда допускается определять усилия в конструкциях от расчетных нагрузок путем умножения усилий от нормативных нагрузок на осредненный коэффициент надежности по нагрузкам $\gamma_{f.m}$, который может быть принят равным: для причальных сооружений 1,2; для оградительных и береогоукрепительных сооружений 1,05; для судоподъемных сооружений 1,15.

При расчетах сооружений на особые сочетания нагрузок кратковременные нагрузки снижают на 20 % путем умножения их на коэффициент сочетаний γ_{lc} в связи с малой вероятностью совпадения максимальных значений временных и особых нагрузок.

Особенность работы сооружений, взаимодействующих с грунтом, состоит в том, что обычно грунт обратных засыпок и основания, с одной стороны, создает нагрузку, действующую на сооружение, а с другой стороны, способствует обеспечению его устойчивости. В первом случае расчетные характеристики грунта изменяют в неблагоприятную сторону по сравнению с их нормативными значениями путем умножения на соответствующий коэффициент надежности по грунту γ_g или путем уменьшения угла внутреннего трения. Во втором случае, когда оценивается сопротивление грунта, как и любого другого материала, его расчетные характеристики снижают по сравнению с нормативными в зависимости от возможной изменчивости их в результате неоднородности путем деления нормативных значений удельного веса γ_n, кН/м^3, угла внутреннего трения φ_n, град, и удельного сцепления c_n, Па, на соответствующие коэффициенты надежности по грунту γ_g, вычисляемые по рекомендациям СНиП [16, 15]. Для предварительных расчетов при отсутствии результатов инженерно-геологических изысканий расчетные характеристики сопротивления грунта можно определять следующим образом:

$$\gamma = \gamma_n / 1{,}1; \varphi = \varphi_n - 2^0; c = c_n / 1{,}3 \ .$$

Нагрузки от веса сооружения или его элементов, находящихся под водой, определяются с учетом ее взвешивающего действия. При этом удельный вес непористых материалов $\gamma_{d.np} = \gamma_d - \gamma_w$, где γ_d и γ_w - соответственно, удельные веса материала в воздухе и воды. Удельный вес грунта

$$\gamma_{d.np} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e} \ ,$$

где γ_s — удельный вес частиц грунта, а e — коэффициент пористости.

При отсутствии необходимых данных допускается в предварительных расчетах принимать нормативный удельный вес песчаного грунта обратных засыпок пазух выше уровня воды равным 18 кН/м^3, ниже уровня воды — 10 кН/м^3; удельный вес каменной или щебеночной постели под водой — 11 кН/м^3.

Боковое давление грунта для портовых сооружений, особенно для причальных стен, является одной из основных постоянных нагрузок. Учитывая их деформативность в процессе эксплуатации, в расчетах обычно принимают грунт находящимся в состоянии предельного равновесия (активное или пассивное давление). При этом активное давление, соответствующее стадии образования поверхности обрушения, и пассивное — при образовании поверхности выпора определяются с учетом трения по расчетной контактной поверхности.

В общем случае расчета активного давления грунта засыпки с плоской наклонной поверхностью на наклонную плоскую грань подпорного сооружения при $|\rho| < \varphi$ и $|\varepsilon| < 45^0 - \frac{\varphi}{2}$, (рис. 10.1, а) давление на глубине y определяется [39] по формуле

$$p_{ah} = p_y \lambda_{ah\varphi} - \frac{c}{tg\varphi}(1 - \lambda_{ahc}) \ ; \qquad (10.1)$$

$$p_{av} = p_{ph} tg(\varepsilon + \varphi_s) \ , \qquad (10.2)$$

где p_{ah}, и p_{av} — горизонтальная и вертикальная составляющие интенсивности активного давления грунта с углом внутреннего трения j и удельным сцеплением с; φ_s — угол трения по расчетной плоскости, принимаемый равным $\frac{2}{3}\varphi ... \varphi$, но не более 30°; p_y — вертикальное давление у стенки на глубине y.

$$p_y = \sum_1^n \gamma_i h_i + \frac{q}{1 + tg\varepsilon \ tg\rho}$$

γ_i, h_i — соответственно, удельный вес грунта (если под водой, то с учетом взвешивания) и высота i-го слоя; $\lambda_{ah\varphi}$, и λ_{ahc} — коэффициенты горизонтальной составляющей активного давления, которые зависят от φ, φ_s, ε и ρ.

В наиболее распространенных случаях $\varepsilon = \rho = 0; p_y = \sum_1^n \gamma_i h_i + q$, а $\lambda_{ah\varphi} = \lambda_{ahc}$ определяются по табл. 10.3.

При определении горизонтальной E_{ah} и вертикальной E_{av} составляющих равнодействующей активного давления суммируют эпюры интенсивности давления и прикладывают их в центре тяжести эпюр.

В общем случае определения пассивного давления (рис. 10.1,б) при плоской поверхности грунта и сооружения горизонтальная p_{ph} и вертикальная p_{pv} составляющие определяются по формулам:

$$p_{ph} = p_y \lambda_{ph\varphi} + \frac{c}{tg\varphi}(\lambda_{phc} - 1) \ ; \qquad (10.3)$$

$$p_{pv} = p_{ph} tg(\varepsilon + \varphi_s) \ ; \qquad (10.4)$$

При $\varepsilon = \rho = 0$ коэффициент $\lambda_{ph\varphi} = \lambda_{phc}$ и определяется по табл. 10.3. Равнодействующие пассивного давления E_{ph} и E_{pv} определяются суммированием эпюр по высоте.

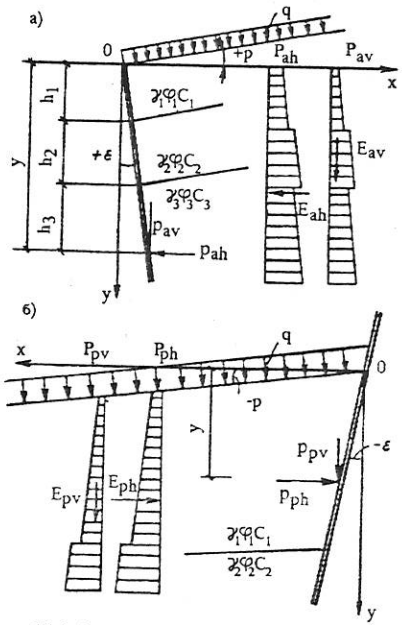


Рис. 10.1. Расчет бокового активного давления грунта (а), пассивного (б)

Таблица 10.3

Значения коэффициентов активного и пассивного давления

φ, град	$\lambda_{ah\varphi}$ при		λ_{ph} при	
	$\varphi_s = \frac{2}{3}\varphi$	$\varphi_s = \varphi$	$\varphi_s = \frac{2}{3}\varphi$	$\varphi_s = \varphi$
5	0,8	0,78	1,21	1,27
10	0,65	0,63	1,59	1,63
15	0,52	0,50	1,98	2,12
20	0,43	0,40	2,63	2,86
25	0,35	0,32	3,80	3,94
30	0,28	0,26	5,03	5,67
35	0,22	0,21*	7,2	7,76*
40	0,18	0,17*	9,5	11,4*

*При $\varphi_S = 30^0$

При строительстве портовых гидротехнических сооружений в районах с сейсмичностью 7...9 баллов, оцениваемой по картам сейсмического районирования [38], следует учитывать сейсмические нагрузки, основные положения определения которых приводятся далее.

Сейсмические силы, возникающие при колебаниях основания, могут иметь различное направление в пространстве. Гидротехнические сооружения рассчитываются обычно на действие горизонтальной составляющей сейсмической нагрузки или на совместное действие горизонтальной и вертикальной составляющих (для гравитационных конструкций).

Под действием сейсмических сил сооружение или отдельные его элементы приходят в колебательное движение, частота и амплитуда которого зависят не только от силы землетрясения, но также от конструкции и массивности самого сооружения. На возникающие при сейсмических колебаниях нагрузки проверяют прочность и устойчивость портовых сооружений, их частей и основания.

В расчетах учитывают действие нагрузок от веса самого сооружения, от присоединенного веса воды, которая колеблется вместе с сооружением, и от динамического давления грунта. Кроме того, для уточнения отметок верха сооружений иногда рассчитывают высоты волн на акватории порта, вызванных землетрясением.

В расчетах прочности портовых гидротехнических сооружений следует учитывать горизонтальное сейсмическое воздействие, а в расчетах устойчивости — горизонтальное ($\nu = 0$) и наклонное под углом $\nu = \pm 30°$ к горизонтальной плоскости сейсмическое воздействие.

В общем случае расчетная сейсмическая нагрузка в выбранном направлении, приложенная, как правило, в центре тяжести сооружения или его элемента, соответствующая основной частоте его собственных колебаний, может быть определена по приближенной формуле:

$$S_{iK} = 0{,}2 Q_K A K_\psi ; \qquad (10.5)$$

где Q_K — вес элемента или всего сооружения в целом, приложенный в точке K, с учетом присоединенной массы воды m_w, Н; A и K_ψ — коэффициенты, принимаемые в зависимости от сейсмичности района (табл. 10.4).

Помимо инерционности сооружения и окружающей его воды необходимо учитывать инерционное влияние грунта, прилегающего к подпорным сооружениям, которое уменьшает пассивное давление p_p и увеличивает его активное давление p_a.

При плоской горизонтальной поверхности несвязного однородного грунта интенсивность его активного давления на вертикальную расчетную плоскость определяется по формулам:

$$p_{ah} = p_y \lambda_{ah\varphi(s)} + q\lambda^q_{ah\varphi(s)} ; \qquad (10.6)$$

$$p_{av} = p_{ah} tg\varphi_s ; \qquad (10.7)$$

где $\lambda_{ah\varphi(s)}$ и $\lambda^q_{ah\varphi(s)}$ — коэффициенты активного давления с учетом сейсмичности, которые зависят от φ, φ_S, ρ, ε, γ, а также от сейсмичности района и направления воздействия ν. При $\varepsilon = \rho = 0$ и $\varphi_s = \frac{2}{3}\varphi$ эти коэффициенты могут быть приняты равными и определены по табл. 10.5.

Таблица 10.4

Значения коэффициентов K_ψ и A

Тип сооружения	Направление воздействия	Коэффициент	Сейсмичность, баллы		
			7	8	9
Грунтовые		K_ψ	0,7	0,7	0,65
Бетонные, железобетонные			1	1	0,8
—	Горизонтальное	A	0,1	0,2	0,4
	Наклонное при составляющей:				
	горизонтальной		0,087	0,174	0,348
	вертикальной		0,05	0,1	0,2

Таблица 10.5

Значения коэффициентов $\lambda_{ah\varphi(s)}$ и $\lambda_{ph\varphi(s)}$ зависимости от φ и n

φ, град	Значения $\lambda_{ah\varphi(s)}$ при сейсмичности S, баллов.					
	7	8	9		10	
	$\nu = 0...-30^0$	$\nu = 0...-30^0$	$\nu = 0...-30^0$	$\nu = 0...+30^0$	$\nu = 0...-30^0$	$\nu = 0...+30^0$
10	0,66	0,68	0,78	0,72	12	0,9
15	0,53	0,56	0,62	0,58	0,8	0,7
20	0,43	0,43	0,51	0,47	0,63	0,55
25	0,35	0,37	0,42	0,38	0,52	0,44
30	0,29	0,31	0,35	0,32	0,43	0,37
	$\lambda_{ph\varphi(s)}$ при ν от 0 до $\pm 30^0$ и сейсмичности S, баллов					
	7	8	9		10	
10	1,5	1,3	1,2		1,0	
15	1,9	1,75	1,6		1,45	
20	2,7	2,5	2,3		2,1	
25	3,8	3,6	3,4		3,1	
30	5,5	5,2	4,8		4,6	

Интенсивность пассивного давления грунта на вертикальную расчетную плоскость определяется по аналогичным формулам:

$$p_{ph} = p_y \lambda_{ph\varphi(s)} + q\lambda^q_{ph\varphi(s)}; \quad (10.8)$$

$$p_{pu} = p_{ph} tg\varphi_s; \quad (10.9)$$

где $\lambda_{ph\varphi(s)}$ и $\lambda^q_{ph\varphi(s)}$ — коэффициенты пассивного давления с учетом сейсмичности, которые зависят от тех же факторов, что и при активном давлении.

Для невзвешенного грунта $\lambda_{ah\varphi(s)} = \lambda^q_{ah\varphi(s)}$ и $\lambda_{ph\varphi(s)} = \lambda^q_{ph\varphi(s)}$. Для взвешенного грунта коэффициенты $\lambda^q_{ah\varphi(s)}$ и $\lambda^q_{ph\varphi(s)}$ равны, соответственно, значениям коэффициентов $\lambda_{ah\varphi(s)}$ и $\lambda_{ph\varphi(s)}$ при сейсмичности (S+1) баллов.

Вычисленные по формулам (10.5)... (10.9) нагрузки от сейсмического воздействия рассматривают как статические при дальнейших расчетах сооружений, которые включают обычно проверку устойчивости на сдвиг всего сооружения или отдельных его частей по монтажным швам, общей устойчивости сооружения с грунтом основания, прочности конструктивных элементов и узлов соединения монтажных элементов.

На основе анализа характера и физической природы сейсмических нагрузок рекомендуется применять для оградительных сооружений в сейсмических районах набросные конструкции с увеличенным на 10...20 % по сравнению с рекомендациями для несейсмических районов заложением откосов, гравитационные крупноблочные конструкции из элементов в виде массивов-гигантов и оболочек большого диаметра или сквозные конструкции. Для причальных сооружений наиболее целесообразны безраспорные конструкции, не воспринимающие давления грунта, а если их применение невозможно, то рекомендуются заанкерованные шпунтовые стенки при нескальных грунтах и массивы-гиганты или оболочки большого диаметра при скальных грунтах основания.

§ 40. Основные положения расчета по предельным состояниям

В настоящее время все гидротехнические сооружения рассчитывают по методу предельных состояний [35].

Переход на этот прогрессивный метод расчета портовых гидротехнических сооружений был подготовлен предшествующим опытом их проектирования. Это следующий этап развития расчетов по стадии разрушения, которые широко применялись для ряда конструкций, и основным недостатком которых является затруднительность учета возможных отклонений фактических нагрузок и характеристик материала от нормированных значений.

Вводимая система дифференцированных коэффициентов позволяет учесть изменчивость действующих нагрузок, свойств материала, а также степень изученности физической картины работы сооружения. Кроме того, возможность учета перераспределения усилий в конструкции по мере достижения предельного состояния при развитии пластических деформаций материала и грунтов основания позволяет уточнить напряженное состояние сооружения и повысить его несущую способность.

Наличие нескольких коэффициентов позволяет без коренных изменений расчетных положений обоснованно совершенствовать расчеты по мере накопления экспериментальных данных и опыта проектирования. Имеющийся опыт проектирования речных портовых сооружений показывает, например, что стоимость конструкций, взаимодействующих с грунтом основания или засыпки, при переходе на расчет по предельным состояниям может быть снижена не менее чем на 10 % по сравнению со стоимостью сооружений, рассчитанных по методу разрушающих нагрузок, при соответствующем уменьшении расхода основных материалов. Можно предположить, что эффект от такого подхода к расчету портовых гидротехнических сооружений будет увеличиваться по мере уточнения статистической природы изменчивости характеристик грунтов, строительных материалов и нагрузок и изучения физических явлений, связанных с работой конструкций под нагрузкой.

При больших горизонтальных нагрузках, действующих на портовые гидротехнические сооружения, возникают неравномерные напряжения в их основании, особенно у сооружений гравитационного типа, что влечет за собой развитие неравномерных осадок и смещений сооружений, оказывающихся в ряде случаев определяющими при назначении размеров этих сооружений. В таких условиях наиболее полно могут быть использованы возможности расчета по предельным состояниям, позволяющего учесть перераспределение напряжений в основании по мере увеличения смещений. При этом расчет по деформациям из проверочного может превратиться в ряде случаев в основной.

Возможность перехода на расчет по предельным состояниям портовых гидротехнических сооружений обосновывается безусловно не хрупким характером их разрушения. Указанные выше конструкции допускают существенное нарастание деформаций при увеличении действующих нагрузок без ослабления их даже в состоянии, близком к предельному. Действительно, при увеличении нагрузок, например, на набережную из цилиндрических оболочек, по мере деформации их поперечного сечения с образованием трещин и общего горизонтального смещения под действием бокового давления грунта последнее уменьшается, а сопротивление грунта засыпки внутри оболочки и реактивное давление грунта основания возрастают. Таким образом, по мере развития упругопластических деформаций в материале стен оболочки и в грунте основания их сопротивление сдвигу не уменьшается, а даже увеличивается в определенных пределах, что свидетельствует о пластическом, а не хрупком характере разрушения системы конструкция — грунт.

При расчетах набережных, берегоукрепительных или оградительных сооружений рассматривают две группы предельных состояний.

К первой группе предельных состояний, определяющих потерю несущей способности расчетной системы (полная непригодность сооружения к эксплуатации), относятся:

а) потеря общей устойчивости всего сооружения или его части совместно с грунтом основания, в том числе сдвиг по подошве конструкции, по контакту каменной постели с грунтом или по иной поверхности;

б) потеря устойчивости на опрокидывание гравитационных сооружений при скальных грунтах основания;

в) разрушение элементов конструкции или узлов соединения;

г) перемещения конструкций, от которых зависит прочность сооружения в целом.

Ко второй группе предельных состояний, определяющих непригодность сооружения к нормальной эксплуатации, относятся:

а) недопустимые перемещения, осадки или крен;

б) образование или недопустимое раскрытие трещин в железобетонных элементах конструкции.

Все расчеты по первой группе предельных состояний выполняют на основные и особые сочетания расчетных нагрузок при расчетных сопротивлениях материала конструкции и грунта основания; расчеты по второй группе производят только для основных сочетаний нормативных нагрузок при нормативных сопротивлениях материалов.

При всех расчетах сооружений, их конструктивных элементов и оснований должно выполняться следующее обобщенное условие недопущения предельного состояния:

$$\gamma_{lc} F \le \frac{\gamma_c \gamma_{cl}}{\gamma_n} R \quad , \qquad (10.10)$$

где F — обобщенное силовое воздействие, деформация или иной параметр, по которому оценивается предельное состояние; R — обобщенная несущая способность, предельная деформация или другой параметр, устанавливаемые нормами проектирования; γ_{lc} — коэффициент сочетания нагрузок, принимаемый равным при расчетах по первой группе для основного сочетания нагрузок в период нормальной эксплуатации 1,0; в период строительства и ремонта — 0,95 и для особого сочетания нагрузок — 0,9; при расчетах по второй группе — 1,0; γ_c — коэффициент условий работы, учитывающий вид предельного состояния, конструкцию сооружения, условность расчетной схемы и т. д. (табл. 10.6); γ^*_{cl} — дополнительный коэффициент условий работы, равный 1,15; γ_n— коэффициент надежности по ответственности сооружения, учитывающий его капитальность и последствия наступления тех или иных предельных состояний; при расчетах по первой группе предельных состояний для сооружений I, II, III и IV классов γ_n принимают равным, соответственно, 1,25; 1,20; 1,15 и 1,10; при всех расчетах по второй группе $\gamma_n = 1,0$.

Многолетний опыт проектирования портовых гидротехнических сооружений выработал определенный порядок проведения их расчетов, который, однако, не исключает и другой обоснованной последовательности выполнения расчетных работ.

Предварительно в зависимости от геологического строения, гидрологических и топографических условий строительной площадки выбирают тип сооружения и его основные конструктивные решения. В ряде случаев для особо ответственных объектов этому предшествует большая работа по технико-экономическому сопоставлению возможных вариантов с целью выбора оптимального решения, учитывающего основные факторы как строительного, так и технологического характера, связанные с условиями эксплуатации сооружений.

Затем по конструктивным соображениям с учетом технологических требований и накопленного опыта проектирования назначают основные габаритные размеры сооружения: его высоту и ширину, глубину погружения в грунт, длину и расположение анкерных устройств и т. п.

Для разработанной конструкции составляют расчетно-конструктивную схему, с одной стороны, отражающую физическую картину работы сооружения и его взаимодействия с грунтом, а с другой стороны, схематизирующую ее для удобства расчета и возможности применения наиболее современных расчетных методов.

* Следует отметить, что трактовка и значения коэффициентов условий работы γ_c и γ_{c1} в различных главах СНиП неоднозначны. По существу, коэффициент 1,15 был введен в компенсацию коэффициента надежности по степени ответственности сооружения, который утяжелил проектируемые конструкции. Поэтому γ_{c1} целесообразно называть дополнительным, что будет правильнее отражать историю его появления. На самом деле он связан не с условиями работы, а с особенностями расчета

Таблица 10.6

Ориентировочные значения некоторых коэффициентов условий работы γ_c

Вид расчета	γ_c	Примечание
Расчеты устойчивости гравитационных сооружений: при плоском сдвиге	1,0 (1,1)	В скобках даны значения для заглубленных сооружений
при глубинном сдвиге по круглоцилиндрической поверхности	1,0	—
при глубинном сдвиге по ломаной поверхности	1,1	—
при опрокидывании (на скальном основании)	1,0 (0,9)	В скобках даны значения для сооружений без днища
Вычисление расчетного давления на основание при строительстве: "насухо"	1 (0,8)	В скобках даны значения для пылеватых песков
"в воду"	0,9 (0,7)	
Расчеты устойчивости тонких стенок: по ломаной поверхности	1,1	—
по круглоцилиндрической поверхности	1,0	
Учет уплотнения грунта основания при расчете прочности шпунтовых стенок с учетом коэффициента пористости грунта e:		
e≤ 0,6 (для песков) или ≤ 0,7 (для глин)	1,1 / 1,5	Над чертой даны значения для стального шпунта, под чертой — для железобетонного шпунта
e>0,6 (для песков) или > 0,7 (для глин)	1,15 / 1,20	
Примечание. Для различных конструкций и видов расчетов при соответствующем обосновании принимаются свои значения γ_c.		

При выбранных размерах проводят расчеты устойчивости сооружения на сдвиг по поверхности основания либо по возможным криволинейным или ломаным поверхностям с учетом смещения вместе с сооружением части массива грунта основания и засыпки (общая устойчивость). В случае недостаточной устойчивости, характеризуемой соотношением сил удерживающих и сдвигающих (опрокидывающих), габаритные размеры сооружения (обычно его ширина или заглубление в грунт основания) должны быть увеличены и расчет уточнен.

После достижения удовлетворительных результатов при оценке устойчивости обычно следует проверить соответствие деформаций всего сооружения или основных его элементов предельно допустимым деформациям по условиям эксплуатации.

Окончательно определив габаритные размеры и задавшись размерами поперечных сечений отдельных элементов конструкции, приступают к расчету их прочности — вычислению действующих усилий и напряжений, которые не должны превышать расчетных значений. В необходимых случаях проверяют также трещиностойкость железобетонных конструкций или величину раскрытия в них трещин.

Помимо расчетов, проводимых на нагрузки эксплуатационного периода, являющиеся основными для сооружения, необходимо выполнить поверочные расчеты усилий, возникающих в конструкциях в период строительства. Следует иметь в виду, что эти

расчеты, как правило, не могут служить основанием для изменения размеров сооружения или его элементов. Они лишь позволяют оценить допустимость принятых методов и технологии строительных работ и при необходимости откорректировать их.

§ 41. Расчеты несущей способности

Целью расчетов сооружений или их элементов по несущей способности является обеспечение устойчивости нескальных оснований, недопущение сдвига сооружения по поверхности основания и его опрокидывания, а также обеспечение прочности элементов конструкции и скальных оснований.

В общем случае расчет производят на основное сочетание нагрузок, исходя из условия (10.10), в котором под F подразумевается расчетная действующая нагрузка на сооружение или усилие в его элементах; под R — несущая способность конструкции или основания, определяемая с учетом коэффициентов надежности по грунтам и материалам γ_g и γ_m.

Как правило, устойчивость причальных и оградительных сооружений рассчитывается для условий плоской задачи на 1 м длины сооружения. В тех случаях, когда отношение длины сооружения к его высоте меньше 3, расчет ведется для условий пространственной задачи и к силам сопротивления сдвигу следует добавлять силы трения по боковым поверхностям сдвигаемой призмы грунта основания.

Расчеты устойчивости гравитационных сооружений ведут обычно в определенной последовательности.

1. Расчет устойчивости сооружения на сдвиг по плоским поверхностям скольжения (AB и CD на рис. 10.2, а). Для этого расчетного случая условие (10.10) может быть представлено в виде:

$$\gamma_{lc}\gamma_n T \le \gamma_c \gamma_{cl} R_{pl}; \qquad (10.11)$$

где T и R_{pl} — расчетные значения соответственно суммы сдвигающих и суммы удерживающих сил при плоском сдвиге, определяемых в зависимости от расчетной схемы сооружения, Н.

Выражение для вычисления удерживающих сил может быть записано в общем виде

$$R_{pl} = \sum pf + E_{rh} + cF; \qquad (10.12)$$

где Σp — равнодействующая расчетных вертикальных сил, Н; f — расчетный коэффициент трения по поверхности сдвига, принимаемый при сдвиге бетонного сооружения по поверхности каменной постели равным 0,6; при сдвиге камня по камню — равным 1; при сдвиге камня по грунту—равным tgφ (здесь φ — угол внутреннего трения грунта); E_{rh} — горизонтальная составляющая равнодействующей эпюры реактивного сопротивления грунта при заглубленных конструкциях, Н (рис. 10.2, б), представляющей собой часть равнодействующей эпюры пассивного давления E_{ph}, с максимальной ординатой, подсчитанной при условии $\varphi_s = \varphi$ (здесь φ_s — угол трения грунта по поверхности сооружения); ордината эпюры p_r, принимается на глубине t_1 (см. рис. 10.2, б), которая определяется в зависимости от горизонтального смещения сооружения u по формуле $t_1 = 3\sqrt{ut^2}$ (здесь t — заглубление сооружения в грунт основания, м; величину u в предварительных расчетах рекомендуется принимать в пределах 15...25 мм с последующим уточнением); c — удельная сила сцепления, Па; F — площадь поверхности сдвига, м².

При проверке устойчивости сооружения на сдвиг вместе с постелью к удерживающим силам следует отнести также вес каменной постели P_l в объеме ABCDE, ограниченном плоскостями сдвига BC и CD (см. рис. 10.2, а).

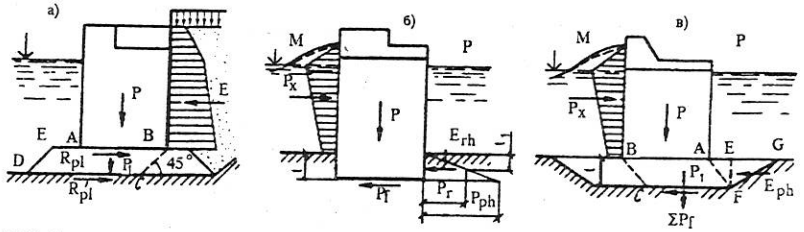


Рис. 10.2. Расчет устойчивости на плоский сдвиг сооружений на каменной постели (а), заглубленного (б) и на заглубленной каменной постели (в)

В случае каменной постели, заглубленной на t ниже поверхности дна (рис. 10.2, в), кроме ее веса P_l в объеме ABCFE, учитывается сопротивление призмы камня в объеме FGE при ее выпирании по откосу котлована FG.

Расчет устойчивости по схеме плоского сдвига является основным для портовых гидротехнических сооружений и единственным для гравитационных конструкций на несвязных грунтах основания при выполнении условия:

$$\frac{\sigma_{max}}{B \cdot \gamma} \le N_0; \qquad (10.13)$$

где σ_{max} — максимальные расчетные напряжения в краевой (угловой) точке подошвы сооружения, Па; B — ширина подошвы, м; γ — расчетный удельный вес грунта основания (обычно находящегося во взвешенном состоянии), Н/м³; N_0 — безразмерный критерий (число моделирования), характеризующий степень развития пластических деформаций в грунте под сооружением; для плотных песков принимается равным 1, для всех остальных грунтов — равным 3.

Опыт проектирования и результаты экспериментальных исследований показывают, что в случаях, когда N_0 не превышает указанных значений, пластические деформации под наиболее нагруженной гранью сооружения незначительны, и возможность потери устойчивости основания по схеме глубинного или смешанного сдвига практически исключается.

2. Расчет общей устойчивости сооружения с частью массива грунта на глубинный сдвиг. Этот расчет производят при связных грунтах основания, а также при песчаных в случае невыполнения условия (10.13).

Известно несколько методов расчета общей устойчивости, из которых в портовой гидротехнической практике наибольшее применение находят методы Герсеванова, Крея — Терцаги, ВНИИГа.

Метод Герсеванова удобен тем, что дает простое и однозначное решение. Он основан на предположении сдвига по двум взаимно пересекающимся в точке C плоскостям BC и CD (рис. 10.3, а). Силами трения по вертикальной плоскости AC условно пренебрегают. Существо решения заключается в том, что аналитическим путем отыскивают такое положение плоскости BC, задаваемое углом δ, при котором отношение суммы сил отпора E_{ph} и горизонтальной составляющей реакции грунта H по плоскости BC к

сумме внешних сдвигающих сил E_{ah} минимально. После этого нетрудно проверить условие устойчивости сооружения совместно с массивом грунта ABC весом P_1.

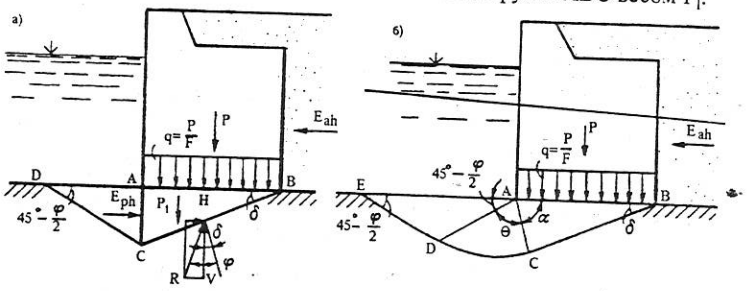


Рис. 10.3. Расчет общей устойчивости на глубинный сдвиг по методу Герсеванова (а) и по методу ВНИИГа (б)

В действующие нормативные документы заложен аналогичный по идее, но более точный метод, разработанный институтом ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, позволяющий получить расчетную кривую скольжения BCDE (рис. 10.3, б) графоаналитическим методом [16].

Более универсальным и простым, но не менее объективным является расчет глубинного сдвига по круглоцилиндрическим поверхностям методом Крея — Терцаги. Для определения несущей способности основания этим методом отыскивают такое положение центра и радиус круглоцилиндрической поверхности, при которых, как и в предыдущих решениях, достигается минимальное значение отношения суммы моментов удерживающих сил трения и сцепления к сумме моментов сил, стремящихся вызвать сдвиг по этой поверхности. Общее условие равновесия в этом случае записывается в виде:

$$\gamma_{lc}\gamma_n M_t \le \gamma_c \gamma_{cl} M_r \ ; \qquad (10.14)$$

где M_t и M_r — соответственно, суммы моментов сил, сдвигающих и препятствующих сдвигу по наиболее опасной поверхности, проходящей через край сооружения или каменной постели со стороны действующей нагрузки, Н · м; γ_c— коэффициент условий работы конструкции и грунта основания при глубинном сдвиге, принимаемый по табл. 10.6.

Для уточнения физической сущности расчета рассмотрим, например, устойчивость причальной набережной, заглубленной в неоднородное основание (рис. 10.4).

Из некоторого центра O_i, радиусом R_i очерчивается круговая поверхность, объемлющая массив грунта, сдвигающийся вместе с сооружением. Для удобства расчета этот массив вместе с сооружением разбивается на ряд не связанных друг с другом вертикальных элементов равной ширины b, и рассматривается устойчивость каждого из них при действии их собственного веса и нагрузки q_i, расположенной над массивом. Действующую на расчетный элемент нагрузку q_i можно условно приложить к его подошве, заменив криволинейную ее поверхность плоской. При этом сдвигающая составляющая нагрузки N_i, приложенная касательно к поверхности сдвига, и момент от нее M_{ti} относительно центра выразятся так:

$$N_i = q_i \sin\alpha_i \ ;$$

$$M_{ti} = R_i q_i \sin\alpha_i \ ; \qquad (10.15)$$

где α_i — угол между радиусом R_i, проведенным в середину подошвы i - го элемента, и вертикалью, град.

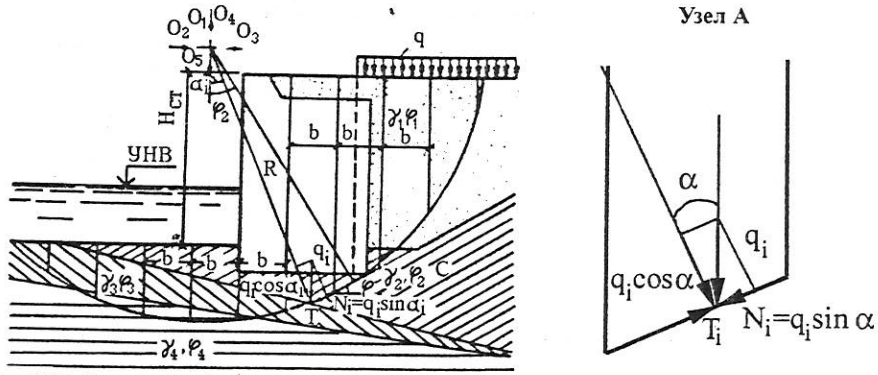


Рис. 10.4. Расчет общей устойчивости гравитационного сооружения по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения

Развивающиеся по подошве элемента силы трения и сцепления будут удерживать его от сдвига. Эти силы и их момент составляют:

$$T_i = q_i \cos\alpha_i \operatorname{tg}\varphi_i + c_i l_i \ ;$$

$$M_{ti} = R(q_i \cos\alpha_i \operatorname{tg}\varphi_i + c_i l_i) \ ; \qquad (10.16)$$

где φ_i, и c_i — угол внутреннего трения, град, и удельное сцепление, Па, по подошве элемента; l_i — длина дуги по подошве элемента, м.

Просуммируем полученные выражения усилий для всех элементов с учетом направления их действия:

$$M_r = R(\sum q_i \cos\alpha_i \operatorname{tg}\varphi_i + \sum c_i l_i) \ ;$$

$$M_t = R\sum q_i \sin\alpha_i \ . \qquad (10.17)$$

При расчете временная нагрузка на территории причала должна располагаться над теми элементами, угол наклона подошвы которых $|\Psi_i| \ge \varphi_i$, что обеспечивает наихудшие условия устойчивости сооружения.

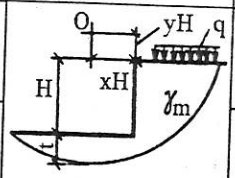
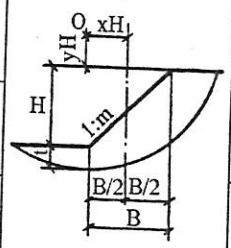
Такие расчеты проводят для большого числа точек O_1, O_2, O_3..., до тех пор, пока не будет найдено минимальное отношение удерживающих и сдвигающих моментов, по которому и оценивается общая устойчивость сооружения.

Учитывая большую трудоемкость подобных расчетов, в настоящее время при проектировании успешно применяют ЭВМ, для которых СоюзморНИИпроектом и Гипроречтрансом разработаны стандартные программы.

На предварительных стадиях расчета наиболее невыгодный центр поверхности сдвига может быть определен по рекомендациям Феллениуса, приведенным в табл. 10.7.

Таблица 10.7

Координаты центра вращения О при глубинном сдвиге сооружений по круглоцилиндрическим поверхностям

Тип сооружения	t/H	Расчетная схема	Относительные координаты центра	
			x	y
Вертикальные: $q/\gamma_m H = 0$	0,5 1		0,25 0,33	0,26 0,41
$q/\gamma_m H = 0,5$	0,5 1		0,31 0,41	0,35 0,53
Откосные: $m = 1$	0,26 1 1,5		0,75 0,5 0,25	0,25 0,13 0,25
$m = 2$	0,25 1 1,5		0,55 0,6 0,5	0,35 0,2 0,5
$m = 3$	0,25 1 1,5		0,6 0,4 0,4	1,15 0,6 0,5

3. Расчет устойчивости сооружений на опрокидывание. Этот расчет выполняют для гравитационных сооружений, возводимых на малосжимаемом (скальном) основании. Условие устойчивости в этом случае может быть записано в виде:

$$\gamma_{lc}\gamma_n M_t \le \gamma_c \gamma_{c1} M_r \; ; \qquad (10.18)$$

где M_t и M_r— соответственно суммы моментов всех расчетных опрокидывающих и удерживающих сил, определяемых относительно края подошвы сооружения со стороны, противоположной действию нагрузки, Н · м; γ_c — коэффициент условий работы конструкций на опрокидывание, принимаемый по табл. 10.6.

Устойчивость тонких стенок (больверков), а также сквозных и берегоукрепительных сооружений проверяют расчетами на глубинный сдвиг, принципиально не отличающимися от расчета гравитационных конструкций. Однако в ряде случаев устойчивость заанкерованных больверков проверяют не по криволинейной, а по ломаной поверхности сдвига (рис. 10.5, а).

Сущность метода заключается, как и прежде, в отыскании такой поверхности возможного сдвига массива грунта, например, ABCDE, при которой отношение удерживающих и сдвигающих сил окажется минимальным. Отрезки AB и DE этой ломаной поверхности можно проводить, соответственно, под углом выпора перед шпунтовой стенкой $\alpha_0 = 45° + \varphi/2$ и углом обрушения за анкерной опорой $\beta_0 = 45° - \varphi/2$. Положение же двух средних отрезков варьирует в широких пределах путем изменения углов α_i, и β_i. Для каждого из элементов, на которые делится массив грунта между шпунтовой и анкерной стенками, вычисляется равнодействующая горизонтальных сил ΔW_i как алгебраическая сумма сдвигающих (положительные) и удерживающих (отрицательные) его сил по формуле:

$$\Delta W_i = \frac{G_i - c_i b_i [tg(\alpha_i + \varphi_i) + ctg\alpha_i]}{tg\varphi_{si} + tg(\alpha_i + \varphi_i)} \; ; \qquad (10.19)$$

где G_i — расчетный вес элемента шириной b_i с временной нагрузкой на нем в случае, когда $\alpha_i \le 90° - \varphi_i$, Н; c_i и φ_i — расчетные удельное сцепление, Па, и угол внутреннего трения грунта, град, по подошве элемента; φ_{si} — угол трения по плоскости сдвига $\varphi_{si} \approx \varphi_i$.

Для элементов, подошвы которых лежат в плоскости DC, угол α_i заменяется углом $180° - \beta_i$.

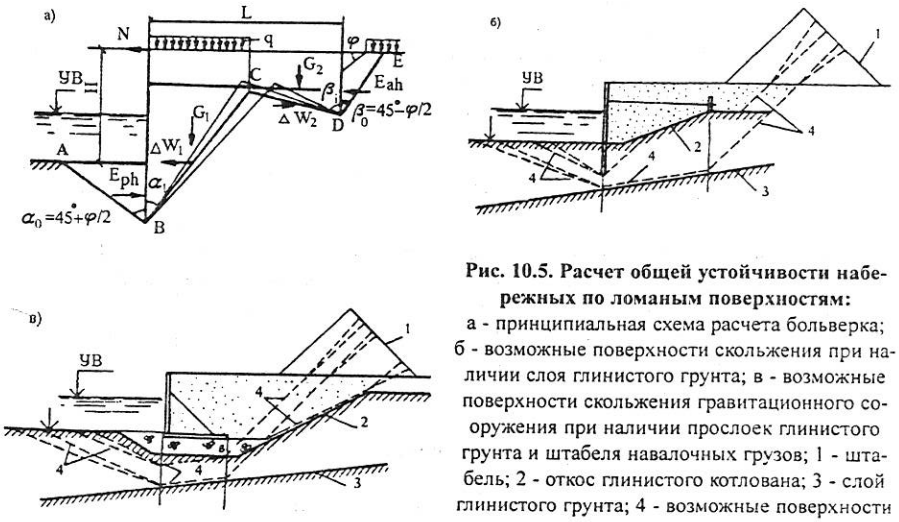


Рис. 10.5. Расчет общей устойчивости набережных по ломаным поверхностям:
а - принципиальная схема расчета больверка; б - возможные поверхности скольжения при наличии слоя глинистого грунта; в - возможные поверхности скольжения гравитационного сооружения при наличии прослоек глинистого грунта и штабеля навалочных грузов; 1 - штабель; 2 - откос глинистого котлована; 3 - слой глинистого грунта; 4 - возможные поверхности скольжения

Наиболее невыгодная поверхность сдвига характеризуется таким значением $W=\Sigma DW_i$, при котором оказывается минимальной разность между абсолютными значениями удерживающих $Wr=\Sigma\,|-DW_i|$ и сдвигающих $Wt=\Sigma\,|+DW_i|$ сил. При этом условие устойчивости сооружения шириной L записывается в виде:

$$\gamma_{lc}\gamma_n (W_t + E_{ah} + N) \le \gamma_c \gamma_{c1} (E_{ph} + W_r) \; ; \qquad (10.20)$$

где E_{ah}, и E_{ph} — горизонтальные составляющие соответственно расчетных активного и пассивного давления грунта, действующих на анкерную стенку и шпунтовый ряд, Н; N — сумма расчетных значений всех временных нагрузок, сдвигающих шпунтовую стенку (швартовые, волновые и т. д.), Н; γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 10.6.

В общем случае, особенно при наличии штабеля сыпучего материала на поверхности причала или слабых грунтов в основании, наиболее опасная поверхность скольжения может проходить ниже острия шпунта и подошвы анкерной плиты, по границе прослоек слабых грунтов, в том числе по поверхности глинистого котлована (рис. 10.5, б). Очертание такой поверхности скольжения будет более сложным, а точки B и D принимаются на пересечении с глинистыми прослойками вертикальных плоскостей, совмещенных, соответственно, с линией кордона или передней плоскостью анкерных плит.

В этих условиях расчет общей устойчивости по ломаным поверхностям рекомендуется проводить и для причальных сооружений гравитационного типа по схеме, приведенной на рис. 10.5, в. Характерными точками поверхности скольжения являются тыловая грань подошвы сооружения или точки пересечения вертикальных плоскостей, проходящих через нее и линию кордона, с подошвой каменной постели или слабыми прослойками грунта основания.

Расчеты устойчивости сооружений по схеме глубинного сдвига требуют большого объема вычислений и обычно проводятся с помощью ЭВМ по имеющимся в проектных организациях программам.

Проверку несущей способности заканчивают расчетами местной устойчивости отдельных элементов сооружения, например, шпунтового ряда или анкерных устройств, и расчетами прочности основных конструктивных элементов, выполняемыми в соответствии с нормативными документами в зависимости от материала конструкции. При этом расчетные сопротивления материала R определяют путем деления их нормативных значений R_n на коэффициент надежности по материалу γ_m, принимаемый по соответствующим главам СНиП на проектирование стальных, железобетонных и деревянных конструкций.

В расчетах прочности учитывается совместная работа конструкции с грунтом засыпки или основания; при этом жесткость G железобетонных элементов следует определять с учетом пластических свойств бетона и возможности появления трещин в растянутой зоне по формуле $G=kE_bJ$, где E_b — модуль упругости бетона, Па; J — приведенный момент инерции сечения, см^4; k — коэффициент, принимаемый равным 0,35 для ненапряженных элементов и 0,6 — для трещиностойких [6].

§ 42. Расчет деформаций сооружений

Расчеты по деформациям портовых гидротехнических сооружений и их элементов выполняются по второй группе предельных состояний в соответствии с общим условием (10.10). Исключение составляют деформации анкерных плит в заанкерованных шпунтовых стенах, которые влияют на прочность шпунта в заделке и поэтому рассчитываются по первой группе предельных состояний.

Обычно общие деформации большинства портовых гидротехнических сооружений складываются из деформаций основания, вызывающих сдвиг и неравномерные осадки самого сооружения, и деформаций его отдельных конструктивных элементов. В этой главе рассматриваются деформации первого вида как определяющие для жестких сооружений гравитационного типа. Оценка местных деформаций, связанных с конкретными конструктивными решениями того или иного типа сооружения, дается в соответствующих главах.

Для расчета деформаций основания очень важно правильно выбрать его расчетную модель в зависимости от характеристик и геологического строения участка строительства, конструкции и характера работы сооружения. Самым простым и достаточно верным, особенно для скальных грунтов, является предположение о линейном распределении контактных напряжений под подошвой жестких конструкций. В этом случае напряжение определяют по формулам сопротивления материалов для внецентренного сжатия: для решения пространственной задачи (например, для расчета отдельных опор при соотношении сторон опорной площади меньше 3)

$$\sigma_{\substack{max\\min}} = P_n / F \pm M_{nx} / W_x \pm M_{ny} / W_y \; ; \qquad (10.21)$$

для решения плоской задачи (например, для расчета стенок оградительных сооружений или набережных, имеющих большую протяженность)

$$\sigma_{\substack{max\\min}} = P_n / F \pm M_n / W \; ; \qquad (10.22)$$

где s_{max} и s_{min} — максимальное и минимальное значения краевых напряжений, Па; P_n — нормативное значение суммарной вертикальной нагрузки, Н; M_{nx}, M_{ny} — суммарные моменты всех внешних нормативных нагрузок относительно осей ox и oy, проходящих через центр тяжести сечения подошвы сооружения, Н · м; F, W_x, W_y — площадь подошвы сооружения, м^2, и ее моменты сопротивления относительно тех же осей, м^3.

Этот расчет условно применяют и в том случае, когда сооружение расположено на каменной постели, отсыпанной выше дна водоема, сложенного сжимаемыми грунтами. При определении деформации грунта основания в расчет вводят нормальные напряжения в плоскости подошвы каменной постели, которые могут быть определены по условному методу, исходящему из предположения о распределении давления в каменной постели под углом 45° (рис. 10.6). Нормальные напряжения в плоскости контакта постели с грунтом для условий плоской задачи в этом случае будут равны:

$$\sigma'_{\substack{max\\min}} = \sigma_{\substack{max\\min}} \frac{B}{B+2t_n} + t\gamma_{d.up} \; ; \qquad (10.23)$$

где B — ширина подошвы сооружения, м; t — толщина каменной постели, м; $\gamma_{d.up}$ — удельный вес материала постели под водой (см. ранее), Н/м^3.

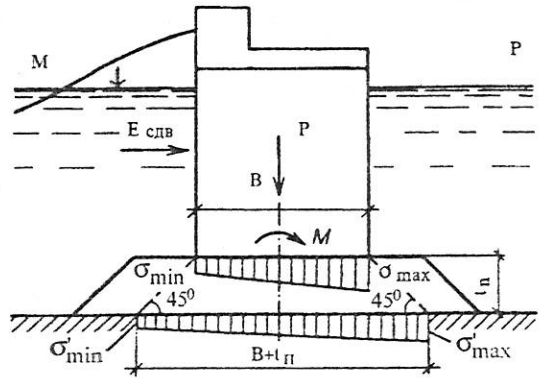


Рис. 10.6. Расчет нормальных напряжений в основании гравитационного сооружения на каменной постели

Этот способ оценки реакции основания может давать существенные погрешности, так как грунтовое основание не является абсолютно жестким.

Теоретические соображения и опытные данные показывают, что более точные результаты могут быть получены в предположении грунтового основания упругим или линейно деформируемым телом. В этом случае для расчета реактивного сопротивления грунта могут быть использованы методы теории упругости.

Как показали исследования Н. М. Герсеванова, Б. Н. Жемочкина и, особенно, В. А. Флорина, методика расчета оснований с использованием зависимостей для линейно деформируемой среды имеет ряд преимуществ, особенно для фундаментов больших размеров в плане, по сравнению с использованием линейных эпюр реактивного давления и методов, основанных на гипотезе Винклера, а именно: а) в расчеты закладываются реальные (полученные из опыта) характеристики деформативности грунта: E_0 —модуль общей деформации (величина, аналогичная модулю упругости) и μ_0 — коэффициент поперечного расширения (коэффициент Пуассона); б) методика дает возможность учесть работу основания за пределами контура фундамента и влияние внеконтурных загружений, в частности, при заглублении плоскости подошвы ниже поверхности грунта; в) методика применима как для абсолютно жестких, так и для гибких фундаментных конструкций.

Из многих способов расчета, использующих концепцию линейно деформируемой среды, удобен для практического применения табличный метод, разработанный М. И. Горбуновым-Посадовым.

Наиболее универсальным и гибким для решения данной задачи следует считать метод, разработанный Б. Н. Жемочкиным и А. П. Синицыным, позволяющий при полном его развитии не только учитывать переменную жесткость конструкции и ее заглубление, но и вводить в расчет переменные значения грунтовых констант как в плане сооружения, так и по вертикали, т. е., по существу, решать и нелинейную задачу.

Несмотря на то, что расчеты по теории упругости имеют большие преимущества, в ряде случаев широкое применение находит и метод коэффициента постели (точнее, коэффициента сопротивляемости) Винклера, предполагающий простую линейную связь между напряжением на поверхности грунта σ, Па, и его осадками y, м;

$$\sigma = ky\ ; \qquad (10.24)$$

При наличии экспериментальных значений коэффициента сопротивляемости k этот метод может с успехом применяться для расчета сооружений на несвязных грунтах небольшой мощности, на шпально-балластных и свайных основаниях и т. п. Гипотеза коэффициента сопротивляемости часто используется при проектировании судоподъемных сооружений, свайных конструкций.

В нормативные документы по расчету оснований [16] в качестве основной заложена модель линейно деформируемой среды. Критерием возможности применения ее для расчета портовых гидротехнических сооружений могут служить следующие условия:

при наличии в основании каменной постели

$$\sigma \le R\ ; \qquad (10.25)$$

при отсутствии каменной постели или ее незначительной толщине (менее 0,3 м)

$$\sigma_{max} \le 1{,}2R\ ; \qquad (10.26)$$

где σ и σ_{max} — среднее и максимальное давление на грунт основания, Па, вычисленное по выражениям (10.21) и (10.23); R — нормативное давление на грунт основания, Па:

$$R = \gamma_c (A_1 b \gamma_h + A_2 t \gamma_t + Dc)\ ; \qquad (10.27)$$

γ_c— коэффициент условий работы грунта основания и сооружения (см. табл. 10.6); A_1, A_2, D — безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. 10.8; b — ширина подошвы сооружения (b=B) или условная ширина каменной постели (b=B+2t), м; γ_h и γ_t — нормативные значения удельного веса грунта ниже и выше подошвы, Н/м^3; t — глубина заложения подошвы сооружения или каменной постели, м; с — нормативное удельное сцепление грунта непосредственно под подошвой сооружения, Па.

Таблица 10.8

Безразмерные коэффициенты A_1 A_2 D

Нормативные значения угла внутреннего трения φ_n, град	A_1	A_2	D
6	0,1	1,39	3,71
10	0,18	1,73	4,17
14	0,29	2,17	4,69
18	0,43	2.72	5,31
22	0,61	3,44	6,04
26	0,84	4,37	6,9
30	1,15	5,59	7,95
34	1,55	7,21	9,21

С точки зрения физики явлений, происходящих при взаимодействии сооружения с грунтом основания, условия (10.25) и (10.26) представляют собой ограничения пластических деформаций грунта, при которых он приходит в состояние предельного равновесия под наиболее нагруженным краем сооружения, что наблюдается, когда угол внутреннего трения грунта φ оказывается меньше его критического значения φ_{cr} определяемого приближенно по компонентам напряжений σ_x, σ_y, τ_{xy} и сцеплению *c* из выражения:

$$\sin\varphi_{cr} = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x + \sigma_y + 2c}\ ; \qquad (10.28)$$

В общем случае область пластических деформаций основания портовых гидротехнических сооружений может быть очерчена изолиниями φ_{cr} криволинейной капливидной формы (рис. 10.7).

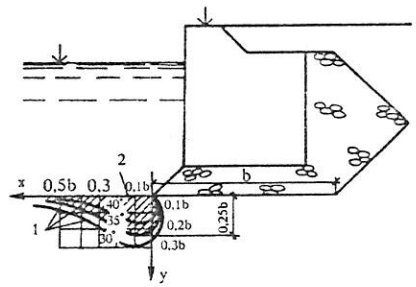


Рис. 10.7. Схема развития пластических деформаций в основании гравитационных сооружений: 1 - изолинии φ_{cr}; 2 - область неустойчивого грунта, находящегося в состоянии предельного равновесия, для основания с углом внутреннего трения φ =35°

Принято считать, что если глубина развития области неустойчивого грунта будет меньше четверти ширины подошвы сооружения (исходное условие для определения R), то влиянием пластических деформаций можно пренебречь, и вести расчет методами теории упругости линейно деформируемой среды.

По опыту проектирования установлено, что выполнение условия (10.25) для сооружений с малым эксцентриситетом приложения равнодействующей нагрузки ($e \le 1/5 B$) при отсутствии прослоек слабого грунта в основании позволяет вообще отказаться от расчета деформаций в связи с их незначительной неравномерностью.

Во всех других случаях расчет по деформациям ведется, исходя из общей зависимости (10.10), приведенной к виду

$$S \le S_{ult}; \qquad (10.29)$$

где S — общие деформации основания и сооружения (в верхней его части), м; S_{ult} — предельно допустимая по условиям эксплуатации портового гидротехнического сооружения деформация (табл. 10.9).

Предельно допустимые деформации портовых гидротехнических сооружений **Таблица 10.9**

Тип сооружения	Средняя осадка, см	Горизонтальное смещение верха, см	Осредненный угол наклона, рад	Относительный прогиб
Набережные:				
гравитационного типа	15-20	5-8	0,005...0,008	-
заанкерованные шпунтовые	-	5-8	-	-
незаанкерованные шпунтовые и сквозные	-	1/50H	-	1/50H
Оградительные сооружения:				
вертикального профиля	30-40	По конструктивным соображениям	0,02	-
откосного профиля	Не ограничиваются			
Берегоукрепительные сооружения	По конструктивным соображениям с учетом раскрытия швов между отдельными элементами			
Судоподъемные сооружения	По конструктивным соображениям	-	По конструктивным соображениям	1/600L

Примечание. Высота стены H и длина секции L принимаются в см.

Под величиной S подразумевается осадка сооружения s, м, или его горизонтальное смещение u, м, либо крен i (отношение разности осадок краевых точек к ширине подошвы) или относительный прогиб отдельных элементов f, а также любое сочетание этих элементарных деформаций.

Расчеты осадок, смещений и крена подошвы сооружения от деформаций основания ведут по теории упругости для пространственных условий или условий плоской деформации [13].

Для предварительных расчетов деформаций однородных оснований можно рекомендовать следующие расчетные зависимости, в которых условно принимается, что толщина сжимаемого слоя и ширина боковой пригрузки B_g вдвое больше ширины подошвы сооружения B, работающего по схеме плоской деформации (рис. 10.8, а):

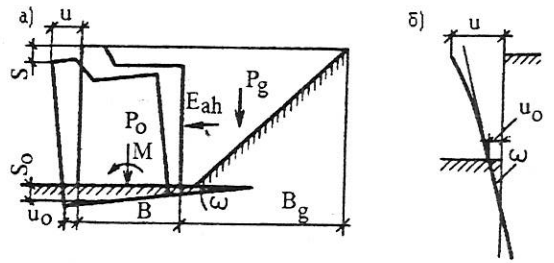


Рис. 10.8. Схемы деформаций основания гравитационного сооружения (а) и незаанкерованной шпунтовой стены (б)

$$s_o = \frac{1-\mu_0^2}{\pi E_0}(3{,}5p_{no} + 2p_{ng}) \cdot l; \qquad (10.30)$$

где μ_0 и E_0 — коэффициент поперечного расширения и модуль деформации грунта, Па; p_{no} и p_{ng} — средняя нормативная нагрузка на основание под подошвой сооружения и в зоне боковой пригрузки, Па; l=1 м;

$$u_0 = \frac{E_n n}{\pi E_0 B}; \qquad (10.31)$$

где E_n—нормативное горизонтальное усилие, Н; n — коэффициент, зависящий от μ_0: при μ_0, равном 0,3; 0,4; 0,5, коэффициент n принимается равным, соответственно, 2,8; 2,6; 2,5;

$$i = tg\omega = \frac{1-\mu^2 0}{BE_0}(0{,}6\frac{M_n}{B^2} - 0{,}04P_{ng}); \qquad (10.32)$$

где M_n — нормативный момент всех сил относительно середины подошвы сооружения Н · м.

В тех случаях, когда в основании залегают грунты, обладающие ползучестью, деформации должны определяться во времени по результатам исследования их реологических свойств [11].

При расчетах деформации шпунтовых стен наибольший интерес представляет определение поворота незаанкерованного шпунта и смещений анкерных устройств заанкерованных шпунтовых стен.

Горизонтальное смещение u_0 забитой в грунт на глубину t части шпунта на уровне проектного дна и ее поворот определяют по формуле (рис. 10.8, б):

$$u_0 = \frac{18tE_n + 24M_n}{Kt^3}; \qquad (10.33)$$

$$tg\omega = \frac{1{,}5Kt^2u_0 - 3E_n}{Kt^3}; \qquad (10.34)$$

где $E_n=E_1+E_2$ — сумма равнодействующих нормативных горизонтальных нагрузок, влияющих на стену выше и ниже дна, Н; $M_n= M_2- M_1$ — разность изгибающих моментов от нагрузок, действующих на стену, соответственно, ниже и выше дна относительно отметки проектного дна, Н · м; K — коэффициент пропорциональности, характеризующий изменение коэффициента сопротивляемости грунта по глубине, Н/м^4.

Текучепластичные глины и суглинки	$K = 1...2 МН/м^4$
Мягкопластичные глины и суглинки, пластичные супеси и пылеватые пески	$2...4 МН/м^4$
Тугопластичные глины и суглинки, пластичные супеси, пески мелкие и средней крупности	4...6
Твердые глины и суглинки, твердые супеси, крупные пески	6...10
Крупнообломочные грунты, пески гравелистые, твердые глины или супеси (алевриты и т. д.)	10...20
Примечание. Для плотных песков значения K повышают на 30 %.	

Большие деформации верха незаанкерованного шпунта могут привести к нарушению эксплуатационных характеристик причального сооружения. В то же время чрезмерные горизонтальные смещения анкерных плит вызывают разрушение шпунтовой заанкерованной стенки вблизи проектного дна, поэтому расчет этих смещении u_a рекомендуется вести при действии расчетных нагрузок по формуле:

$$u_a = \frac{R_a + \rho E_{ah}}{hbk}; \qquad (10.35)$$

где R_a — расчетное анкерное усилие, действующее на плиту. Н; E_{ah} — равнодействующая активного давления грунта на плиту, Н; h и b — высота и ширина плиты, м; k — коэффициент сопротивляемости грунта засыпки, $Н/м^3$; для песчаных грунтов средней плотности можно принять $k=8 МН/м^3$; ρ — коэффициент, зависящий от отношения глубины заложения подошвы плиты t к ее высоте; при t/h=1;2;3, ρ, соответственно, равно 1; 0,8; 0,75.

Если смещения анкерных опор ограничены, то расчет деформаций основания заанкерованных шпунтовых стен может не производиться.

При выполнении деформационных расчетов следует иметь в виду, что на песчаных грунтах основания деформации сооружения в основном заканчиваются уже в процессе строительства, на глинах процесс стабилизации деформаций может длиться несколько лет и десятилетий. В связи с этим в первом случае деформации рассчитывают только от временных нагрузок и тех постоянных, которые находятся на поверхности засыпки (сооружения), — от веса стационарных конструкций, во втором — от постоянных и временных нагрузок.

Помимо расчета деформаций ко второй группе предельных состояний относятся расчеты трещиностойкости или величины раскрытия трещин железобетонных конструкций для сравнения их с нормативными требованиями, определяющими степень долговечности отдельных элементов сооружения. Расчеты эти ведут на нормативные нагрузки по соответствующим нормативным документам [15].

Новые возможности, открывающиеся перед проектировщиком в связи с развитием вычислительной техники, позволяют, в частности, реализовать информационный подход к расчету причальных сооружений, взаимодействующих с грунтом. Этот метод расчета учитывает такие факторы, как неполнота информации о работе сооружения, распределительная способность грунта, разнообразие математических моделей для описания одного явления и др.

Общие принципы информационного подхода можно показать на примере расчета шпунтовой заанкерованной подпорной стены. При ее расчете необходимо учесть ряд, как правило, очевидных или экспериментально установленных ограничений: 1) активное давление грунта не может быть меньше нуля и больше пассивного давления; 2) суммарное давление грунта находится в определенных пределах, так как при заданных размерах стены существует статическое равновесие внешних сил и реакций; 3) внутренние усилия в элементах стены не превосходят пределов прочности и т. д.

При заданных ограничениях задача может иметь большое количество решений, среди которых нужно отобрать наиболее существенные с точки зрения практики: можно искать решения, соответствующие, например, экстремальным значениям изгибающих моментов в различных сечениях стены, анкерных реакций и пр. Это так называемые функции цели. Система ограничений и функция цели составляют задачу математического программирования, которая может быть решена соответствующими методами.

Информационный подход позволяет, в частности, отказаться от многих условностей традиционных методов, в наиболее полной мере учитывать работу сооружения в предельном состоянии, вводить в расчет фактические геометрические и прочностные параметры сооружения и оптимизировать свободные, например, длину шпунта. Он дает возможность более объективно определять запасы прочности, наглядно интерпретировать опытные факты, единообразно рассчитывать разные конструкции. В рамках информационного подхода легко ставится задача оптимизации конструкции.

§ 43. Выбор технического решения при строительстве портов

Экономическая эффективность того или иного технического решения выявляется на основе сравнения различных вариантов его осуществления. При выборе решения руководствуются критерием экономичности, в качестве которого могут приниматься: а) срок окупаемости; б) сумма годовых приведенных затрат; в) суммарные затраты за расчетный период. Для оценки экономической эффективности технических решений в основном используют стоимостные показатели: общие и удельные капитальные вложения K и общие и удельные эксплуатационные затраты E (себестоимость продукции). При этом необходимо учитывать капитальные вложения прямые, сопутствующие и сопряженные, а эксплуатационные расходы — прямые и сопутствующие.

При обосновании строительства и реконструкции морского порта прямыми будут капитальные вложения во все объекты портового комплекса, а сопутствующими — капитальные вложения в транспортный флот за время его стоянок в порту и в подвижной состав других видов транспорта, а также стоимость грузовой массы. Сопряженные капитальные вложения в этом случае, как правило, не учитывают. Прямые эксплуатационные затраты расходуются на содержание всех сооружений портового комплекса, а сопутствующие — на содержание транспортного флота за время его стоянок в порту, а также на перевозку грузов другими видами транспорта на всем пути следования.

При выборе оптимального типа портового гидротехнического сооружения прямыми будут капитальные вложения в его строительство или реконструкцию, а сопряженными — капитальные вложения, связанные с освоением производства конструкций, развитием строительной базы и поставкой строительных материалов смежными отраслями промышленности. Сопутствующие капитальные вложения при выборе конструкций можно не учитывать. Эксплуатационные затраты (только прямые) расходуются на текущий ремонт и амортизацию.

При обосновании оптимальных глубин на подходных каналах и у причалов прямыми будут капитальные вложения в дноуглубительные работы и причальные сооруже-

ния, а сопутствующими — капитальные вложения в транспортный флот и в подвижной состав других видов транспорта гидротехнического сооружения.

При выборе оптимальных вариантов механизации и автоматизации погрузочно-разгрузочных работ прямыми будут капитальные вложения в погрузочно-разгрузочное оборудование и стоимость оборотных средств по неснижаемому запасу топлива, материалов и запасных частей, а сопутствующими — капитальные вложения в развитие смежных хозяйств порта, различающихся по вариантам механизации, и в транспортный флот за время стоянок судов в портах. Прямые эксплуатационные затраты расходуются на погрузочно-разгрузочные работы и элементы портового хозяйства, связанные с механизацией, сопутствующие — на содержание транспортного флота и подвижного состава других видов транспорта.

Кроме стоимостных показателей для более полного учета особенностей, достоинств и недостатков сравниваемых вариантов привлекают наиболее важные количественные и качественные натуральные показатели, однако они всегда имеют дополнительное значение.

ГЛАВА 11
ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ОБ ОГРАДИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЯХ

§ 44. Классификация оградительных сооружений

Оградительные сооружения по расположению подразделяют на внешние и внутренние (рис. 11.1).

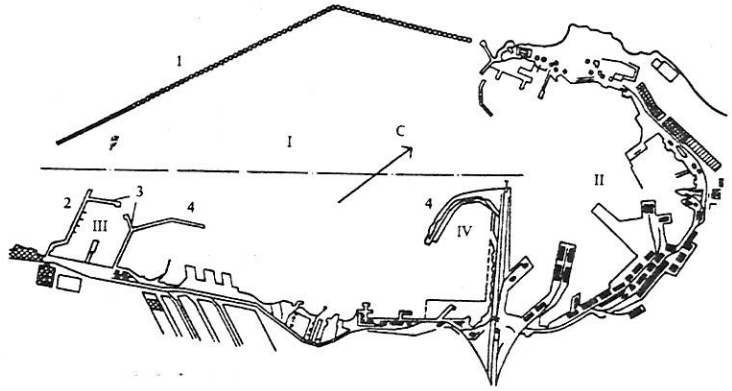


Рис. 11.1. Порт Александрия: I - внешняя гавань; II - внутренняя гавань; III - нефтяная гавань; IV - угольная гавань; 1 - волнолом; 2 - мол; 3 - разделительный мол; 4 - шпора

Внешними называют оградительные сооружения, предназначенные в основном для защиты акватории порта от проникания на нее со стороны моря волнения, течений, наносов и движущегося льда, а в некоторых случаях — для защиты подходных каналов от заносимости. От волнения акваторию порта защищают главным образом волноломы и молы. От течений, наносов и льда или от одного из этих факторов акваторию защищают преимущественно оградительные дамбы. Они же применяются для защиты территории от затопления, а также подходных каналов от заносимости. Одновременно они, конечно, защищают находящиеся в канале суда и от воздействия других факторов, в том числе и волнения. Обычно дамбы выполняют откосного профиля из местных грунтов с устройством защитного покрытия, поэтому на водохранилищах, по существу, все оградительные сооружения являются дамбами (см. далее).

К внутренним относят оградительные сооружения, расположенные на акватории порта и отделяющие одну ее часть от другой. В этом случае оградительные сооружения предназначаются не столько для защиты акватории от волнения, проникающего с моря, сколько для того, чтобы воспрепятствовать образованию волн на самой акватории или оградить бассейны специального назначения, например, нефтяные гавани (см. рис. 11.1).

Иногда при расширении акватории за счет строительства новых оградительных сооружений внутренними могут оказаться старые внешние оградительные сооружения; в этом случае их существование должно быть специально обосновано.

К внутренним оградительным сооружениям относятся также шпоры — сооружения, примыкающие к другим сооружениям; иногда шпорами называют и короткие молы.

По форме поперечного сечения оградительные сооружения подразделяют на сооружения вертикального профиля (рис. 11.2, а, б), откосного профиля (рис. 11.2, в) и смешанного типа, у которых нижняя часть имеет откосный профиль, а верхняя представляет собой вертикальную стенку (рис. 11.2, г). Кроме того, выделяют оградительные сооружения специальных типов: сквозные, плавучие, пневматические и гидравлические.

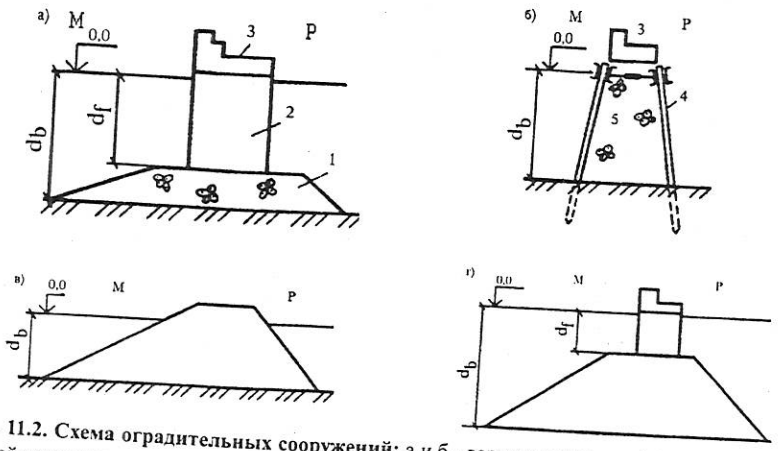


Рис. 11.2. Схема оградительных сооружений: а и б - вертикального профиля гравитационного и свайного типа; в - откосного профиля; г - смешанного типа; 1 - постель; 2 - подводная стенка; 3 - надстройка; 4 - шпунтовое или свайное ограждение; 5 - заполнение

Оградительные сооружения вертикального профиля делят на два типа: гравитационные (см. § 53) и свайные (см. § 54). Устойчивость сооружений первого типа обеспечивается благодаря силам трения, развивающимся по контакту сооружения с основанием и пропорциональным весу сооружения, а устойчивость сооружений второго типа — благодаря защемлению конструкций в грунте основания.

Оградительные сооружения откосного профиля различают по виду покрытия откосов, конструкции ядра, крутизне откосов, оформлению гребня сооружения и другим признакам (см. гл. 13).

В сооружениях смешанного типа вертикальную стенку выполняют всегда гравитационной.

Для обеспечения необходимых прочности, устойчивости и долговечности оградительных сооружений при их проектировании нужно учитывать ряд факторов, важнейшими из которых являются гидрологические и инженерно-геологические.

К гидрологическим факторам относят волнение, лед, колебания уровня и течения. Наибольшее значение для оградительных сооружений имеет волнение.

При расчете оградительных сооружений, как правило, учитывают воздействие только ветровых волн*, параметры которых (высоту и длину) в районе порта определяют в зависимости от скорости ветра, продолжительности его действия и длины разгона с учетом трансформации и рефракции волн в прибрежной зоне моря или водохранилища [18].

*В Японии оградительные сооружения иногда возводят и для защиты побережья от волн цунами высотой до 6...8 м, наиболее часто повторяющихся в районе Японских островов

С изменением расчетных параметров волнения и глубины воды перед сооружением меняются характер и значения расчетных нагрузок на сооружения, в результате чего приходится изменять размеры сооружений вертикального профиля, вес отдельных элементов и заложение откосов сооружений откосного профиля. При рассмотрении взаимодействия волн с вертикальной стенкой различают четыре основных типа волнения: стоячие волны, разбитые, волны переходного типа от стоячих к разбитым и прибойные волны. Каждый из указанных типов волнения наблюдается при строго определенных соотношениях параметров волнения и глубины воды на подходе к сооружению и непосредственно у стенки.

Характерная для стоячих волн симметричность хронограмм давления при переходном типе волнения нарушается, причем сначала в точках, расположенных выше спокойного уровня, а затем с уменьшением глубины и по всей высоте вертикальной стенки. Максимумы давления в этом случае становятся неравными по величине: первый максимум с уменьшением глубины над бермой увеличивается, а второй — уменьшается. Время нарастания максимального давления сокращается. При полном разбивании волны у стенки давление имеет резко выраженный динамический характер: время нарастания давления сильно уменьшается, в отдельных случаях до 0,005 с, при этом давление возрастает иногда до $9 \cdot 10^5$ Па (9 кгс/см^2) и даже более, а второй максимум практически отсутствует (рис. 11.3).

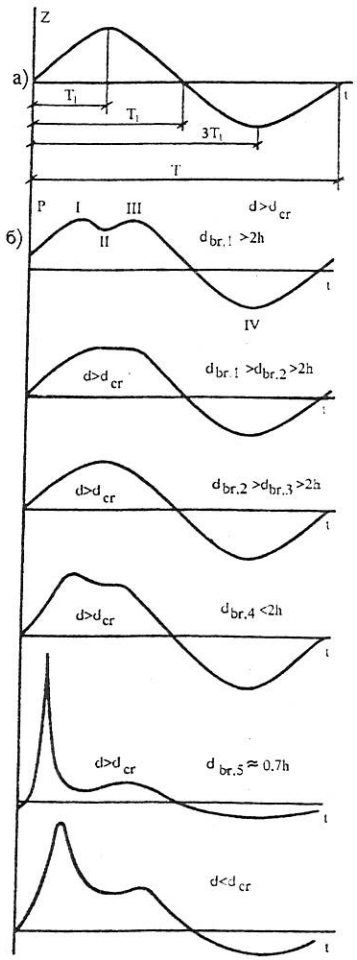


Рис. 11.3. Характер изменения волнового давления во времени: а - уровня воды перед стенкой при стоячей волне, определяемого координатой Z; б - удельного волнового давления на вертикальную стенку; I, III - максимумы давления; II - относительный минимум давления; IV - минимум давления; T - период волны

В настоящее время следует считать общепризнанным положение о необходимости расчета оградительных сооружений вертикального профиля при воздействии разбитых волн на динамические нагрузки. При этом, так как частота колебаний молов составляет, по данным измерений, 1,5... 2,5 Гц, оказывается достаточно знать только импульс давления.

При воздействии на вертикальную стенку прибойной волны давление носит, как и в случае разбитых волн, динамический характер, однако интенсивность его оказывается меньше, а время действия больше, что определяется значительным содержанием воздуха в виде отдельных пузырьков в разрушающемся гребне прибойной волны.

С изменением характера волнения перед сооружением изменяется равнодействующая волнового давления. Для стоячих волн равнодействующая давления со стороны моря на сооружение с уменьшением глубины воды над бермой уменьшается. То же самое, но более интенсивно, происходит и в области переходного типа волнения до глубины над бермой d_{br}=1,3h; при дальнейшем уменьшении глубины давление начинает возрастать и при глубине d_{br}=1,25h становится равным давлению стоячих волн (рис. 11.4).

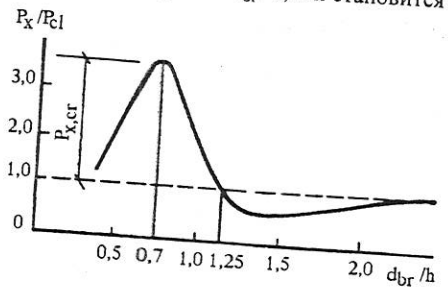


Рис. 11.4. Изменение суммарного волнового давления P_x с уменьшением глубины над бермой d_{br}; $P_{x,cr}$ - давление разбитой волны; P_{cl} -давление стоячей волны; h -высота волны

При дальнейшем незначительном уменьшении глубины (d_{br}< h) равнодействующая давления начинает интенсивно возрастать, достигая максимума при разбивании волн непосредственно на сооружении, когда $d_{br} \cong 0{,}7h$. При глубине воды над бермой d_{br}< 0,7h волна разрушается на некотором расстоянии от стенки, и равнодействующая давления на стенку уменьшается, так как часть энергии волны рассеивается при разрушении и движении волны от места разрушения к стенке.

В случае отражения от вертикальной стенки волн любого типа даже при относительно больших глубинах (стоячие волны) наблюдаются значительные донные скорости (до 4...5 м/с), которые могут вызвать опасный размыв основания вблизи сооружения. В результате сооружение может внезапно потерять устойчивость и опрокинуться в образовавшуюся вымоину. Классическим примером этого служит разрушение в 1934 г. мола Мустафа в порту Алжир.

При воздействии на сооружения вертикального профиля разбитых и прибойных волн наблюдаются всплески высотой до 25...40 м и более, и при падении массы воды вниз возможны разрушение и подмыв основания в непосредственной близости от сооружения.

При тех заложениях откосов, которые обычно принимаются при проектировании оградительных сооружений откосного профиля, ветровые волны, подходя к откосу, обязательно разрушаются, при этом какая-то часть энергии отражается*. Степень отражения волны от сооружений откосного профиля характеризуется отношением высоты отраженной волны h_{ref} к высоте исходной волны h_{in} и определяется по формуле:

$$r = k_m h_{ref} / h_{in}; \qquad (11.1)$$

где k_m — коэффициент, учитывающий шероховатость и проницаемость откоса и в зависимости от типа покрытия принимаемый равным:

* Теоретически волны могут полностью отражаться от любого откоса, но при этом чем положе откос, тем больше должна быть пологость волны

сплошное непроницаемое гладкое покрытие (асфальтобетон)	1
бетонное покрытие	0,9
мостовая, каменная кладка	0,75 - 0,8
наброска:	
из округлых камней (булыжник)	0,6—0,65
рваного камня	0,5
массивов	0,5

Высота отраженной волны на глубокой воде, когда глубина заложения подошвы сооружения откосного профиля относительно уровня воды $d_B > \bar{\lambda}/2$, определяется по формулам:

для откосов круче 1:3,7

$$h_{ref.d} = \sqrt{\frac{\alpha \cdot h_d}{\pi^2 \cdot (1+m^2)}}; \qquad (11.2)$$

для откосов положе 1:3,7

$$h_{ref.d} = \frac{h_d}{4m^{5/2}}; \qquad (11.3)$$

где α — угол, образуемый линией откоса с горизонтом, рад; m — заложение откоса.

Если $d_b < \bar{\lambda}/2$, сначала вычисляют высоту отраженной волны на глубокой воде $h_{ref.d}$ по формуле (11.2) или (11.3), а затем определяют высоту отраженной волны перед сооружением h_{ref} с учетом трансформации волн на мелководье [8].

При воздействии волн на сооружение откосного профиля возможны следующие условия их отражения от откоса:

а) отсутствие отражения — r ≤ 0,1 (практически полное разрушение волн на откосе);

б) незначительное отражение — 0,1< r < 0,5 (разрушение преобладает над отражением);

в) значительное отражение — 0,5 ≤ r < 1 (отражение преобладает над разрушением);

г) полное отражение — r =1.

При строительстве оградительных сооружений откосного профиля на море следует принимать возможно меньшие заложения откоса, увеличивая при этом шероховатость и проницаемость покрытия, т. е. практически крупность отдельных камней или бетонных блоков.

При строительстве оградительных сооружений на водохранилищах до их заполнения обычно принимают сооружения откосного профиля из грунта со сплошным покрытием в виде бетонных или железобетонных плит в зоне колебания уровня (см. гл. 13). В этом случае, как установлено опытами МГСУ, волновое давление имеет ярко выраженный динамический характер, что, естественно, следует учитывать при проектировании и расчете подобных сооружений. Давление волны на откос из наброски по сравнению с давлением волны на непроницаемый откос уменьшается по абсолютной величине в несколько раз и не носит ударного характера: изменение давления в точке происходит по кривой, напоминающей синусоиду с постоянной амплитудой (рис. 11.5).

Все моря нашей страны являются замерзающими либо полностью, либо частично (Баренцево, Черное, Каспийское), что обусловливает необходимость определения воздействий льда на морские гидротехнические сооружения. В практике отечествен-

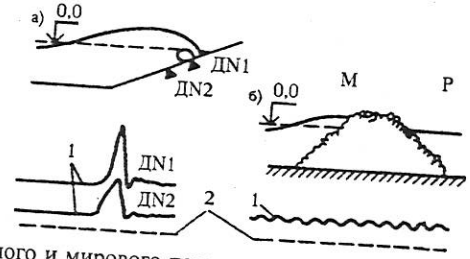


Рис. 11.5. Характер волнового давления по испытаниям моделей сооружений откосного профиля с непроницаемым покрытием (а) и из массивной наброски (б): 1 - хронограмма волнового давления; 2 - шкала времени

ного и мирового портостроения имеются многочисленные случаи повреждения сооружений в результате воздействий морского льда.

Морской лед может оказывать на сооружения следующие механические воздействия: в виде статического давления при навале дрейфующих ледяных полей, при термическом расширении и нагромождении льда перед сооружением, динамического давления при ударе отдельных крупных льдин, истирающего действия при движении льда у сооружения, нагрузок от примерзшего к сооружению льда при понижении или повышении уровня воды.

Нагрузки от льда в значительной степени определяются его свойствами [30], которые существенно меняются в зависимости от внешних условий как в пространстве, так и во времени, что сильно затрудняет их изучение и обобщение. В настоящее время в связи с освоением континентального шельфа северных морей изучению свойств морского льда и его воздействий на гидротехнические сооружения уделяется большое внимание как в нашей стране, так и за рубежом (США, Канада, Япония) [8].

Колебания уровня, вызываемые целым рядом причин, могут быть периодическими и непериодическими. Наибольшие изменения уровня наблюдаются при приливно-отливных и при сгонно-нагонных колебаниях*. Для нашей страны эти изменения составляют, соответственно, до 14 м** (Охотское море) и 3...5 м (Азовское море). Колебания уровня существенно влияют на характер волнения в районе сооружений, компоновку порта, конструкцию сооружений, объем дноуглубительных работ, технологию строительства.

Наиболее полную характеристику колебаний уровня в данном пункте можно получить из анализа кривых повторяемости и обеспеченности, построенных по данным наблюдений для определенного интервала времени. Пользуясь этими материалами, можно определить характерные уровни и в первую очередь их экстремальные значения определенной обеспеченности, что необходимо для обоснованного назначения отметки портовой территории и глубины воды на подходах к порту и у причалов.

Морские течения различного происхождения не оказывают силового воздействия на сооружения, но обусловливают наряду с воздействием ветра дрейф ледяных полей и движение отдельных льдин, а также перемещают иногда огромные массы песка и ила, что ведет при определенных условиях к заносимости морских каналов и портовых акваторий. Следует отметить, что перемещение наносов происходит в результате совместного действия течений и волнения, и чем крупнее наносы, тем большую роль играет волнение.

* Здесь не указываются катастрофические изменения уровня во время цунами, которые, как правило, не учитываются при проектировании портов

** Максимальная величина прилива составляет 16,2 м (залив Фанди, Канада)

Выбор типа и конструкции оградительных сооружений в значительной степени зависит от инженерно-геологических условий. Более того, зачастую при неблагоприятных инженерно-геологических условиях вообще невозможно осуществить строительство оградительных сооружений без специальных мероприятий, обычно весьма дорогих (см. § 53). Как правило, такая ситуация возникает при залегании в основании сооружений слабых илистых грунтов, что в реальных условиях наблюдается довольно часто вследствие специфики образования морских отложений в прибрежной зоне моря. С другой стороны, выход на поверхность дна коренных скальных пород, которые являются хорошим основанием, резко удорожает строительство порта, если необходимо провести в большом объеме дноуглубительные работы. Наконец, наличие крупных включений в грунте (валунов) очень осложняет, а в ряде случаев и полностью исключает применение свайных конструкций.

Характер грунтов, как известно, влияет не только на конструкцию сооружений, но и на методы их возведения. Причем нарушения технологии строительства, определяемой грунтовыми условиями, приводят в ряде случаев к созданию аварийной ситуации.

В связи с этим изучение инженерно-геологических условий в месте строительства оградительных сооружений является одной из наиболее важных и ответственных задач. В комплексе инженерно-геологических исследований всегда следует предусматривать изучение геоморфологии морских побережий, что позволит составить представление о возможных изменениях в движении наносов и переформировании берегов после возведения оградительных сооружений.

Внешние оградительные сооружения обычно строят в районах побережья, где наблюдается частое и сильное волнение, поэтому к ним предъявляют требование живучести на любой стадии строительства. С этих позиций конструкцию оградительных сооружений оценивают по периоду времени с начала возведения отдельной секции мола до завершения такого этапа строительства, когда конструкция может воспринять расчетные нагрузки. Чем меньше этот период времени, тем в большей степени данная конструкция удовлетворяет указанному требованию. К таким конструкциям относятся массивы-гиганты, железобетонные оболочки большого диаметра и сооружения откосного профиля при соответствующей технологии их строительства.

При выборе типа и конструкции оградительных сооружений все указанные факторы рассматриваются совместно, проводится технико-экономическое сравнение возможных вариантов и выбирается оптимальный вариант, в наибольшей степени отвечающий конкретным физико-географическим условиям и технологическим требованиям при наименьшей стоимости.

§ 45. Условия применения оградительных сооружений

Сооружения вертикального профиля гравитационного типа. В результате действия на сооружение гравитационного типа значительной горизонтальной нагрузки от давления волн или льда напряжения под его подошвой при сравнительно небольшой ширине распределяются неравномерно. Расчетом установлено, что при высоте волны h=1...6 м и глубине заложения стенки относительно уровня воды, соответственно, d_f = 28...20 м напряжения достигают предельных значений для камня постели (5...6) 10^5 Па. При больших давлениях камень даже из прочных пород (гранит, диабаз, диорит и др.) начинает разрушаться, так как в точках контакта между отдельными камнями напряжения превышают предел прочности камня на сжатие. Таким образом, при

сжимаемых грунтах указанные глубины являются предельными для этого типа сооружения.

При скальных грунтах, если не устраивается каменная постель, сооружения гравитационного типа могут возводиться на любой глубине, доступной по условиям производства работ и экономически обоснованной. В то же время и при малых глубинах воды на подходе d_b=(2...2,5)h и над бермой d_{br}= (1,25...1,3)h нет особых противопоказаний к применению сооружений вертикального профиля вообще и гравитационного типа в частности, но в этом случае необходимо рассчитать устойчивость сооружения и прочность основания, исходя из воздействия прибойных или разбитых волн.

Оградительные сооружения гравитационного типа могут возводиться в условиях волнения различной силы.

При возведении молов и волноломов из массивов-гигантов и оболочек большого диаметра высота волны не ограничивается. Оградительные сооружения из обыкновенных массивов могут применяться при высоте волны до h=7м, из ряжей — до h=5 м и только II...IV классов.

Оградительные сооружения гравитационного типа чувствительны к неравномерным осадкам, поэтому их можно возводить лишь на достаточно плотных грунтах. При слабых илистых грунтах требуется предусматривать специальные мероприятия по их уплотнению.

Оградительные сооружения вертикального профиля удобно использовать для швартовки судов, размещения знаков навигационной обстановки, специального оборудования.

Для возведения гравитационных оградительных сооружений вертикального профиля требуется значительно меньшее количество материалов, чем для сооружений откосного профиля, и эта разница резко возрастет с увеличением глубины.

Таким образом, наиболее оптимальные условия для возведения оградительных сооружений гравитационного типа будут при глубине воды в месте строительства до d_b = 20...28 м, высоте волны $h_{1\%}$=5...7 м и более и достаточно плотных грунтах.

Сооружения вертикального профиля свайного типа. При строительстве сооружений свайной конструкции нет необходимости создавать искусственную каменную постель, которая является относительно дорогой и трудоемкой частью сооружения. Сооружения этого типа можно возводить при высоте волны до $h_{1\%}$= 4...5 м и только II...IV классов.

Глубина воды в месте строительства двухрядной свайной конструкции должна составлять не более 7...8 м при деревянном ограждении и 10... 12 м при ограждении из тяжелого металлического шпунта. При ячеистой конструкции глубина воды по аналогии с перемычками может быть значительно больше, однако в практике портостроения оградительные сооружения ячеистой конструкции обычно применяют на глубинах до 10...12 м. Однако при специальном обосновании этот тип сооружения может возводиться и на больших глубинах.

Грунты основания при свайных сооружениях могут иметь меньшую несущую способность, чем это требуется в случае сооружений гравитационного типа, но должны допускать забивку свай или шпунта на необходимую глубину.

Оградительные сооружения свайной конструкции можно возводить на слабых илистых грунтах любой мощности.

При относительно тонком слое слабых глинистых грунтов мощностью до 8...10 м и подстилаемых плотными грунтами сваи любого типа и колонны-оболочки диаметром до 2...3 м забивают в плотный грунт. При мощности слоя слабых илистых грунтов до 20...25 м можно использовать либо длинные сваи большого сечения, забиваемые в плотный грунт, либо висячие относительно короткие сваи при специальной подготовке основания (см. § 53). При достаточно большой мощности слоя слабых илистых грунтов (больше 30 м) при строительстве оградительных сооружений свайного типа наиболее целесообразно использовать последний вариант.

Стоимость сооружений свайной конструкции значительно меньше стоимости гравитационных сооружений. Таким образом, оградительные сооружения свайной конструкции могут применяться при меньшей высоте волны по сравнению с сооружениями гравитационного типа и соответствующих инженерно-геологических условиях.

Сооружения откосного профиля могут с успехом применяться в любых гидрологических и инженерно-геологических условиях. Ограничениями служат только их высокая стоимость при больших глубинах и невозможность получения местного камня необходимой крупности (монолитов).

В последнее время сооружения этого типа получают преимущественное распространение, причем в подавляющем большинстве случаев для покрытия откосов применяют бетонные фигурные блоки (см. гл. 13). При использовании внутренней стороны оградительных сооружений откосного типа для швартовки судов приходится возводить отдельно причальные конструкции и устраивать по гребню сооружения дорогу для проезда транспорта.

Сооружения смешанного типа. Поскольку гравитационные сооружения вертикального профиля не могут применяться на сжимаемых грунтах при глубине воды больше 20...28 м, а сооружения откосного профиля в этих условиях будут слишком дорогими, то в практике портостроения получили распространение сооружения смешанного типа. При их проектировании необходимо учитывать, что вследствие резкого уменьшения глубины воды в пределах каменной постели стенка может подвергаться воздействию разбитых волн, даже если глубина ее заложения будет больше d_f=1,5h. Чтобы исключить возможность динамических нагрузок на сооружение, рекомендуется обеспечить перед стенкой глубину воды над бермой d_{br}= 2,5h.

В связи с увеличением осадок судов оградительные сооружения выносят на большие глубины; в этих условиях сооружения смешанного типа становятся весьма перспективными.

При строительстве на водохранилищах оградительных сооружений смешанного типа насухо они могут быть конкурентоспособными с сооружениями откосного типа с грунтовым ядром, возводимыми методом гидромеханизации при значительной глубине воды.

Окончательно тип сооружений выбирают на основании технико-экономического сравнения вариантов.

Сооружения специальных типов. Эти сооружения предназначены для постоянной и временной защиты акватории и отдельных объектов (технических плавсредств, морских буровых вышек, ворот порта и др.). Условия применения оградительных сооружений специальных типов приведены в табл. 11.1.

Инженерно-геологические условия применения этих типов молов и волноломов определяются возможностью установки мертвых якорей, возведения устоев и прокладки трубопроводов.

Условия применения оградительных сооружений специальных типов (по Н. Н. Джунковскому)

Таблица 11.1

Оградительные сооружения	Гидрологические условия применения				Возможность применения
	h , м	λ , м	d , м	λ / h	
Сквозные:					
с тонким экраном (B < 0,5h)	≤ 3	-	> 4h	12	Только на незамерзающих акваториях
с экраном ящичного типа (B > 0,5h)	≤ 3	-	> 4h	20	
с решетчатым неподвижным гасителем при ΔH < 0,7 м	< 4	-	> 3,5h	20	
Плавучие	< 4	-	> 2,5h	20	Только на незамерзающих акваториях
Пневматические	-	< 40	>>λ/3	15	При наличии источника энергии
Гидравлические	-	≤ 20	>>λ/3	15	На замерзающих акваториях необходимо снятие трубопроводов на зимний период

Примечание: B — ширина экрана; ΔH — амплитуда колебания уровня водоема.

ГЛАВА 12
ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНОГО ПРОФИЛЯ

§ 46. Нагрузки, действующие на оградительные сооружения вертикального профиля

Оградительные сооружения вертикального профиля гравитационного типа (см. рис. 11.2, а) состоят из постели и вертикальной стенки, в которой выделяют подводную и надводную части (надстройку). По конструкции подводной части вертикальной стенки различают сооружения из бетонных массивов (см. рис. 12.11), массивов-гигантов (см. рис. 12.38), железобетонных оболочек большого диаметра (см. рис. 12.29), оболочек из гладкой или гофрированной стали. Надстройка состоит из плиты и парапета (см. рис. 11.2, а), выполняемых как одно целое.

Оградительные сооружения вертикального профиля свайного типа состоят из свайного или шпунтового ограждения, каменного, гравийно-песчаного или песчаного заполнения и надстройки (см. рис. 11.2, б).

К основным нагрузкам, действующим на оградительные сооружения вертикального профиля, относят собственный вес сооружения, давление льда и давление волн (боковое и взвешивающее).

Если оградительные сооружения вертикального профиля используют для швартовки судов, при расчетах необходимо учитывать также усилия от натяжения швартовых, от навала и удара судов, а также вертикальную нагрузку от грузов, когда предполагается их складирование (см. гл. 15).

При устройстве уширения молов, обычно их корневой части, давление грунта на стенку мола определяется так же, как и на стенку набережных.

При расположении порта в районе, подверженном землетрясениям, сооружение рассчитывают на сейсмические нагрузки [12], которые в соответствии с указаниями СНиП 2.01.07-85 [13] относят к особым нагрузкам.

Собственный вес оградительных сооружений приходится вычислять как при отсутствии волнения, т.е. при спокойном уровне воды, например, для определения напряжений в основании при огрузке сооружения во время строительства, так и при воздействии штормовых волн, когда уровень воды у сооружения непрерывно изменяется, для расчета прочности основания и общей устойчивости сооружений.

С достаточной для практики точностью в обоих случаях вес сооружения Q_{br}, Н, определяют при спокойном уровне воды как разность веса сооружения на воздухе $Q_{br.air}$, Н, и веса воды в объеме его погруженной под уровень воды части V_{sub}, м³:

$$Q_{br} = Q_{br.air} - \gamma_w V_{sub} , \qquad (12.1)$$

где γ_w – удельный вес морской воды, Н/м³.

При расчете портовых гидротехнических сооружений приходится часто вычислять удельный вес каменной наброски под водой:

$$\gamma_{st.sub} = \gamma_{st} - \gamma_w (1 - n) , \qquad (12.2)$$

где γ_{st} – удельный вес каменной наброски на воздухе; n – пористость каменной наброски; для предварительных расчетов можно принимать n = 40%.

Давление льда передается сооружению по ограниченной площади в зоне спокойного уровня, поэтому может оказаться опасным для отдельных элементов и вызывать значительный опрокидывающий момент относительно ребра или средней линии подошвы стенки.

При расчете сооружений на давление льда не учитывают давление волн и, наоборот, поскольку при наличии льда волнение отсутствует.

Несмотря на актуальность вопроса, достаточно обоснованных методов расчета воздействий морского льда на гидротехнические сооружения пока не разработано из-за изменчивости его физических свойств и сложности самого явления.

Большинство приведенных в СНиП 2.06.04-82* формул для вычисления нагрузок от льда получено в результате экспериментальных исследований воздействий льда на сооружения. При этом за расчетную толщину льда принимается $h_{d,1\%}$,м, - максимальная толщина льда 1%-ой обеспеченности в многолетнем режиме.

Для оградительных сооружений статическое давление льда при его температурном расширении и момент от действия примерзшего к сооружению льда не учитывают, так как эти нагрузки одинаковы со стороны моря и со стороны гавани.

Силу от воздействия движущихся ледяных полей на секцию оградительного сооружения вертикального профиля согласно рекомендациям [15] следует определять по наименьшему значению усилия, развивающегося при воздействии ледяного поля на секцию F_{cw}, МН, или при разрушении льда, F_{bw}, МН:

$$F_{cw} = 0{,}07Uh_d\sqrt{AK_vR_c}$$

$$F_{bw} = KK_vR_cbh_d \quad , \tag{12.3}$$

где U – скорость движения ледяного поля, м/с; A – площадь ледяного поля, м^2; R_c– прочностная характеристика льда при сжатии, МПа, определяемая по опытным данным или для предварительных расчетов по рекомендациям [37]; в этом же документе даны рекомендации по определению коэффициентов K и K_v; b – длина секции; h_d – толщина ледяного поля.

Точка приложения равнодействующей ледовой нагрузки принимается на 0,3 h_d ниже расчетного уровня воды.

Приведенные в [15] формулы для определения нагрузки от морского льда следует рассматривать как первое приближение. Исследования в этом направлении продолжаются.

Воздействие волнения определяют при стоячих, разбитых и прибойных волнах. Переходный тип волнения от стоячих волн к разбитым при определении нагрузок не выделяют.

Для определения давления стоячих волн на оградительные сооружения вертикального профиля широкое распространение получил в свое время гидродинамический метод* французского инженера Сенфлу, предложенный им в 1928 г. Сенфлу исходил из общих уравнений гидродинамики идеальной жидкости. При этом уравнения движения для случая стоячих волн на ограниченной глубине могут быть записаны в следующем виде, если ось OX совместить со спокойным уровнем:

* Ряд положений Сенфулу использовался и в более поздних решениях задачи о воздействии стоячих волн на вертикальную стену

$$\left.\begin{aligned} x &= x_o + 2r\sin\frac{2\pi t}{T}\cos\frac{2\pi X_o}{\lambda};\\ z &= z_o - \frac{4\pi r r_1}{\lambda}\sin^2\frac{2\pi t}{T} - 2r_1\sin\frac{2\pi t}{T}\cos\frac{2\pi X_o}{\lambda}\end{aligned}\right\} \quad ; \tag{12.4}$$

Это – параметрические уравнения эллиптической трохоиды.

В уравнениях (12.4) x_0 и z_0 – координаты частиц жидкости в спокойном состоянии; r и r_1 – горизонтальная и вертикальная полуоси эллиптических траекторий частиц жидкости в прогрессивной волне:

$$\left.\begin{aligned} r &= h\frac{\operatorname{ch}\frac{2\pi(d-z_0)}{\lambda}}{2\operatorname{sh}\frac{2\pi d}{\lambda}};\\ r_1 &= h\frac{\operatorname{sh}\frac{2\pi(d-z_0)}{\lambda}}{2\operatorname{sh}\frac{2\pi d}{\lambda}};\end{aligned}\right\} \quad ; \tag{12.5}$$

где h и λ – высота и длина прогрессивной волны на глубине d расположения расчетного сечения мола; T – период волны.

Уравнения (12.4) удовлетворяют условиям гидродинамического равновесия, условиям на поверхности жидкости (z_0=0; p=0) и условиям неразрывности среды, если $2k(r^2 - r_1^2)$=0 (здесь и далее волновое число k=2π/λ). Решая эти уравнения и пренебрегая членами второго порядка и выше величин r/λ и r_1/λ, Сенфлу получил выражение для гидродинамического давления в любой точке жидкости при стоячих волнах:

$$\frac{1}{\rho_w g}(p - p_o) = z_o + \sin\frac{2\pi t}{T}\sin\frac{2\pi x_o}{\lambda}\left(\operatorname{rth}\frac{2\pi d}{\lambda} - r_1\right) \quad ; \tag{12.6}$$

где ρ_w – плотность воды; ρ_o – атмосферное давление.

У вертикальной стенки частицы могут двигаться только вверх и вниз, следовательно, здесь x=x_0 при любом значении z_0. Если начало координат поместить на спокойном уровне на расстоянии 1/4λ от стенки, то

$$\cos 2\pi x_o/\lambda = 0 \quad \text{и} \quad \sin 2\pi x_o/\lambda = 1 \quad .$$

Максимальное и минимальное давления наблюдаются в моменты времени t, для которых sin2πt/T= ±1. Они могут быть вычислены в любой точке по высоте стенки по формуле:

$$\frac{1}{\rho_w g}(p - p_o) = z_o \pm\left(\operatorname{rth}\frac{2\pi d}{\lambda} - r_1\right); \tag{12.7}$$

Поскольку решение дается в переменных Лангранжа, следует определить координату z точки приложения давления:

$$z = z_o - \frac{4\pi r r_1}{\lambda}\sin^2\frac{2\pi t}{T} - 2r_1\sin\frac{2\pi t}{T} \quad . \tag{12.8}$$

У дна при z_0=d

$$\frac{1}{\rho w g}(p - p_o) = d \pm h\frac{1}{ch\frac{2\pi d}{\lambda}}$$

или

$$\frac{1}{\rho w g}(p - p_o) - d = p_d \ , \qquad (12.9)$$

где $P_d = \pm\frac{h}{ch\frac{2\pi d}{\lambda}}$ избыточное против статического волновое у дна.

Пользуясь формулами (12.7...8) легко построить эпюры волнового давления.

Из анализа решений, полученных Санфлу, следует, что гидродинамическое давление на любой глубине изменяется с частотой волны, и, таким образом, максимум давления соответствует моменту подхода к стенке вершины волны, а минимум – моменту подхода подошвы волны; с глубиной давление убывает и на глубине d=0,5λ практически равно нулю; при переходе волновой поверхности у стенки через положение спокойного уровня гидродинамическое давление равно нулю.

В 1944 г. эту же задачу рассмотрел соотечественник Сенфлу проф. Миш, который получил более точное решение, сохранив члены второго порядка относительно величины h/λ или (что одно и то же), величины r/λ и r_1/λ.

Анализ этого решения и широкие экспериментальные исследования, проведенные в начале 50-х гг. в волновой лаборатории МИСИ им. В. В. Куйбышева, позволили установить, что в большинстве случаев максимумы гидродинамического давления наблюдаются несколько раньше и позже момента подхода к стенке вершины волны; при переходе волновой поверхности через положение спокойного уровня гидродинамическое давление больше нуля; при стоячих волнах давление с глубиной не стремиться к нулю – на бесконечной глубине имеется давление конечного значения, которое изменяется с двойной частотой относительно частоты волны. Было также показано, что равнодействующая волнового давления, вычисленная по Сенфлу, сильно отличается от экспериментальных значений, например, в 2...2,5 раза при малых глубинах у стенки, однако таких, при которых еще не наблюдается разрушения волны.

В дальнейшем как за рубежом, так и в России было предложено большое число методов вычисления давления стоячих волн на вертикальную стенку.

Положив в качестве исходных те же теоретические предпосылки, что и Сенфлу, и используя экспериментальные данные, А.И. Кузнецов предложил приближенное решение рассматриваемой задачи. В отличие от других методов ход решения А.И. Кузнецова* позволяет наглядно показать физическую природу волнового давления и проанализировать причины сложного характера изменения гидродинамического давления стоячих волн во времени.

Уравнение движения идеальной жидкости записывается в векторной форме:

$$\rho_w \vec{F} = \rho_w d\vec{\upsilon}/dt = \mathrm{grad}P \ , \qquad (12.10)$$

где ρ_w – плотность жидкости; $\vec{F}$ - вектор силы тяжести, отнесенной к единице массы; $d\vec{\upsilon}/dt$ – вектор ускорения; p – гидродинамическое давление.

* В работе А. И. Кузнецова второй член в правой части формулы (12.11) отсутствовал, на что в свое время и обратил внимание В. К. Штенцель

$$d\vec{\upsilon}/dt = \partial\vec{\upsilon}/\partial t + (\vec{\upsilon}\times\nabla)\vec{\upsilon} \qquad (12.11)$$

Из векторного анализа известно, что

$$\mathrm{grad}(\vec{\upsilon}^2/2) = (\vec{\upsilon}\times\nabla\vec{\upsilon}) + \vec{\upsilon}\times\mathrm{rot}\vec{\upsilon} \ . \qquad (12.12)$$

Тогда

$$d\vec{\upsilon}/dt = \partial\vec{\upsilon}/\partial t + \mathrm{grad}(\vec{\upsilon}^2/2) - \vec{\upsilon}\times\mathrm{rot}\vec{\upsilon} \ . \qquad (12.13)$$

Частную производную вектора скорости по времени представим как сумму векторов, направленных по касательной и нормали к траектории частиц при плоском движении, и, допустив, что траектории частиц при стоячей волне приближенно могут быть аппроксимированны дугами окружностей с радиусом R, получим:

$$\frac{\partial\vec{\upsilon}}{\partial t} = \frac{\partial\vec{\upsilon}}{\partial t}\vec{\tau}_0 + \frac{\vec{\upsilon}^2}{R}\vec{n}_0 \ . \qquad (12.14)$$

Второй и третий члены правой части выражения (12.13), если ось OX совместить со спокойным уровнем и направить вправо, а ось OZ направить вниз, можно записать так:

$$\mathrm{grad}\left(\frac{\upsilon^2}{2}\right) = \frac{1}{2}\left[\frac{\partial\upsilon^2}{\partial x}\vec{l}_0 - \frac{\partial(\upsilon^2)}{\partial z}\vec{k}_0\right]$$
$$\vec{\upsilon}\times\mathrm{rot}\vec{\upsilon} = \upsilon_z\left(\frac{\partial\upsilon_x}{\partial z} + \frac{\partial\upsilon_z}{\partial x}\right)\vec{l}_0 + \upsilon_x\left(\frac{\partial\upsilon_x}{\partial z} + \frac{\partial\upsilon_z}{\partial x}\right)\vec{k}_0 \ . \qquad (12.15)$$

Подставив выражения (12.14) и (12.15) в уравнение (12.13), получим окончательное выражение для полной производной вектора скорости по времени

$$\frac{\partial\upsilon}{\partial t} = \frac{\partial\upsilon}{\partial t}\vec{\tau}_0 + \frac{\upsilon^2}{R}\vec{n}_0 + \frac{1}{2}\left[\frac{\partial(\upsilon^2)}{\partial x}\vec{l}_0 - \frac{\partial(\upsilon^2)}{\partial z}\vec{k}_0\right] +$$
$$+\upsilon_z\left(\frac{\partial\upsilon_x}{\partial z} + \frac{\partial\upsilon_z}{\partial x}\right)\vec{l}_0 + \upsilon_x\left(\frac{\partial\upsilon_x}{\partial z} + \frac{\partial\upsilon_z}{\partial x}\right)\vec{k}_0 \ . \qquad (12.16)$$

Тогда уравнение движения запишется в виде

$$\rho_w\vec{F} - \rho_w\left\{\begin{array}{l}\frac{\partial\vec{\upsilon}}{\partial t}\vec{\tau}_0 + \frac{\upsilon^2}{R}\vec{n}_0 + \frac{1}{2}\left[\frac{\partial(\upsilon^2)}{\partial x}\vec{l}_0 - \frac{\partial(\upsilon^2)}{\partial z}\vec{K}_0\right] + \\ +\upsilon_z\left(\frac{\partial\upsilon_x}{\partial z} + \frac{\partial\upsilon_z}{\partial x}\right)\vec{l}_0 + \upsilon_x\left(\frac{\partial\upsilon_x}{\partial z} + \frac{\partial\upsilon_z}{\partial x}\right)\vec{k}_0\end{array}\right\} - \mathrm{grad}\rho = 0 \ ; \qquad (12.17)$$

Или

$$\mathrm{grad}p = Q \ , \qquad (12.18)$$

где Q – равнодействующая сила тяжести и сил инерции.

По основному свойству градиента имеем:

$$(\mathrm{grad}p)_s = \partial p/\partial s \ , \qquad (12.19)$$

где s – любое направление.

Поскольку нас интересует направление по оси, совмещенный с передней гранью стенки, то с учетом выражения (12.22) при фронтальном подходе волны можем записать

$$Q_z = \partial p / \partial z \ .$$

Откуда

$$p = \int_z Q_z dz \qquad (12.20)$$

Правую часть представим как сумму интегралов от проекций на ось z составляющих вектора $\bar{Q}$ в соответствии с выражениями (12.16) и (12.17). При этом следует учесть, что $\cos(\bar{\tau}_0, \hat{} z) = 1$; $\cos(\bar{n}_0, \hat{} z) = 0$; $\cos(\bar{l}_0, \hat{} z) = 0$; $\cos(\bar{k}_0, \hat{} z) = 1$, а у стенки u_x=0. Тогда получим в расчете на единицу объема

$$p(z,t) = \int_z \rho_w g dz - \int_z \rho_w \frac{\partial \upsilon}{\partial t} dz + \int_z \rho_w \frac{\partial(\upsilon^2)}{\partial z} dz + \phi(t) \ ; \qquad (12.21)$$

где Ф(t)– произвольная функция интегрирования.

В выражении (12.21) для гидродинамического давления первый член отражает влияние силы тяжести и меняется с частотой волны синхронно с колебаниями уровня воды у стенки, второй член – влияние касательной составляющей сил инерции и меняется также с частотой волны, но в противоположной фазе относительно первого члена, третий член – влияние сил инерции, пропорциональных квадрату скорости, и меняется с двойной частотой относительно волны, оставаясь все время положительным (рис. 12.1). Сумма всех членов дает кривую изменения волнового избыточного давления P_z с двумя максимумами, о чем говорилось ранее. Максимумы смещены по времени относительно момента подхода вершины волны к сооружению, что объясняется как это следует из вышесказанного, влиянием сил инерции.

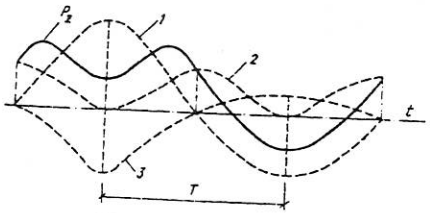


Рис. 12.1. Характер изменения составляющих от сил тяжести (1) и сил инерции (2) и (3), а также полного избыточного давления Pz за период волны T

Чем глубже находится точка стенки, в которой определяется давление, тем больше разница между максимумом давления и давлением в момент подхода к стенке вершины волны. Наступление максимумов давления в различных точках по высоте стенки происходит не в одно и то же время и не совпадает также с моментом наступления максимума равнодействующей давления.

В противоположном направлении влияют уменьшение глубины заложения стенки и увеличение пологости волны. При малой глубине у стенки ($d/\lambda<0,3$) и большой пологости волны ($\lambda/h>21$) влияние сил инерции становится пренебрежительно малым, изменение давления происходит синхронно с изменением уровня воды у стенки и, как это следует из выражения (12.21), наблюдается один максимум давления в момент наивысшего подъема уровня воды у стенки. В этом случае давление может быть определено с достаточной точностью по формулам первого приближения.

Не останавливаясь на изложении других методов решения во втором приближении, укажем, что результаты расчета волнового давления по этим методам имеют большое расхождение с опытными данными при малых и больших относительных глубинах.

Наилучшее совпадение с результатами опытов при d/λ = 0,1...1 дают методы Н.Н. Загрядской и Г.Г. Черможской, в которых используется решение в третьем приближении. Однако расчетные формулы третьего приближения очень громоздки и в непосредственном виде их применение в инженерной практике затруднительно. В связи с этим Н.Н. Загрядская разработала серию номограмм, которые позволяют определить вспомогательные коэффициенты $k=f(h/\lambda, \lambda/d)$ и затем вычислить возвышение уровня волновой поверхности, равнодействующую давления на все сооружение, ее момент относительно подошвы сооружения, удельное давление на различной глубине и равнодействующую давления на часть сооружения в различные моменты времени. Метод Н.Н. Загрянской основывается на точном решении проф. Я.И. Секерж-Зенковичем задачи о стоячих волнах конечной амплитуды на поверхности тяжелой жидкости конечной глубины и рекомендуется СНиП 2.06.04-82* для инженерных расчетов.

Наибольший практический интерес представляет определение экстремального положения волновой поверхности перед сооружением, равнодействующей давления на все сооружение, момента равнодействующей давления и удельного давления на уровне подошвы стенки.

Максимальное возвышение гребня и понижение впадины волны у стенки, а также возвышение волновой поверхности в момент наступления максимума равнодействующей волнового давления при подходе гребня волны вычисляются по формулам:

$$\begin{aligned} \eta_{max} &= k_{\eta,max} \cdot h \\ \eta_t &= k_{\eta,t} \cdot h \\ \eta_c &= k_{\eta,c} \cdot h \end{aligned} \ ; \qquad (12.22)$$

Максимальное значение равнодействующей бокового давления при подходе гребня и впадины волны определяют, соответственно, по выражениям:

$$\begin{aligned} P_{x,c} &= k_{k,c} \rho w g (d + h/2) \\ P_{x,t} &= k_{k,t} \rho w g (d - h/2) \ . \end{aligned} \qquad (12.23)$$

Максимальный опрокидывающий момент при подходе гребня и впадины волны вычисляют по формулам:

$$\begin{aligned} M_{max,c} &= k_{m,c} \rho w g (h^2/6 + hd/2 + d^2/2) \\ M_{max,t} &= k_{m,t} \rho w g (h^2/6 - hd/2 + d^2/2) \ . \end{aligned} \qquad (12.24)$$

Удельное давление на уровне подошвы сооружения при максимальном значении равнодействующей бокового давления составляет:

$$\begin{aligned} p_{f,c} &= \frac{p_{o,75d,c}(d - d_f) - p_{d,c}\, 0{,}25d}{1{,}25d - d_f} \\ p_{f,t} &= \frac{p_{0,5d,t}(d - d_f) - 0{,}5 p_{d,t} d}{1{,}5d - d_f} \end{aligned} \ ; \qquad (12.25)$$

где $p_{0,75d,c}=k_{0,75d,c}\rho_W gh$; $p_{d,c}=k_{d,c}\rho_W gh$; $p_{0,5d,t}=k_{0,5d,t}\rho_W gh$; $p_{d,t}=k_{d,t}\rho_W gh$.

Коэффициент $k_{\eta,max}$, $k_{\eta,t}$, $k_{\eta,c}$, k_x, $k\omega$ и т.д. определяют по номограммам в работе [2], аналогичным представленной на рис. 12.2.

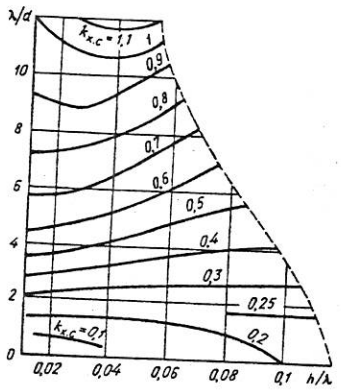


Рис. 12.2. Номограмма для определения коэффициента $k_{x,c}$

Эпюру давления в момент наступления максимума равнодействующей нет смысла строить, как это рекомендуется в СНиП 2.06.04-82*, так как ее нельзя использовать для определения максимального значения равнодействующей давления на сооружения или удельного давления на каком-либо уровне, поскольку экстремальные значения этих величин наступают не в один и тот же момент времени. Для этого необходимо воспользоваться номограммами, приведенными в [2].

Как следует из рассмотрения номограмм, разработанных Н.Н. Загрядской, их использование не обеспечивает надлежащей точности при определении волнового давления: ошибка в определении вспомогательных коэффициентов в некоторых случаях составляет Δ=(0,15...0,20).

Поэтому в работе [8] предлагаются построенные на основании решения Н.Н. Загрядской графики, позволяющие непосредственно получить относительные значения равнодействующей волнового давления, момента равнодействующей, возвышения волновой поверхности у мола и давления у дна при подходе гребня и впадины волны (рис. 12.3 и рис. 12.4).

Абсолютные значения этих величин вычисляются из соотношений:

$$\eta_c = \tilde{\eta}_c h \qquad M_{x,c} = \tilde{M}_{x,c} \cdot h^3$$
$$\eta_t = 2 - \tilde{\eta}_c \qquad M_{x,t} = \tilde{M}_{x,t} \cdot h^3$$
$$P_{x,c} = \tilde{p}_{x,c} \cdot h^2 \qquad p_{f,c} = \tilde{p}_{f,c} \cdot h$$
$$P_{x,t} = \tilde{p}_{x,t} \cdot h \qquad p_{f,t} = \tilde{p}_{f,t} \cdot h$$

При определении равнодействующей давления в момент подхода гребня или впадины волны к стенке со стороны моря предполагается, что в гавани волнение отсутствует, и стенка испытывает с этой стороны гидростатическое давление. Тогда на стенку действует равнодействующая избыточного давления $P_{c,full}$ и равнодействующая гидростатического давления P_{hyd}. При подходе гребня волны равнодействующая избыточного волнового давления равна

$$P_{c,pl} = P_{c,full} - p_{hyd} \quad . \qquad (12.26)$$

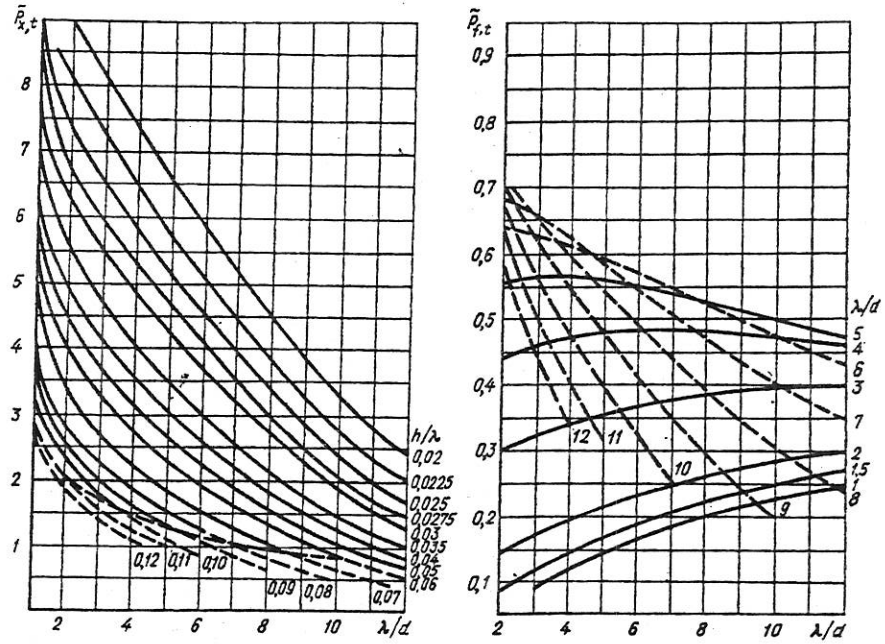
и направлена в сторону гавани.

При подходе впадины волны

$$P_{t,pl} = P_{hyd} - p_{t,full} \qquad (12.27)$$

и направлена в сторону моря (рис.12.5).

При воздействии на оградительное сооружение со стороны моря штормовых волн со стороны гавани вдоль него распространяются дифрагированные волны. При



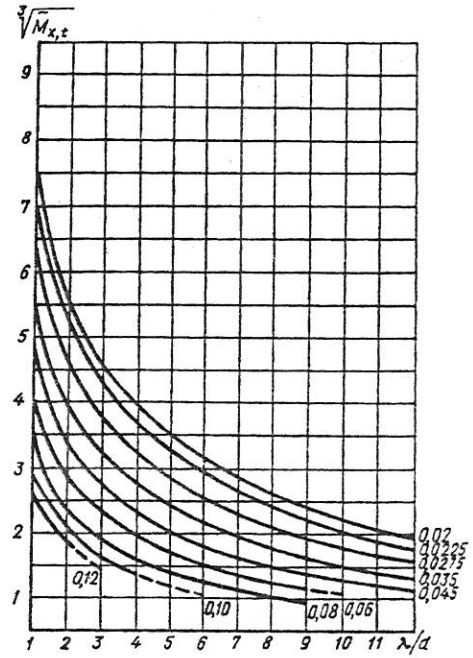


Рис. 12.3. Определение возвышения волновой поверхности у стенки η_u(*а*), равнодействующей волнового давления $P_{x,c}$ (*б*), момента равнодействующей $M_{x,c}$ (*в*) и давления на уровне подошвы стенки p_{fc} (*г*) при воздействии стоячих волн на вертикальную стенку при подходе гребня волны

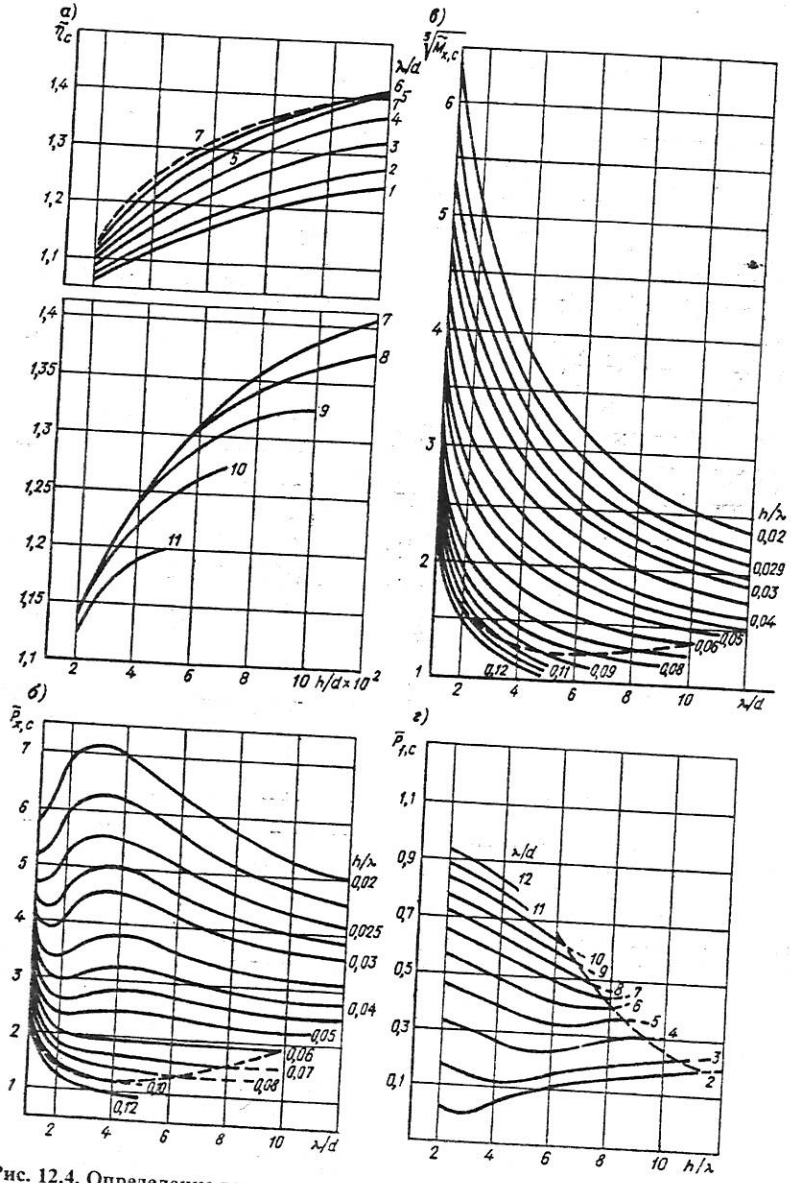


Рис. 12.4. Определение возвышения волновой поверхности у стенки η_c(*а*), равнодействующей волнового давления $P_{x,c}$ (*б*), момента равнодействующей $M_{x,c}$ (*в*) и давления на уровне подошвы стенки $p_{f,c}$ (*г*) при воздействии стоячих волн на вертикальную стенку при подходе гребня волны

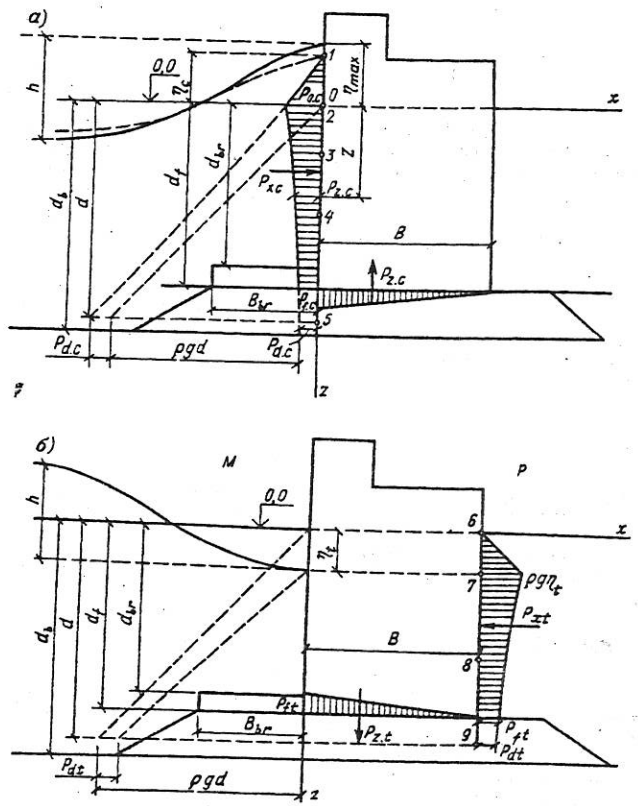


Рис. 12.5. Эпюры давления стоячих волн на вертикальную стенку при подходе гребня (а) и впадины волны (б)

этом сооружение испытывает со стороны гавани гидродинамическое давление прогрессивной волны, определяемое на всю секцию мола по рекомендованным в [9] формулам для случаев совпадения вершины и подошвы дифрагированной волны с серединой секции мола.

При подходе со стороны моря волн зыби и ветра с берега, что, однако, бывает довольно редко, со стороны гавани могут наблюдаться стоячие волны, параметры которых определяются размерами акватории, а также силой и продолжительностью действия ветра. При подобной ситуации расчетными будут следующие случаи: подход гребня стоячей волны со стороны моря и впадины стоячей волны со стороны гавани или подход впадины стоячей волны со стороны моря и гребня стоячей волны со стороны гавани. Результирующая нагрузка на сооружение в этом случае определяется суммированием равнодействующих давления от волн зыби и ветровых волн, образовавшихся в гавани:

$$P_{x,1} = P_{c,m} + P_{t,p} \qquad (12.28)$$

$$P_{x,2} = P_{t,m} + P_{c,p} \qquad (12.29)$$

При этом сила $P_{x,1}$ направлена в сторону гавани, а сила $P_{x,2}$ – в сторону моря.

Указанные выше теоретические формулы для вычисления волнового давления получены в предположении размещения стенки непосредственно на дне. В действительности стенка обычно располагается на каменной постели, наличие которой не может не сказаться на значении волнового давления. При неизменной глубине перед сооружением d_b увеличение высоты каменной постели (уменьшение глубины заложения стенки d_f) приводит к изменению режима волнения перед стенкой: при некоторой высоте постели режим стоячих волн сменяется переходным режимом, и при дальнейшем ее увеличении волны будут разбиваться непосредственно у стенки (разбитые волны) [8].

Для укрепления бермы постели укладывают специальные берменные массивы (см. § 53), которые дополнительно уменьшают глубину перед стенкой до значения d_{br}.

В СНиП граница существования стоячих волн определяется соотношением d_b>1,25h и d_{br}>1,25h. При этом в формулы для определения волнового давления вместо d_b подставляют условную глубину (см. рис. 12.6), которую вычисляют по эмпирической формуле, предложенной В. А. Полухиным:

$$d = d_f + k_{br}(d_b - d_f), \qquad (12.30)$$

где k_{br} – коэффициент, определяемый по рис. 12.6.

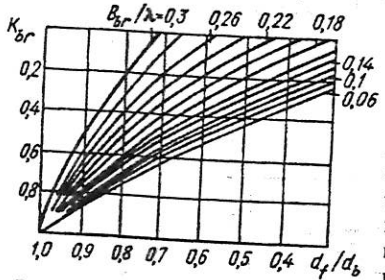


Рис. 12.6. График для определения коэффициента k_{br}

Возвышение верха стенки над спокойным уровнем воды иногда по каким-либо причинам может оказаться меньше высоты гребня стоячей волны, и тогда будет происходить перелив воды через стенку, вследствие чего степень отражения волны от стенки уменьшится. При этом волновое давление в каждой точке по высоте стенки также уменьшится (см. рис. 12.7). Следовательно, уменьшаются равнодействующие бокового и взвешивающего давлений, что учитывается умножением удельного волнового давления, вычисленного в предположении отсутствии перелива, на поправочный коэффициент:

$$k_c = 0,76 \pm 0,19 * z_{sup}/h, \qquad (12.31)$$

где z_{sup} – возвышение (знак плюс) не более h_c или заглубление (знак минус) не более 0,5h верха стенки относительно спокойного уровня воды, с которым совмещается ось OX.

Равнодействующую бокового волнового давления вычисляют в пределах стенки (рис. 12.7).

При оградительных сооружениях из оболочек большого диаметра волновое давление может быть вычислено по эмпирическим формулам, предложенным О.М. Ванчаговым:

для удельного давления при подходе гребня волны (рис. 12.8)

$$p_{z,b} = p_z k_1 (1 + 0,4 k_2 \beta^2) \qquad (12.32)$$

для равнодействующей давления на всю оболочку диаметром

$$p_{x,cas} = k_1 (1 + 0,2 k_2) p_{x,c} \cdot Д, \qquad (12.33)$$

где p_z – удельное волновое избыточное давление на плоскую стенку на глубине z; k_1 и k_2 – эмпирические коэффициенты, принимаемые в зависимости от крутизны волны h/λ по табл. 12.1; β – центральный угол, рад.; $p_{x,cas}$ – равнодействующая давления на 1 м длины плоской стенки.

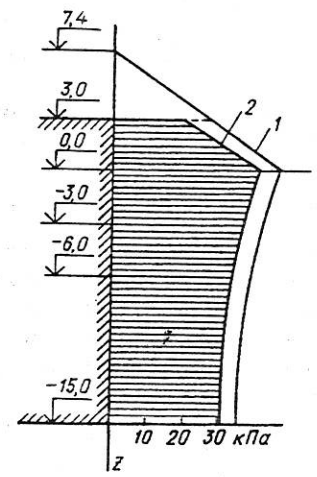


Рис. 12.7. Влияние перелива волны (h=6 м, λ = 100 м) через сооружение на боковое волновое давление: 1 - эпюра давления без учета перелива ($P_{x,c}$= 724 кН); 2 - то же, с учетом перелива ($P_{x,c}$= 620 кН)

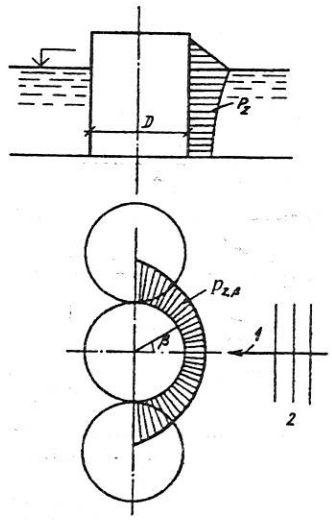


Рис. 12.8. Эпюра распределения волнового давления p_z и $p_{z,b}$ по поверхности оболочки: 1 - луч волны; 2 - фронт волны

Таблица 12.1

Значения коэффициентов k_1 и k_2.

h/λ	k_1	k_2
0.1	0.77	0.5
0,067	0.805	0,38
0.05	0.835	0.3
0.04	0.87	0,25
0.033	0.91	0.2

Сравнение результатов расчета по этим формулам и по формулам для плоской стенки показывает, что нагрузка от давления волн на оболочку меньше, чем на секцию плоской стенки длиной D, на 5-15% при крутизне волны h/λ, соответственно, 0,033...0,1.

Волновое давление на оболочку можно значительно уменьшить, если выполнить верх стенки наклонным (см. рис. 12.33). В этом случае равнодействующая давления на наклонную часть раскладывается на горизонтальную и вертикальную составляющие, из которых последняя способствует увеличению устойчивости оболочки. Угол наклона верхнего строения θ рекомендуется принимать в пределах 15...30°. Оболочки с наклонным верхним строением целесообразно использовать при глубине d/λ>0,3. При большей глубине расчетным случаем, как и для плоской стенки, оказывается момент подхода со стороны моря впадины волны.

В реальных условиях наблюдается, как правило, не фронтальный (параллельнопродольной оси сооружения), а так называемый косой подход гребня волны. Взаимодействие волн с сооружением в этом случае имеет ряд особенностей, в частности, как ус-

тановлено в результате лабораторных и натурных исследований З.А. Гаращенко, равнодействующая давления волн на 1 м длины сооружения при $\alpha=45^0$ (где α – угол между лучом волны и сооружением) оказывается больше, чем соответствующая величина при фронтальном подходе, в 1,2...1,5 раза и уменьшается при увеличении и уменьшении угла α (рис. 12.9).

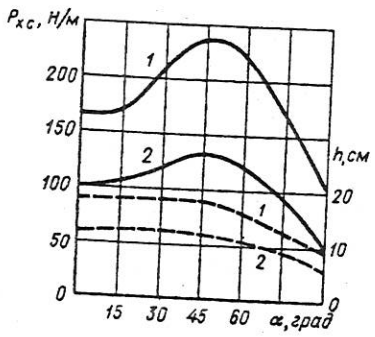


Рис. 12.9. Зависимость высоты волны у стенки z (пунктирные кривые) и равнодействующей бокового двления $P_{x,c}$ (сплошные кривые) от угла подхода при крутых волнах (1) и при пологих (2)

Кроме того, при косом подходе волн равнодействующая давления на 1м длины сооружения будет неодинакова по длине секции, так как вдоль сооружения перемещается интерферированная волна, и в пределах секции волновая поверхность может располагаться и выше и ниже спокойного уровня. При таком положении для расчета сооружения на общую устойчивость необходимо вычислить равнодействующую волнового давления на всю секцию сооружения в целом $p_{c,sl}$. По лабораторным данным, эта величина по сравнению с ее значением при фронтальном подходе волны $p_{c,fr}$ не изменяется при увеличении угла α до 45°, а затем уменьшается до $p_{c,sl} = 0,9p_{c,fr}$, при $\alpha=60°$ и $p_{c,sl} = 0,7p_{c,fr}$ при $\alpha=75°$.

Наряду с экспериментальными исследованиями имеются и теоретические работы, посвященные определению давления волн при косом подходе. Однако эти решения не учитывают в полной мере особенности отражения от вертикальной стенки волн, распространяющихся на поверхности тяжелей жидкости, в связи с чем этот вопрос требует дальнейшей разработки.

Рассматривая вопрос определения давления волн на вертикальную стенку, необходимо указать, что все рекомендуемые расчетные методы исходят из представления о воздействии на сооружения вертикального профиля регулярных волн, тогда как в реальных условиях сооружение подвергается воздействию нерегулярного волнения. В этом направлении ведутся исследования в МГСУ, СоюзморНИИпроекте и других организациях, но пока что метода расчета оградительных сооружений вертикального профиля на воздействие нерегулярного волнения не предложено.

При определении напряженно-деформированного состояния основания оградительного сооружения гравитационного типа, как показали исследования, проведенные в МИСИ, необходимо учитывать вынужденные колебания системы сооружения – грунт под воздействием стоячих волн. Лабораторные опыты показали, что при статическом приложении амплитудного значения равнодействующей волнового давления осадка сооружения оказывается на порядок меньше осадки, которая наблюдается при периодической нагрузке с той же амплитудой, что отвечает реальным условиям работы оградительных сооружений. Однако и эта проблема еще не вышла за пределы научного поиска.

При стоячих волнах и $d_b<\lambda/2$ развиваются значительные скорости, что может привести к недопустимому размыву основания сооружения. Максимум донных скоростей наблюдается на расстоянии $1/4\lambda$ от секции, т.е. под узлом стоячей волны. Если донная скорость будет больше допускаемой скорости для грунтов данного зернового состава, слагающих поверхностный слой дна моря в месте расположения оградительного сооружения [9], рекомендуемое крепление дна на ширине $0,4\bar{\lambda}i$ перед сооружением. Максимальную донную скорость $u_{b,max}$, м/с, перед вертикальной стенкой при стоячих волнах на расстоянии $0,25\bar{\lambda}i$ от передней грани стенки, где $\bar{\lambda}i$ – средняя длина волны на глубине расположения этой стенки d_b, в рекомендуется определять по формуле:

$$\upsilon_{b,max} = \frac{2k_{sl}\pi h}{\sqrt{\frac{\pi}{g}\bar{\lambda}i\,sh2kd_b}}. \qquad (12.34)$$

Коэффициент k_{sl} принимается в зависимости от пологости волны:

Пологость волны, λ/n	8	10	15	20	30	
Коэффициент, k_{sl}		0,6	0,7	0,75	0,8	1,0

При глубине воды над бермой $1,25h \geq d_{br} \geq 0,7h$ образуются частично и полностью разбитые волны, причем самый невыгодный случай будет при $d_{br} \approx 0,7h$. Однако при проектировании каменной постели всегда можно так наметить ее продольный профиль, чтобы во всех сечениях глубина на берме была бы либо больше, либо меньше 0,7h. При этом давление будет меньше максимума, хотя нагрузки и останутся динамическими.

Во всех рассмотренных в работе [8] случаях воздействия прибойных волн на вертикальные стенки нагрузки будут также динамическими, как и в случае разбитых волн, но меньше по абсолютным значениям при большем времени нарастания давления, что, по-видимому, можно объяснить потерей энергии при постоянном разрушении гребня прибойной волны и высокой степенью ее аэрации.

Таким образом, как уже указывалось, при воздействии на сооружение разбитых и прибойных волн необходимо производить динамический расчет сооружения. Однако физическая природа давления разбитых и прибойных волн до сих пор остается невыясненной, поэтому достаточно обоснованных зависимостей давления от параметров волнения не имеется. Этому вопросу посвящены отдельные исследования, практические результаты которых требуют серьезной проверки. Вопрос осложняется еще и тем обстоятельством, что разбитые и прибойные волны в лабораторных условиях не моделируются, поэтому результаты лабораторных исследований не могут служить основанием для разработки расчетных зависимостей.

Для оградительных сооружений гравитационного типа при известном характере нагрузки разработаны методы динамического расчета, которые могут с успехом использоваться на практике после определения динамических характеристик грунта. Изложенные особенности воздействия разбитых и прибойных волн на оградительные сооружения лишь в малой степени учитываются формулами, рекомендованными в [9]. По этим формулам вычисляется статическая нагрузка, действие которой принимается эквивалентным действию динамической нагрузки.

При воздействии волн на оградительные сооружения у нижнего ребра стенки возникает переменное во времени гидродинамическое давление, которое можно рассматривать для случая стоячих волн как переменный напор, вызывающий в каменной постели

фильтрационное течение воды. Каменная наброска устраивается из крупного материала, поэтому фильтрация будет нелинейной.

Расчеты и опыт показывают, что для стоячих волн распределение взвешивающего давления по ширине подошвы мола мало отличается от линейного, и в первом приближении эпюра волнового взвешивающего давления может быть принята в виде треугольника (рис. 12.10).

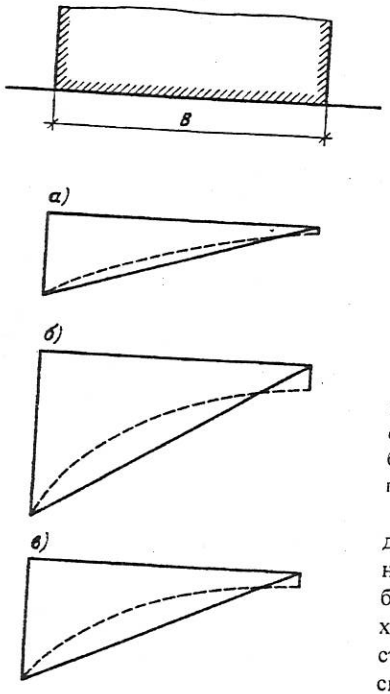


Рис. 12.10. Эпюры взвешивающего волнового давления при стоячих (а), разбитых (б) и прибойных (в) волнах:
------- полученные по измерениям;
——— принимаемые в расчетах

Пренебрегая потерями на вход, максимальную ординату эпюры можно принять равной ординате эпюры горизонтального давления на уровне подошвы. Тогда равнодействующая взвешивающего давления при стоячих волнах будет равна:

при подходе гребня волны

$$P_{c,z} = 0{,}5\mu \cdot p_{c,f} \cdot B \; ; \qquad (12.35)$$

при подходе впадины волны

$$P_{t,z} = 0{,}5\mu p_{t,f} \cdot B \qquad (12.36)$$

где μ – коэффициент, учитывающий различие между полученной по измерениям и принимаемой в расчёте треугольной эпюрами давления; для стоячих волн $\mu = 1$; $p_{c,f}$, $p_{t,f}$ – ординаты эпюры избыточного давления на уровне подошвы стенки при подходе, соответственно, гребня и впадины волны.

В результате экспериментальных исследований установлено, что взвешивающее волновое давление при воздействии на стенку разбитых и прибойных волн имеет динамический характер и, по-видимому, обусловлено распространением ударной волны в каменной наброске, поры которой заполнены водой. При этом наступление максимума равнодействующей взвешивающего давления отстаёт по времени (в натурных условиях на сотые доли секунды) от момента наступления максимума, равнодействующей горизонтального давления. Характер изменения давления по ширине сооружения резко отличается от линейного (см. рис. 12.10). Однако каких-либо теоретических исследований этого вопроса не проводилось, и в [9] рекомендуется определять взвешивающее давление, исходя из треугольной эпюры давления по формуле (12.38), где m принимается равным 0,7 для пробойных волн и 0,7…1 для разбитых волн в зависимости от соотношения толщины постели и ширины сооружения.

§ 47. Конструкция и расчёт оградительных сооружений гравитационного типа

Каменная постель. Для гравитационных сооружений постель устраивают при любых грунтах, за исключением скальных в случае возведения сооружений из ряжей, когда ряж «прирубается» по очертанию профиля дна или из монолитного бетона.

Главное назначение постели в основании оградительных сооружений гравитационного типа – создание ровной поверхности, обеспечение большей равномерности распределения давления на поверхности естественного основания, уменьшение этого давления и предохранение грунтов от размыва под подошвой стенки и в непосредственной близости от неё.

Толщину каменной постели предварительно рекомендуется определять, исходя из допустимых деформаций сооружения и из условия местной устойчивости грунта основания, принимая наибольшую из полученных величин. В первом случае определяют деформации по общим правилам механики грунтов с учётом напряжений в основании сооружения от внешних нагрузок и собственного веса каменной призмы при известных значениях модуля упругости и коэффициента Пуассона для каменной постели и грунта, которые должны быть найдены опытным путём. Во втором случае следует определять минимальную толщину постели по рекомендациям И.В. Ярославского, учитывающим наличие зон предельного равновесия в основании (см. гл. 10) по формуле:

$$t_b = \frac{-B_1 \pm \sqrt{B_1^2 - 4AC}}{2A}$$

$$B_1 = B + \frac{2ctg\alpha}{\gamma_{gr} tg\varphi_{gr}} + \frac{2Btg\alpha}{tg(45 - \varphi_{gr}/2)}$$

$$A = 2tg\alpha\left[1 + \frac{tg\alpha}{tg(45 - \varphi_{gr}/2)}\right]$$

$$C = B\left[\frac{B}{2tg(45 - \varphi_{gr}/2)} + \frac{C}{\gamma_{gr} tg\varphi_{gr}} - \frac{\sigma_{max}(ctg\varphi_{gr} - \varphi_{gr} - \frac{\pi}{2})}{\pi\gamma_{st,sub}}\right], \qquad (12.37)$$

B – ширина мола; α – угол рассеивания давления в каменной постели; при отсутствии данных в предварительных расчётах можно принимать α=45°; γ_{gr} и φ_{gr} – удельный вес и угол внутреннего трения грунта под водой; σ_{max}– максимальное напряжение под подошвой мола, которое принимается в запас по всей ширине подошвы; $\gamma_{st,sub}$ – удельный вес камня под водой.

При $B_1^2 - 4AC < 0$ толщина постели получается мнимой, что указывает на невозможность подбора при заданных условиях толщины постели, при которой зоны развития предельного равновесия были бы в пределах, принятых при выводе формулы для определения критической нагрузки. В этом случае следует уменьшить напряжение σ_{max} путём уширения мола и уменьшения эксцентриситета приложения нагрузки, что можно достигнуть, меняя конфигурацию поперечного сечения мола и перераспределяя вес отдельных частей стенки.

При скальных грунтах основания устраивают только выравнивающий слой толщиной не менее 0,5 м из каменной наброски или толщиной 0,25 м из мешков с бетоном (рис. 12.11, а). Мешки из прочной, но не очень плотной материи заполняют примерно на 2/3 пластичным бетоном и укладывают, соблюдая перевязку швов между ними.

При сжимаемых, но достаточно плотных грунтах основания постель состоит из обратного фильтра, толщину которого назначают не менее 0,5 м, и каменной призмы с минимальной высотой (включая высоту обратного фильтра) 1,5…2 м. Наиболее простым решением является расположение постели выше поверхности дна моря (рис. 12.11, б). Однако при этом следует иметь в виду, что с уменьшением глубины воды над бермой стенка может подвергнуться ударам разбитых волн, в результате чего потребу-

ется увеличение ширины сооружения для обеспечения его устойчивости. В этом случае может оказаться более экономичным расположение постели в заранее созданном котловане (рис. 12.11, в), если к тому же у стенки предусмотрена швартовка судов с относительно большой осадкой. Иногда в этих условиях возможно применение промежуточного типа постели (рис. 12.11, г).

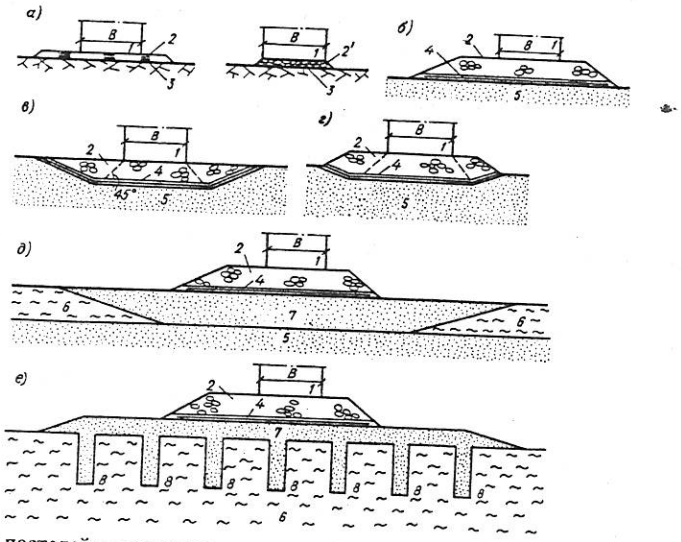


Рис. 12.11. Типы постелей в основании оградительных сооружений: а - на скальных грунтах; б-д - на нескальных плотных грунтах (б - на поверхности дна моря; в - в заранее разработанном котловане; г - расположенная частично в котловане; д - то же, с заменой илистых грунтов песком); е - на слабых илистых грунтах: 1 - стенка; 2 - каменная призма; 2' - бетон в мешках; 3 - скала; 4 - обратный фильтр; 5 - песок; 6 - ил; 7 - песчаная подушка; 8 - вертикальные песчаные дрены

Очень часто в основании портовых гидротехнических сооружений залегают слабые глинистые грунты. Если слабые грунты залегают с поверхности на глубину до 6…8 м и подстилаются более плотными грунтами (песок, глина и пр.), то целесообразно слабые грунты удалить черпанием и заменить их песчаным грунтом (рис. 12.11, д). Однако очень часто слой слабых глинистых грунтов имеет большую мощность, иногда 15…20 м и более. В этом случае их замена технически трудно осуществима и экономически нецелесообразна. Применение сооружений свайного типа в этих условиях связано с определёнными трудностями (см. гл. 18), и как вынужденное решение применяется вариант сооружений гравитационного типа. Однако опыт строительства показывает, что их возведение на илистых грунтах без специальной подготовки основания приводит к недопустимо большим осадкам и в ряде случаев к разрушению сооружений. Так, корневой участок мола в порту Специя (Италия)*, строительство которого началось в 1911 г., за 4 года (в процессе возведения) получил осадку около 18 м. По сторонам мола на расстоянии 60 м от его оси илистый грунт выпучился на 7 м.

Подобного рода деформации слабых глинистых грунтов происходят при форсированном обжатии их внешней нагрузкой значительной интенсивности. Объём пор

* При восстановлении именно этого сооружения было впервые предложено устройство песчаной подушки при строительстве сооружений на слабых глинистых грунтах

грунта при этом уменьшается вследствие вытеснения свободной воли, в результате чего развивается фильтрация в сторону ненагруженных участков дна. Фильтрующаяся вода оказывает на частицы грунта гидродинамическое давление, градиент которого тем выше, чем больше скорость приложения нагрузки и меньше водопроницаемость грунта основания. В конце концов происходит выпор грунта из-под основания, и сооружение получает внезапные осадки большой величины.

Из описанной схемы явления следует, что для успешного строительства оградительных сооружений на слабых глинистых грунтах необходимо обеспечить консолидацию илов, направить фильтрацию воды в безопасную сторону и наращивать нагрузку с минимальной интенсивностью. Последнее положение очевидно и дополнительных пояснений не требует. Что касается первых двух, то их решение, по предложению инж. Барбери, руководившего восстановлением мола в Специи, достигается отсыпкой в основание сооружения подушки из мелкозернистого чистого песка достаточно большой ширины (рис. 12.11, е). При этом фильтрация воды происходит в сторону песка, глинистые грунты обезвоживаются, и несущая способность к моменту возведения стенки значительно повышается, и величина осадки сооружений резко уменьшается. Так, через 15 лет после отсыпки песчаной полушки при перестройке мола в Специи он имел максимальную осадку 0,8 м, и только в отдельных местах его осадка достигла 1,2 м.

Из опыта строительства подобных сооружений (Специя, Кобе, Вальпарисо и др.) следует, что решающее значение для успешной эксплуатации имеет ширина песчаной подушки, которую следует подбирать опытным путём: в первом приближении ширину подушки понизу принимают равной приблизительно 20-кратной её толщине, которая колеблется от 2,5 до 5 м. Выпор грунта при наличии песчаной подушки исключается. Однако при указанном способе упрочнения илистых грунтов процесс консолидации продолжается 1,5 – 2 года, и сроки возведения сооружения резко возрастают.

В связи с этим заслуживает внимания метод консолидации грунтов, идея которого была сформулирована в 1936 г. Графтио (Россия) и Портером (США), а практическая разработка осуществлена в Японии. В илистый грунт с помощью вибратора погружают на заданную глубину обсадные трубы с закрытым нижним концом соответствующего диаметра (обычно 250...400 мм), внутрь труб засыпают песок, после чего трубы извлекают без нижней заглушки, и в грунте образуются вертикальные песчаные дрены, сверху отсыпают песчаную подушку (рис. 12.11, е). В результате устройства дрен поверхность контакта ила с песком при той же ширине подушки резко возрастает и время его консолидации уменьшается до 4...5 мес.

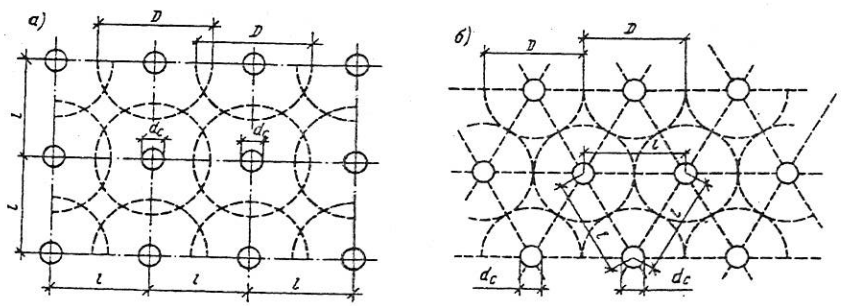


Рис. 12.12. Схемы расположения дрен в плане по квадратной (а) и треугольной (б) сеткам

Песчаные дрены располагают по квадратной или треугольной сетке (рис. 12.12) с расстоянием между ними l, обычно равным 2,5...3,5 м. Глубина дрен принимается равной 10...12 м, иногда и больше, что определяется геологическими условиями строительной площадки. Например, при строительстве волнолома в порту Нагоя (Япония), где грунты основания представлены пластичными глинами мощностью слоя около 20 м, были приняты песчаные дрены диаметром 0,45 м и длиной до 12 м. Их располагали по квадратной сетке со стороной квадрата 2 м. Всего было выполнено 46 тыс дрен.

Задавшись временем консолидации илистых грунтов t_c и диаметром дрены d_c, определяют расстояние между дренами и темп наращивания $\alpha=p/t$, где p - конечная величина пригрузки, Па; t - время нарастания пригрузки; $t< t_c$. Расчетной схемой консолидации грунтов при фильтрации поровой воды является осевое сжатие грунтового цилиндра диаметром D_e (см. рис. 12.12).

При устройстве песчаных дрен расходуется дополнительно некоторое количество песка, что может несколько увеличить стоимость строительства. В связи с этим появились предложения по устройству вертикальных дрен более экономичной конструкции. Например, в Англии устраивают вертикальные дрены диаметром всего 65 мм, которые состоят из плетеной полипропиленовой оболочки, заполняемой чистым сортированным песком на месте строительства. Дрены такой конструкции воздухо- и водопроницаемы, гибки и прочны. Скважины для дерн разрабатывают бурением с промывкой и вибропогружением обсадной трубы или шнековым буром.

В Японии для уплотнения водонасыщенных слабых глинистых грунтов широко применяют бумажные дрены, представляющие собой картонную ленту шириной 100 мм, склеенную из двух полос, между которыми находятся десять каналов с сечением 3 мм^2. Картон пропитан мышьяковыми солями и специальной смолой. Дрены погружают в грунт специальными машинами через 0,3...0,8 м. За 8 ч. машина погружает 300...400 дрен на глубину 12...20 м. Консолидация грунта происходит за 4...5 мес. Этот способ консолидации грунтов применяют пока в наземных условиях, но по-видимому, нет серьезных противопоказаний к его использованию в подводных условиях.

Метод вертикального дренажа с успехом может применяться и при более сложной картине залегания слабых грунтов в основании сооружения.

В последнее время во многих странах, в том числе и в России, при строительстве автомобильных дорог, железнодорожного полотна, берегоукреплений и других объектов широко используют полимерный материал, так называемый геотекстиль, выполняющий в зависимости от типа сооружения роль дренажа, фильтра или арматуры. Этот материал, напоминающий тонкий мягкий ферт, выпускается в рулонах шириной 1,5...5,3 м, стоек против атмосферной и солевой коррозии, может применяться в морской воде. Прочность материала оценивается разрывающим усилием до 45 кН на 1 м длины. Использование геотекстиля, как показал опыт строительства, дает экономию песка, позволяет сократить трудозатраты, занятость механизмов и в конечном счете снизить стоимость строительства. При применении этого материала отпадает необходимость в устройстве обратных фильтров. Совокупность свойств этого материала позволяет рекомендовать его к широкому применению в портовом гидротехническом строительстве и, в частности, при консолидации слабых глинистых грунтов в основании морских гидротехнических сооружений. С этой целью из отдельных полос необходимо создать ковер, уложить его на поверхность дна моря в месте будущего строительства и пригрузить грунтом или камнем. По-видимому, нет принципиальных затруднений для выполнения из этого же материала и вертикальных дрен.

Поверхность каменной постели в поперечном направлении следует устраивать горизонтальной, т. е. отметки берм со стороны моря и гавани должны быть одинаковы. Увеличение устойчивости стенки на сдвиг путем утолщения постели за стенкой и укладки защитных массивов на тыловой берме нецелесообразно, так как в этом случае при изменении очертания тыловой бермы по каким-либо эксплуатационным причинам сооружение окажется заведомо неустойчивым.

Отметку верха постели по длине сооружения изменяют скачкообразно в зависимости от рельефа дна, требования к толщине постели, возможности швартовки судов и характера волнения у сооружения.

Длину горизонтального участка каменной постели принимают кратной длине секции сооружения. Изменение отметки верха постели назначают равным высоте массива при массивной кладке или примерно 2...2,5 м при другой конструкции стенки.

При предварительном назначении размеров сооружения с учетом возможного размыва грунта перед сооружением ширину бермы со стороны моря принимают равной 0,5...0,6 ширины стенки, но не менее 6 метров. Ширину тыловой бермы принимают равной 0,3...0,4 ширины стенки, но не менее 3 м. Однако чрезмерное уширение бермы для защиты дна перед сооружением от размыва делать не следует, так как это может вызвать разрушение волны перед стенкой. Для защиты дна рекомендуется отсыпать перед постелью защитный слой (ковер) толщиной 1...1,5 м и шириной примерно 0,4 λi с обязательным устройством обратного фильтра.

Уклоны откосов каменной постели зависят от крупности камня и волновых скоростей и практически составляют 1:2...1:3 для откоса со стороны моря и 1:1,25...1:2 - для тылового.

В процессе проектирования необходимо уточнить ширину бермы и уклоны откосов постели из условия ее общей устойчивости при подходе гребня и впадины стоячей волны (см. гл. 10), после чего следует проверить устойчивость на берме и на откосах отдельных камней, масса которых составляет обычно 200...300 кг, на воздействие волновых донных скоростей (см. гл. 13).

При необходимости берму и откосы постели можно защитить от размыва наброской или укладкой защитных массивов. Исследования показали, что защитные массивы целесообразно укладывать только на берме. Откосы лучше укреплять наброской из крупных камней или фигурных бетонных массивов, так как при правильной укладке обыкновенных массивов на откосе затрудняется фильтрация воды из постели, вследствие чего в момент подхода впадины волны на массив, лежащий на берме, снизу действует большее давление, чем сверху, и массив приподнимается, поворачиваясь вокруг своего внутреннего нижнего ребра. При подходе гребня волны массив снова опускается на постель. В результате берменный массив совершает вращательные колебания, каменная постель у края бермы разрушается, и массив сползает вниз (порт Ялта). При укладке на откосе постели крупных камней или фигурных бетонных массивов берменный массив той же массы оказывается устойчивым.

Исходя из описанной схемы воздействия волн на берменные массивы и принимая эпюру взвешивающего волнового давления на берменный массив трапецеидальной формы, вес последних можно найти из условия устойчивости массива на опрокидывание вокруг внутреннего нижнего ребра, т. е.

$$\gamma_{lc} M_t \le \frac{\gamma_c \gamma_{c.l}}{\gamma_n} M_r , \qquad (12.38)$$

где γ_n, γ_c, γ_{lc} – коэффициенты надежности, из условий работы при опрокидывании и сочетания нагрузок; γ_{lc}=1,15 – коэффициент условий работ (дополнительный); M_t, M_r – расчетные значения опрокидывающего и удерживающего моментов (см. гл. 10).

Удерживающий момент определяется по формуле:

$$M_r = 0{,}5\gamma_f t_m l_m^2 (\gamma_{con} - 1) \ , \qquad (12.39)$$

где t_m и l_m – высота и длина берменного массива; γ_{con} – удельный вес бетона; γ_f – коэффициент надежности по нагрузке.

Опрокидывающий момент при воздействии стоячих волн вычисляют по формуле [95]:

$$M_t = \frac{1}{6} l_m^2 (2p_{br,2} - p_{br,1}),$$

где $p_{br.2}$ и $p_{br,1}$ – давление у внешней и внутренней грани массива:

$$p_{br,i} = k_{b,m}\rho_w g h \frac{ch(d - d_f)}{chkd} \cos kx_i \le p_f \quad ; \qquad (12.40)$$

$k_{b,m}$ – эмпирический коэффициент, принимаемый по табл. 12.3;

x_i – расстояние от стенки до соответствующей грани массива, м.

Таблица 12.2

Коэффициент $k_{b,m}$

Относительная глубина d/λ	Значения $k_{b,m}$ при пологости волны λ/h	
	15	20
0,27	0,86	0,64
0,27-0,32	0,6	0,44
0,32	0,3	0,3

Так как в выражение (12.38) длина массива не входит, масса берменного массива может быть увеличена только путем увеличения его высоты.

Для морских условий масса берменных массивов может быть принята равной 40...50 т. Берменные массивы удобно делать длиной 6,5...7 м на всю ширину бермы (Северный мол в Сочи) и высотой 1,5...1,8 м.

На тыловой берме защитные массивы и крупные камни следует укладывать лишь на участке вблизи головы сооружения и только в том случае, если скорости воды у дна при дифрагированной волне могут вызывать перемещение камней на берме и откосе постели, что устанавливается расчетом. На остальных участках мола размывов тыловой бермы обычно не бывает, так как энергия переливающейся через сооружение воды при правильном назначении отметки парапета гасится в толще воды над бермой*, а местное волнение на акватории порта, как правило, незначительно. Последнее положение не относится к случаю параллельных молов (например, порт Ильичевск), где непосредственно к внутренней стороне молов подходят волны открытого моря. Во всех случаях берменные массивы укладывают в один курс.

Имеются предложения по укреплению постели гравитационных оградительных сооружений с помощью битума, который подается под воду в расплавленном состоянии в бадьях или по трубе. При осуществлении в порядке опыта подобного способа крепления в порту Марсель были получены достаточно хорошие результаты, но стоимость работ при этом оказалось чрезмерно высокой. Следует также иметь в виду, что битум может затекать под стенку, вследствие чего снижается сопротивление сдвигу.

* Это замечание относится к случаю стоячих волн; при разбитых и прибойных волнах возможен всплеск высотой до нескольких десятков метров, и при ветре с моря эта вода может обрушиться на мол: тогда укрепления бермы будет необходимо

Более перспективно, по-видимому, укрепление камня на берме путем заливки цементным раствором подобно тому, как это делается при устройстве крепления откосов земляных дамб (см. гл. 13).

Для уменьшения осадки сооружения вследствие осадки постели, которая может достигнуть 8...10% ее первоначальной толщины, т. е. 0,3...0,4 м, следует использовать для устройства постели камень различной крупности, так как в этом случае пористость каменной наброски будет наименьшей. С этой же целью целесообразно отсыпать камень в постель до начала сезона штормов. Штормами каменная постель будет укатана, что приведет к ее уплотнению. Во избежание неравномерного уплотнения постели необходимо сразу же после отсыпки камня произвести грубое ее равнение.

Однако этих мероприятий оказывается недостаточно для предотвращения больших осадок сооружения (вследствие осадок постели) после завершения его строительства.

Для максимального возможного уплотнения постели в период строительства прибегают к ее огрузке бетонными массивами или используют механические уплотнители в виде бетонного башмака, прикрепленного к колонне-оболочке с вибратором. Хорошие результаты были получены при взрыве подвешенных над поверхностью постели зарядов ВВ во время строительства оградительного мола в Новороссийском порту. Для защиты существующих сооружений от взрывной волны, распространяющейся в воде, можно использовать завесу из пузырьков воздуха, которая создается при работе пневматического волнолома (см. § 65).

При равнении каменной постели с помощью механических подводных планировщиков в результате вибрации ножа при его движении также происходит уплотнение постели.

Более подробно вопросы устройства, равнения и уплотнения каменных постелей рассмотрены в курсе «Производство подводно-технических работ».

Надстройка состоит из мощной монолитной плиты и сборно-монолитного парапета. Основное назначение надстройки – обеспечение надежной связи между отдельными частями подводной стенки; это особенно важно при возведении ее из бетонных массивов.

Надстройка играет существенную роль в увеличении общей устойчивости сооружения, поскольку она находится выше уровня воды, и в расчет вводится ее вес без учета взвешивания. Надстройка воспринимает наибольшее волновое давление, что также необходимо учитывать при проектировании и расчете оградительных сооружений.

Минимальную толщину плиты обычно назначают 1,5...2 м. Если по надстройке предусматривается движение транспорта или швартовка судов у сооружения, то отметка верха плиты по условию незаливаемости должна быть выше гребня максимальных волн, наблюдающихся на акватории. Кроме того, отметка верха плиты должна быть согласована с отметкой портовой территории для устройства съездов.

Надстройку необходимо надежно связать с подводной стенкой. Для этого из стен массивов-гигантов выпускают арматуру, в колодцы бетонных массивов устанавливают арматурные каркасы, анкеры и т. д.

Сечение парапета проверяют расчетом на воздействие волнового давления; ширину парапета поверху принимают не менее 1,5...2 м. Возвышение парапета над гребня-

ми стоячих волн при недопустимости перелива должно составлять 0,5 м. Если у сооружения предусматривается выполнение грузопассажирских операций, то отметку верха парапета принимают по аналогии с существующими портовыми сооружениями или устанавливают опытным путем.

Поскольку при разбитых и прибойных волнах скорость движения воды вверх по стенке достигает иногда нескольких десятков метров в секунду, верхнюю плиту парапета не следует делать выступающей из плоскости наружной грани.

В надстройке устраивают потерны для прокладки инженерных сетей, поверху организуют площадки для служебных помещений, устанавливают закладные части для укрепления знаков навигационной обстановки. В местах стоянки судов надводную стенку оборудуют швартовыми и отбойными приспособлениями.

В современных оградительных сооружениях в нижней части парапета часто предусматривают гасители волн всевозможных конструкций, уменьшающие высоту всплеска.

Конструкция и расчет подводной части. Подводная стенка может быть выполнена из различных элементов (см. § 46). В практике мирового портостроения широкое распространение получили оградительные сооружения из бетонных массивов массой до 100 т, циклопических массивов массой до 400 т и более и целлюлярных (ячеистых) массивов массой до 200 т.

Оградительные сооружения из обыкновенных массивов вначале применяли только при скальных грунтах основания. На сжимаемых грунтах сооружения из бетонных массивов впервые были возведены в России в Поти и Одессе в 70-х гг. XIX в. Они находятся в удовлетворительном состоянии до настоящего времени. Впоследствии оградительные сооружения из обыкновенных массивов в подобных условиях возводились в ряде морских портов как в России (рис. 12.13), так и за рубежом.

В России построено несколько молов из обыкновенных массивов, в том числе и рыбном порту в Камышевой бухте (вблизи Севастополя) на глубинах до 15 м и в нефтегавани Шесхарис (Цемесская бухта) на глубинах до 25 м. Сооружения из обыкновенных массивов из-за отсутствия тонкостенных элементов весьма долговечны. Известны случаи, когда при реконструкции сооружений после 50 лет эксплуатации ряд массивов мог быть снова использован для укладки.

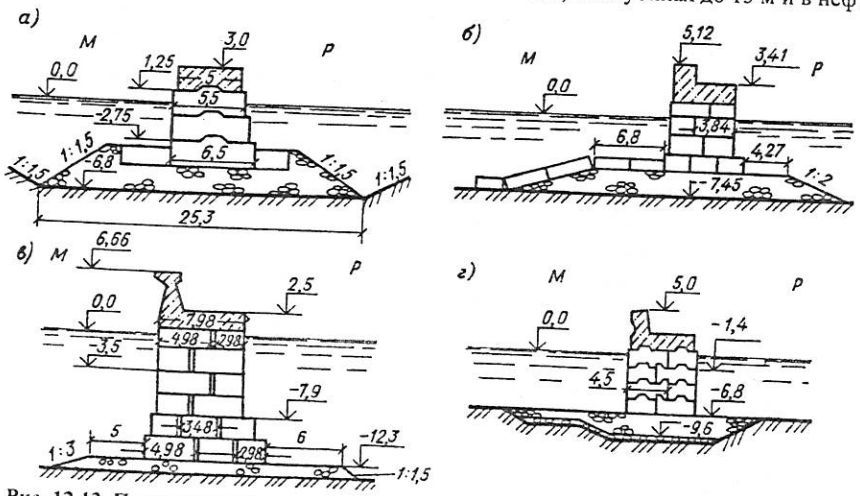


Рис. 12.13. Примеры оградительных сооружений из обыкновенных масивов: а - новый северный мол в Поти; б - мол в Феодосии; в - мол нефтегавани Шесхарис; г - проект мола с гребнями и пазами

Производство строительных работ при возведении новых и ремонте существующих сооружений из обыкновенных массивов несложно и не требует специального технологического оборудования. К недостаткам сооружений из обыкновенных массивов следует отнести повышенную чувствительность к неравномерным осадкам основания, отсутствие связи между отдельными массивами, в результате чего возможны сдвиг одной части стенки по другой и даже выбрасывание массивов из стенки. Кроме того, темпы производства работ при возведении таких сооружений очень низкие, например, приштилевой погоде одним плавучим краном удается установить за смену восемь, максимум десять, массивов. Однако сроки строительства определяются не производительностью механизмов, а геологическими условиями: при сжимаемых грунтах в основании массивы устанавливаются только по курсам и каждый следующий курс после того, как прекратятся осадки предыдущего. В указанных условиях строительство сооружений из массивовой кладки растягивается на насколько лет. Попытки форсировать укладку массивов, т. е. возводить секцию на всю высоту, при сжимаемых грунтах ведут, как правило, к аварии. Подобная технология строительства допустима лишь при скальном основании.

Из практики строительства и эксплуатации оградительных сооружений из обыкновенных массивов вытекает ряд положений, которых необходимо придерживаться при проектировании таких сооружений.

Наиболее целесообразная форма бетонных массивов – параллелепипед. Отношение наименьшего и наибольшего размеров массива в плане к его высоте должно быть, соответственно, не менее единицы и не более трех для кладки с перевязкой швов и не более четырех для кладки массивов вертикальными столбами.

Для снижения неравномерности осадок, а следовательно, и уменьшения деформаций кладки и надстройки сооружение по длине разбивают вертикальными поперечными швами шириной 5 см на отдельные секции, длина которых в зависимости от геологических условий принимается до 20...30 м; чем хуже грунты основания, тем короче должна быть секция.

Массивы для кладки оградительных сооружений желательно принимать наибольшей массы, доступной для транспортирования и укладки имеющимся подъемно-транспортным оборудованием.

Все организации в России, ведущие строительство морских гидротехнических сооружений, располагают плавучими кранами грузоподъемностью 100 т. Освоены промышленностью и выпускаются плавучие краны грузоподъемностью 300 и 1200 (1600) т.

Для увеличения монолитности стенки из обыкновенных массивов их укладку ведут с перевязкой швов (см. рис. 12.13, б, в), длина которой в поперечном сечении и в вертикальных сечениях голов оградительных сооружений принимается равной 0,9 м, в продольном сечении и в плане каждого курса – 0,6 м.

Для сокращения числа типов массивов допускается уменьшение длины перевязки швов до 0,4 м, но не более чем в 10% швов.

Для увеличения сцепления отдельных массивов друг с другом иногда на их гранях устраивают гребни и пазы (см. рис. 12.13, г). Для лучшего гашения волн применяют

фигурные массивы, при укладке которых на лицевой грани стенки образуются выступы и впадины (рис. 12.14)*.

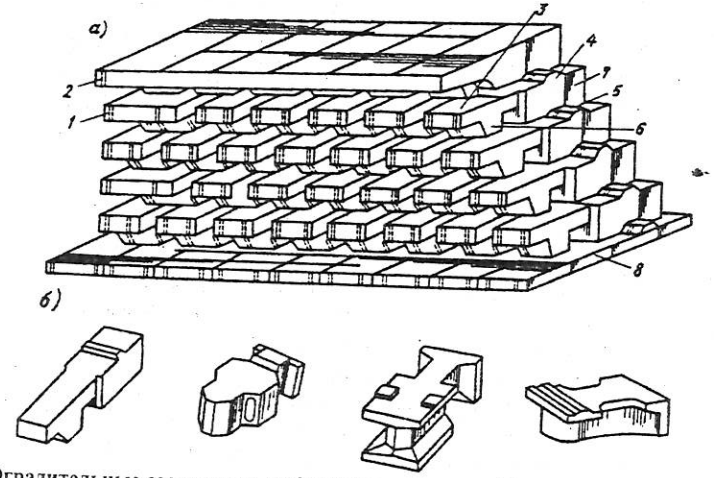


Рис. 12.14. Оградительные сооружения из фигурных массивов (Япония): *а* - общий вид; *б* - массивы различной формы; 1, 2 - курсы кладки; 3, 6 - передний и нижний выступы; 4 - гребень; 5 - паз; 7 - фигурный массив; 8 - опорная плита

При изготовлении массивов их линейные размеры выдерживают с точностью до 1 см, поэтому толщину вертикальных швов в массивной кладке принимают равной 2 см. Длина всех курсов секции с учетом числа швов должна быть постоянной, для чего размеры массивов подбирают с точностью до 1 см. Высоту курсов назначают обычно одинаковой, что удобно для изготовления массивов и монтажа стенки.

Назначение числа и размеров массивов с удовлетворением всех перечисленных требований занимает довольно много времени и является весьма трудоемкой работой. Для облегчения этой задачи можно воспользоваться разработанными Г.М. Александровым [1] номограммами, в частности, номограммой для массивов массой 100 т (рис. 12.15). Номограммы составлены, исходя из условий, что все массивы имеют одну и ту же массу, число типоразмеров не превышает трех, каждый ряд курса выполняется из массивов одного типоразмера, швы между массивами равны 2 см, длина перевязки швов отвечает нормативным требованиям. При пользовании номограммами следует задаваться высотой массива h_c и, зная ширину мола B, найти по графику длину секции L_s, причем интерполяция между кривыми не допускается,а затем по формулам табл. 12.3 определить длину и ширину массивов.

Глубину заложения подводной стенки из правильной кладки массивов при изменении отметки верха постели рекомендуется изменять дополнением или исключением нижнего курса массивов и только в крайнем случае изменением высоты одного из курсов. Во избежание неравномерной осадки не следует допускать введения или исключения двух или более курсов массива.

Наружные грани стенки из обыкновенных массивов не должны иметь выступов, т. е. ширина курсов по высоте ее должна быть одинаковой.

* Следует иметь в виду, что в результате движения вместе с водой взвешенных минеральных частиц выступающие бетонные части истираются

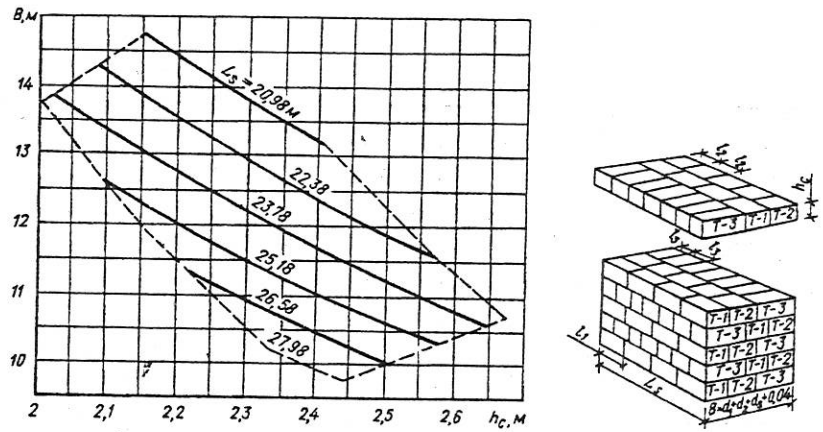


Рис. 12.15. Номограмма для определения размеров обыкновенных массивов массой 100 т при трехрядной укладке их в секцию

Таблица 12.3

Формулы для расчета размеров массивов (трехрядная кладка)

Тип массивов	Длина	Ширина
T – 1 T – 2 T – 3	$l_1 = (L_s - 0{,}06)/4$ $l_2 = (L_s - 0{,}08)$ $l_3 = (L_s - 0{,}12)/7$	$b_1 = (B - 0{,}04)/4$ $b_2 = 5(B - 0{,}04)/16$ $b_3 = B - b_1 - b_2 - 0{,}4$

Опыт эксплуатации новороссийских молов (особенно восточного) показал, например, что под действием взвешенных в воде твердых частиц выступы интенсивно стираются, а это ведет к разрушению бетона внутри массива.

С целью повышения устойчивости стенки допускается при надлежащем обосновании проектировать нижний курс выступающим из плоскости вертикальной грани, при этом верхние углы выступающих массивов должны быть скошены, а ширина выступов не должна превышать 0,6 высоты курса.

Если оградительные сооружения имеют в плане криволинейное очертание, их поворот осуществляется укладкой фигурных трапецеидальных в плане массивов по всей длине плавной кривой или в углах ломаной линии. Выполнение поворота изменением толщины швов не допускается. Углы в вершинах ломаной линии не должны быть меньше 170^0.

Для возможности подъема массивов в них предусматривают два ключевых отверстия клиновидной формы с расширение снизу вверх. Такая форма отверстий облегчает извлечение из них после затвердения бетона формующих отверстия сборных клиньев. В нижней части ключевые отверстия заканчиваются квадратной в плане нишей (рис. 12.16). Ключ опускают в отверстие и поворачивают на 90^0, при этом поперечина ключа попадает под заплечники уширенной части ключевого отверстия. Чтобы при подъеме бетон не дробился, в плоскости заплечников закладывают (обязательно головкой вниз) обрезки рельсов, на которые и опирается своей поперечиной подъемный ключ. Закладывать рельсы подошвой вниз, что, к сожалению, часто наблюдается на практике, бес-

полезно. В последнее время строители предпочитают использовать вместо ключевых отверстий рымы, что упрощает монтаж.

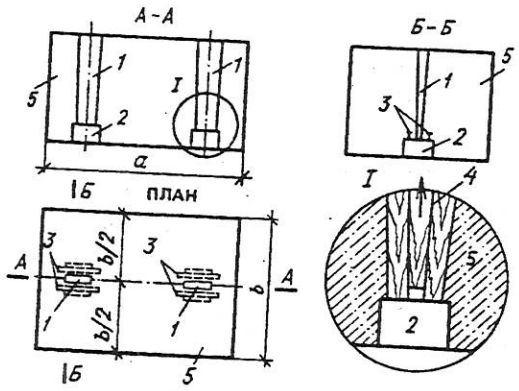


Рис. 12.16. Конструкция ключевых отверстий массивов массой 100 т: 1 - ключевые отверстия; 2 - ниша; 3 - обрезки рельсов; 4 - деревянные клинья; 5 - бетонный массив

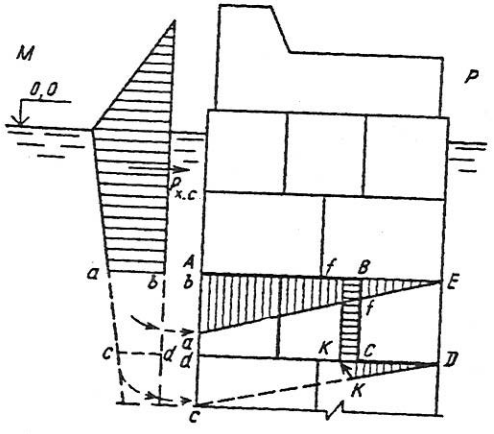


Рис. 12.17. Схема к определению устойчивости сооружения из массивной кладки по швам и штрабам

При расчете оградительных сооружений должны быть определены напряжения в грунте основания и по контакту сооружения с каменной постелью, деформации сооружений (осадка, крен и горизонтальные смещения), прочность элементов сооружения, устойчивость всего сооружения в целом и отдельных его частей.

Расчет оградительных сооружений и их оснований производят по расчетным предельным состояниям (см. гл. 10) согласно указаниям.

В дополнение к общим расчетам гравитационных сооружений молы и волноломы из обыкновенных массивов следует проверить на устойчивость на сдвиг по швам, например АЕ, и опрокидывание по штрабам, например, АВСД (рис. 12.17).

При проверке устойчивости на сдвиг по швам необходимо определить внешние силы, действующие на часть сооружения, расположенную выше рассматриваемого шва, с учетом взвешивающего давления в этом шве, и найти точку приложения равнодействующих этих сил; коэффициент трения бетона по бетону $f_б$ следует принимать равным 0,8*, а коэффициенты условий работы, перегрузки и другие – по СНиП 2.02.02.-85 и указаниям главы 10.

Поскольку раскрытие швов между массивами не допускается, равнодействующая не должна выходить за пределы средний трети сечения.

При проверке устойчивости и прочности по каждой штрабе необходимо определить внешние силы, действующие на часть сооружения, расположенную выше рассматриваемой штрабы, с учетом волнового давления в вертикальном шве, что ясно из рис. 12.17, после чего проверить рассматриваемую часть сооружения на опрокидывание

* Это значение $f_б$ соответствует моменту начала смещения массива по массиву. При установившемся движения массива, по опытам МИСИ, $f_б = 0,5$

относительно напряжения по подошве крайнего нижнего ребра В и массива по линии СД.

В 1910 г. итальянские инженеры предложили для сооружения молов использовать целлюлярные (или ячеистые) массивы (рис. 12.18), которые представляют собой ящики без дна со стенками толщиной 0,7...1 м и общей массой от 100 до 200 т. Ящики устанавливают на каменную постель и заполняют бетонной смесью после чего возводят надстройку. Для предотвращения вымывания раствора и обеспечения плотного опирания массивов горизонтальные швы между ними уплотняют свинцовыми листами или фиброй. Кладка ведется без перевязки швов, столбами. Во время постройки и эксплуатации сооружений из ячеистых массивов были обнаружены их серьезные недостатки: небольшая масса пустых массивов, недостаточная прочность стенок и т. д., в связи с чем эти сооружения широкого распространения не получили.

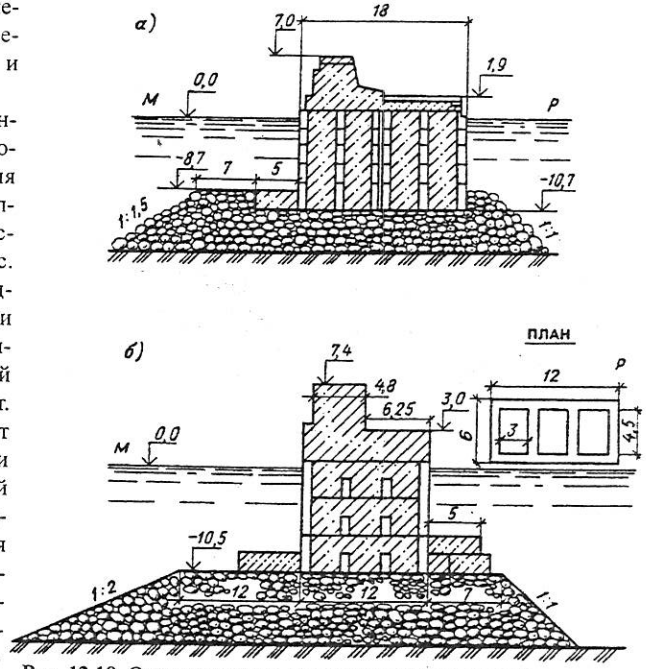


Рис. 12.18. Оградительные сооружения из ячеистых массивов: *а* - мол Гранили в Неаполе; *б* - волнолом Форана в Генуе (разрушился)

В дальнейшем перешли к так называемыми циклопическими массивами либо совсем без пустот, либо с пустотами в виде колодцев сравнительно небольших размеров в плане, в которые устанавливали жесткие каркасы и затем укладывали бетонную смесь. Масса отдельных массивов достигает 400 - 450 т, что требует мощных плавучих кранов для их подъема и транспортирования. Укладывают циклопические массивы столбами без перевязки швов.

Подобные сооружения были построены в Неаполе, Генуе, Алжире, Катании, Марселе и других портах (рис. 12.19). Опыт эксплуатации этих сооружений показал, что для надежной их работы необходимо предусмотреть мощные связи между массивами по вертикали и устройство пазов и гребней на боковых поверхностях.

Оградительные сооружения такого типа имеют следующие преимущества перед сооружениями из обыкновенных массивов:

1) благодаря большей массе массивов возможность повреждения незаконченного сооружения в процессе строительства сводится к минимуму;

2) вследствие сокращения числа операций по установке массивов значительно снижаются сроки и стоимость строительства;

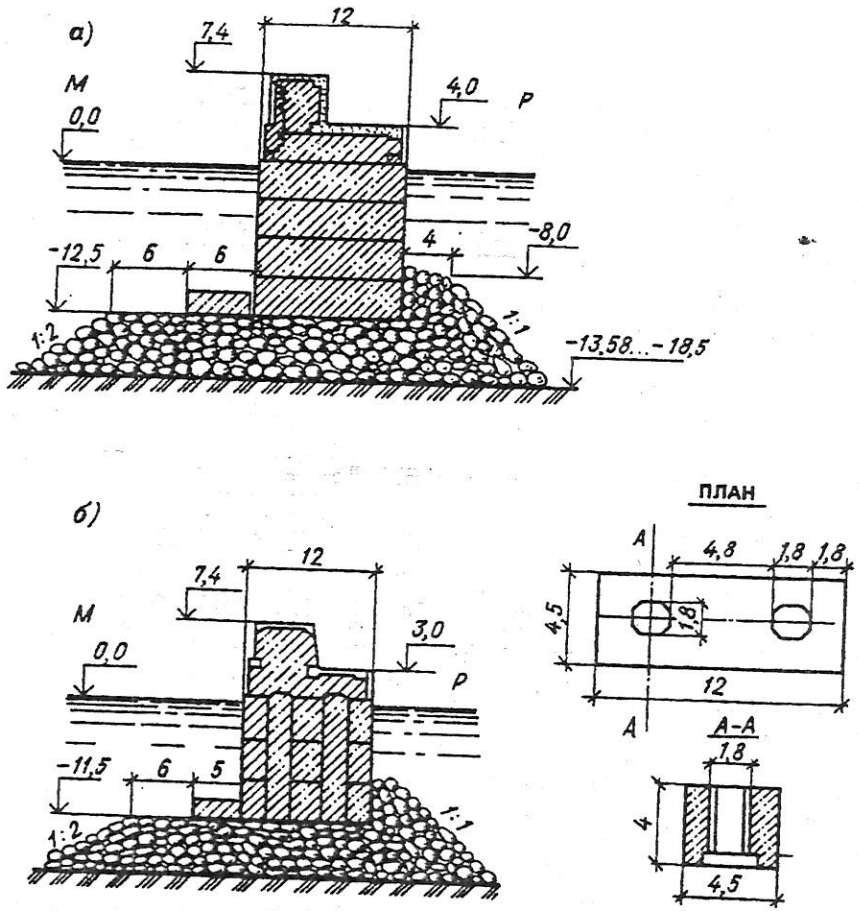


Рис. 12.19. Оградительные сооружения из циклонических массивов: *а* - мол в Катании (разрушился); *б* - мол в Неаполе

3) высокая монолитность и прочность сооружений.

Однако следует иметь в виду, что при повреждении или аварии оградительных сооружений из циклопических массивов перекладка связанных между собой массивов практически невозможна. В связи с этим при проектировании необходимо тщательно определять расчетные параметры волнения, изучать инженерно-геологические условия, назначать размеры поперечного профиля стенки и каменной постели, а также выбирать средства защиты грунтов основания от размыва.

Оградительные сооружения из массивов массой 300 т при большой глубине заложения стенки (H_c=18...25м) имеют ширину, большую длины массива, поэтому массивы в них укладывают с перевязкой швов (рис. 12.20).

В зависимости от типа массивы имеют следующие размеры, м:

Т-1	9x4,5x3,1
Т-2	8,25x4,5x3,1
Т-3	8,25x3,75x3
Т-4	7,51x4,5x3
Т-5	6,01x6x3,1
Т-6	7,51x5,25x3,1

За рубежом при строительстве оградительных сооружений на слабых грунтах довольно часто применяли кладку обыкновенных и циклопических массивов наклонными рядами со сквозными поперечными швами (рис. 12.21). В настоящее время подобные сооружения применяют редко.

В ряде случаев сооружения из бетонных массивов даже большой массы оказались недостаточно монолитными и разрушились (мол в Катании, волнолом в Генуе и др.). В наибольшей степени удовлетворяют требованиям монолитности и минимальных сроков строительства оградительные сооружения из массивов-гигантов, которые представляют собой ящики, как правило, железобетонные*, заполненные бетоном, камнем, гравием или песком (рис. 12.22).

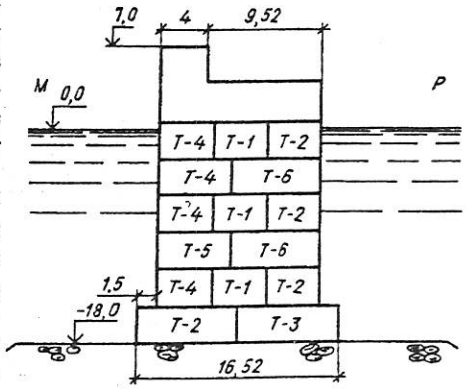


Рис. 12.20. Мол из кладки массивов массой 300 т (проект)

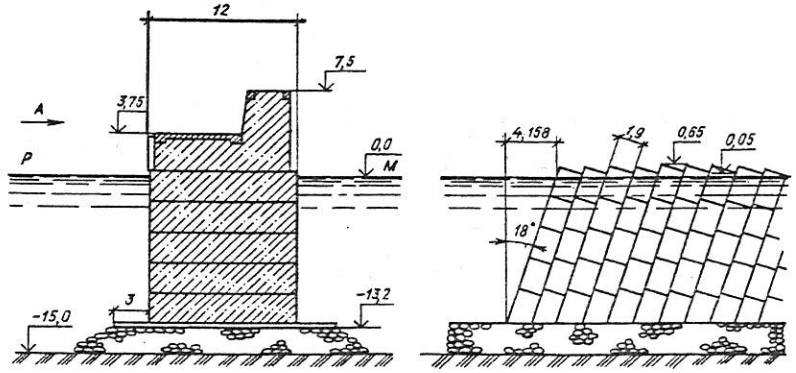


Рис. 12.21. Оградительный мол из массивов, уложенных наклонными рядами, в порту Бенгази (Италия)

Конструкция массива-гиганта позволяет при необходимости удалить каменное или песчаное заполнение и передвинуть сооружение на другое место, что было осуще-

* Иногда при достаточно больших размерах массива-гиганта (например, при строительстве сухого дока в Гавре) или при строительстве оснований удаленных от берега маяков применяют металлические ящики

ствлено на Суэцком канале, предусматривалось в порту Иокогами (шагающие массивы) и предполагалось при строительстве мола в порту Копенгаген.

Впервые железобетонные массивы-гиганты были применены в России в 1905-1909 гг. при строительстве западного мола в Туапсе (рис. 12.23, б).

Поперечное сечение массива-грунта может иметь форму трапецеидальную (рис. 12.23, б, в), прямоугольную (рис. 12.23, а) и прямоугольную с консольными выступами в виде сплошных приливов (рис. 12.23, г).

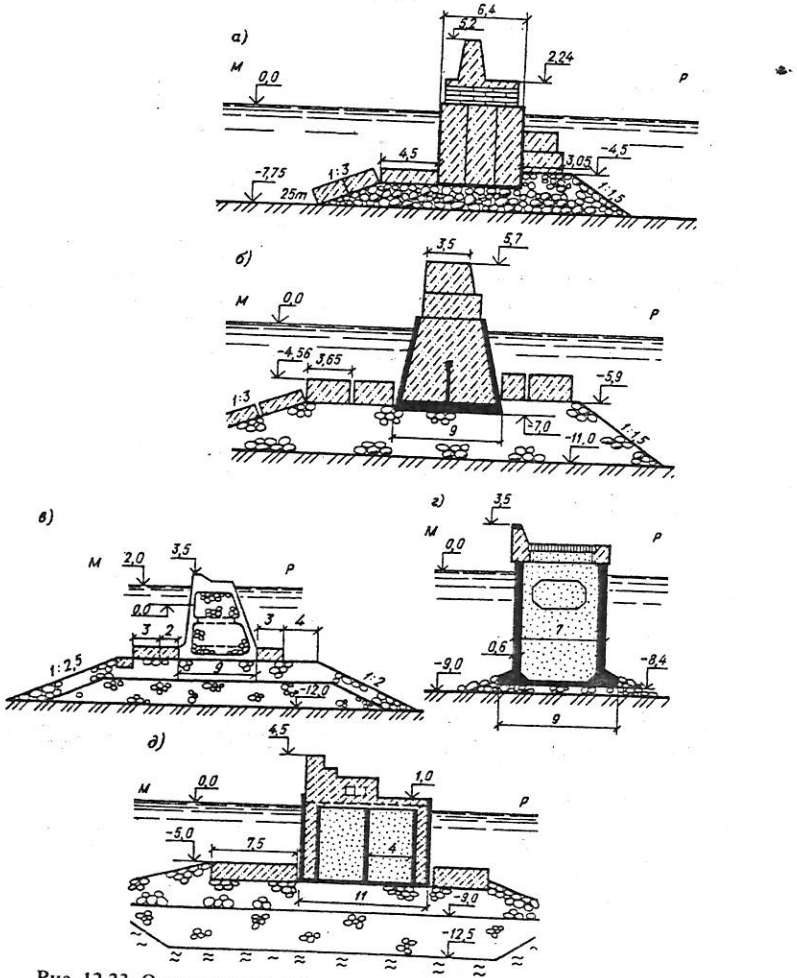


Рис. 12.23. Оградительные сооружения из массивов-гигантов: *а* - прямоугольной формы с бетонным заполнением (западный мол в Туапсе); *б* - трапецеидальной формы с бетонным заполнением (юго-западный волнолом в Туапсе - усиленный профиль); *в* - то же, с заполнением камнем (мол в Иокогаме); *г* - прямоугольной формы с приливами, с песчано-гравийным заполнением (мол в Годыне); *д* - прямоугольной формы с комбинированным (песчано-гравийным и бетонным) заполнением (северный мол в Сочи)

Трапецеидальная форма массива-гиганта благодаря уширению подошвы позволяет при той же массе сооружения снизить напряжения по его подошве. Однако при такой форме массива-гиганта между берменными массивами и стенками ящика остаются клиновидные полоски. При воздействии на сооружение волн, особенно разбитых и прибойных, внутри полости развивается высокое давление, и берменные массивы сдвигаются в сторону моря иногда на 1,5...2 м (порт Туапсе), что может привести к размыву постели и разрушению сооружения.

При необходимости уширения подошвы сооружения прямоугольного профиля без существенного увеличения его массы применяют массивы-гиганты с консольными выступами. Во избежание растрескивания массива-гиганта и соприкасания его с соседними массивами при неравномерной деформации основания его длину обычно принимают в пределах 20...25 м или не более трехкратной высоты. Между массивами-гигантами для обеспечения независимой их осадки следует оставлять зазоры 20...25 см, которые облегчают также и замену поврежденного массива. Стык долен быть закрытым (см. рис. 12.22, б), так как в противном случае при волнении здесь образуются сильные токи воды, которые могут вымыть камень из-под массивов.

Ящик массива-гиганта для повышения жесткости разделяется внутренними поперечинами, а при большой ширине и продольными стенами на отсеки с размерами вдоль массива-гиганта обычно 3...4 м, поперек 4...5 м. В отсеках в целях затопления массивов-гигантов устраивают отверстия для задвижек (кингстоны) сечением от 0,015 до 0,1 м^2. Для заполнения водой отсеков, не имеющих кингстонов, в их внутренних стенах (за исключением средней продольной перегородки) должны быть предусмотрены отверстия. Любой отсек должен заполняться только от одного кингстона. В торцевых отсеках кингстоны не делают. Толщина стен и днища массива-гиганта определяется условиями обеспечения требуемых толщин защитных слоев бетона и расположения арматуры по толщине стены или днища и должна быть не менее 150 мм. Из условия долговечности толщину наружных стен δ_w принимают равной 25...35 см, внутренних 15...20 см и толщину днища h_b=40...45 см, уточняя расчетом.

Ящики массивов-гигантов изготовляют в специальных парках, спускают на воду и буксируют их к месту установки. Буксировку и установку ящиков производят при волнении не более 2 баллов и при благоприятном прогнозе погоды не менее чем на 2 сут. После установки на штатное место ящики должны быть сразу же полностью заполнены соответствующим материалом во избежание их разрушения. Ни в коем случае нельзя оставлять массивы-гиганты лишь частично заполненными или без защитного покрытия сверху более 2 сут.

Для предохранения песчаной или гравийной засыпки от вымывания отсеки массива-гиганта после заполнения прикрывают камнем с обратным фильтром или бетонными плитами толщиной 0,4...0,5 м; зазоры между стенами и плитами заделывают бетоном. Второй вариант предпочтительнее.

Наиболее целесообразно благодаря меньшей стоимости и более простой технологии работ применять песчано-гравийное заполнение. Песчано-гравийной смесью ящик заполняется гораздо быстрее, чем бетоном, что в условиях открытых акваторий является неоспоримым преимуществом. Однако, при повреждении тонкой стены ящика происходит быстрое вымывание сыпучего заполнения и затем полное разрушение ящика. В связи с этим иногда применяют комбинированное заполнение: внешние отсеки шириной 1 м вдоль продольных и одной из торцевых стен заполняют бетоном, а внутренние – песчано-гравийной смесью (рис. 12.23, д).

К сожалению, очень трудно добиться удовлетворительного сцепления бетона заполнения со стенами ящика при подводном бетонировании отсеков*, поэтому возможны случаи отставания стены от бетона и ее вибрация с недопустимыми амплитудами при ударе волн. С другой стороны, коэффициент разбухания бетона больше, чем у железобетона, поэтому возможно выпучивание стен наружу, вследствие чего могут образоваться трещины на их внешней поверхности. Для предотвращения нежелательных последствий указанные явления должны хотя бы приближенно учитываться при проектировании и расчете ящика массивов-гигантов.

При использовании сыпучего заполнителя толщину наружных стен увеличивают часто до 50...60 см, как например, у массивов-гигантов мола в порту Гдыня (см. рис. 12.23, г), а иногда и до 80 см – мол в порту Иокогама (см. рис. 12.23, в). В последнем случае такая толщина стен позволила отказаться от внутренних перегородок без ущерба для общей прочности массива, но при этом массив-гигант потерял плавучесть и его транспортировка осуществлялась с помощью специальных подвешиваемых к массиву понтонов.

Иногда наружные стены усиливают вертикальными ребрами и стягивают ригелями (см. рис. 12.22). В местах пересечения стен, а также стен и днища предусматривают вуты.

При строительстве сооружения из массивов-гигантов не требуется мощных подъемных кранов, резко сокращается объем водолазных работ, время возведения подводной стенки во много раз меньше, чем при кладке из массивов. Однако стоимость 1м длины сооружений из массивов-гигантов при малом объеме работ выше стоимости 1 м сооружений бетонных массивов, так как в нее включается стоимость строительства полигона и спусковых устройств. Ремонт массивов-гигантов оказывается более сложным; для обеспечения долговечности железобетонных элементов требуется осуществлять специальные мероприятия (см. гл. 9).

Окончательное решение о целесообразности применения того или иного типа сооружения может быть принято только после технико-экономического сравнения вариантов.

При проектировании оградительных сооружений из массивов-гигантов в дополнение к общим расчетам следует произвести проверку плавучести и остойчивости ящика массива-гиганта и расчет сечений его железобетонных элементов (стен и днища).

Проверка плавучести ящика массива-гиганта заключается в вычислении осадки T, м:

$$T = \frac{Q_0 - 2q}{BL}, \qquad (12.44)$$

где Q_o – объемное водоизмещение ящика на плаву, м^3; $Q_0=G/\gamma_w$ (здесь G – вес ящика с водяным или сыпучим балластом, Н; γ_ω – удельный вес морской воды, Н/м^3); q – объем консольных выступов, м^3; B и L – ширина и длина ящика, м.

При назначении осадки ящика массива-гиганта необходимо предусматривать запас в его надводной части до 1,5 м с учетом волнения и возможного крена во время буксировки и запас под его днищем примерно 1 м для удобства его установки на постель.

Проверка остойчивости плавающего ящика сводится к определению метацентрической высоты.

* При бетонировании отсеков насухо также довольно трудно добиться хорошего сцепления бетона со стенками, но при этом наружные стенки должны выдерживать полное гидростатическое давление воды, а следовательно, должны иметь более мощное сечение

$$m = \rho_m + y_w - y_c, \qquad (12.45)$$

где ρ_m – метацентрический радиус, м; $\rho = LB^3/(12V)$ (здесь V – объем подводной части ящика массива-гиганта, м^3); y_w – ордината центра водоизмещения, м, и y_c – ордината центра тяжести, м, при совмещении оси x с подошвой массива-гиганта.

Для ящиков массивов-гигантов, которые буксируют на малые расстояния при тихой погоде, допускается m ≥ 0,15-0,2 м. Метацентрическую высоту можно увеличить, понизив центр тяжести ящика массива-гиганта путем помещения в отсеках необходимого количества балласта, в качестве которого удобно использовать материал заполнения. Применяя водяной балласт, следует иметь в виду возможность ухудшения остойчивости ящика массива-гиганта при спуске или на плаву при волнении. Однако значительное увеличение начальной метацентрической высоты сверх минимально необходимой для остойчивости ящика не рекомендуется, так как при этом уменьшается период качки и она становится более резкой.

Прочность элементов ящика массива-гиганта по нормальным и наклонным сечениям проверяется по расчетным сопротивлениям с учетом коэффициента перегрузки, соответствующих стадиям изготовления и транспортировки ящика, строительства и эксплуатации сооружения, а также классу капитальности сооружения*.

Наружные стены на уровне переменного уровня следует рассчитывать по трещиностойкости на нагрузки, возникающие в период эксплуатации. Наружные стены в подводной зоне, внутренние стены и днище нужно рассчитывать по раскрытию трещин при тех же нагрузках.

Прочность ящиков массивов-гигантов, изготовляемых на стапелях, в целом и прочность их отдельных элементов должны быть проверены на усилия от собственного веса, возникающие при принятых схемах опирания в процессе бетонирования и пересадки на спусковые устройства. При спуске на воду по наклонному стапелю торцевую переднюю стену необходимо проверить на усилие от давления воды, слагающегося из гидростатического давления p_{st} и гидродинамического p_{ha}, Па:

$$p_{st} = \gamma_w h_z, \qquad (12.46)$$

$$p_{ha} = 0{,}84 \cdot 10^3 \upsilon^2, \qquad (12.47)$$

где h_z – расстояние, м, от рассматриваемого сечения до верха стены в предположении, что уровень воды при спуске совпадает с этой отметкой; υ – скорость движения ящика в момент его погружения в воду, м/с.

Для предварительных расчетов можно принять υ=5м/с, тогда гидродинамическое давление воды p_{ha}, одинаковое по всей высоте стены, будет равно $21 \cdot 10^3$ Па.

Если передняя торцевая стена, предварительно рассчитанная на воздействие нагрузок, возникающих в период строительства и эксплуатации, не удовлетворяет требованиям прочности при спуске на воду, то следует, не изменяя ее толщины и способа армирования, принять конструктивные меры к уменьшению ее пролета на время спуска ящика со стапеля путем установки, например, в крайние отсеки пространственных ферм, треугольных или полигональных в плане.*

При расчете ящика массива-гиганта на силы, действующие во время его изготовления, спуска и транспортирования, учитывая их кратковременность, следует прини-

* При изготовлении ящиков массивов-гигантов в сухих доках эти проверки отпадают. Изготовление ящика массива-гиганта на грунте (лежа на боковой стене) с дальнейшим размывом грунта и спуском его на воду методом опрокидывания вряд ли целесообразно рекомендовать

мать пониженный коэффициент сочетаний, как для случая особого сочетания нагрузок, равный 0,8.

Внешние стены при транспортировании и после установки ящика массива-гиганта на постель рассчитывают, соответственно на гидростатическое давление воды и давление засыпки. При этом нижнюю часть стены высотой 1,5l, где l – пролет между осями поперечных стен, рассматривают как плиту, заделанную по трем сторонам: в поперечные стены и днище.

Для расчета сечений стены на высоте более 1,5l от днища, где влияние защемления стены в днище становится пренебрежительно малым, ее условно расчленяют по высоте на полосы шириной 1 м и рассматривают каждую полосу как неразрывную балку, опорами которой являются поперечные стены. В предварительных расчетах можно воспользоваться формулами для однопролетных балок, заделанных по концам.

Рекомендуется оставлять неизменной толщину стены по всей высоте ящика для возможности использования скользящей опалубки.

Гидростатическое давление на внешние стены массива-гиганта зависит от материала заполнения и способа его укладки. Если отсеки заполняют сыпучим материалом или бетоном методом подводного бетонирования, что не требует откачки воды, то гидростатическое давление во время транспортировки ящика массива-гиганта, как показывают расчеты, будет больше, чем в момент установки его на постель, так как $d_b - t_{w,2} < T - t_{w,1}$ (рис. 12.24), и в этом случае расчетное удельное гидростатическое давление следует определять по формуле*.

$$p_{st} = \gamma_w (T - t_{w,1}), \qquad (12.46)$$

где $t_{w,1}$ – толщина слоя балластной воды при транспортировании.

Если же отсеки массива-гиганта бетонируют насухо, то удельное гидростатическое давление p_{st} определяют по формуле:

$$p_{st} = \gamma_w d_b . \qquad (12.47)$$

Расчетная нагрузка от гидростатического давления воды при транспортировании зависит от соотношения и значений величины T, l и $t_{w,1}$. При этом нагрузку удобно представить в виде суммы элементарных эпюр (см. рис. 12.24), что позволяет использовать готовые таблицы (например, табл. 59, 60 [44]).

При конструировании ящиков массивов-гигантов, транспортируемых на значительные расстояния, наряду с гидростатическим давлением следует учитывать также действие на их стены и днище волновой нагрузки от волны высотой h=1,25 м и крутизной $h/\bar{\lambda}$ =1/12, что определяется возможностями буксировки.

Нагрузка, действующая на внешние стены ящика в сторону моря при песчано-гравийном и любом другом сыпучем заполнении крайних отсеков, обуславливается давлением взвешенного в воде материала засыпки, на поверхности которой имеется пригрузка q_0, Па (рис. 12.25). Значение этой пригрузки следует определять в предположении отсутствия связи между плитами, прикрывающими засыпку от вымывания, и стенками ящика по формуле:

* Здесь и далее толщина днища при определении результирующего гидростатического давления не учитывается

$$q_0 = \gamma_{con,1} v_c t + \gamma_{con} h_{pl} , \qquad (12.48)$$

где $\gamma_{con,1}$ – удельный вес свежеуложенного в плиту надстройки бетона, который можно принять равным $(25...26)10^3$ Н/м^3; u_c - вертикальная скорость укладки бетона, обычно принимается равной $(5,5...10)10^{-3}$см/с или 0,2...0,4 м/ч; t – время твердения бетона, по истечении которого он в состоянии передавать свой вес на стены ящика массива-гиганта, это время определяется опытным путем; при отсутствии такой возможности можно принять t = 4...6 часов; γ_{con} и h_{pl} – соответственно, удельный вес бетона и толщина плиты, прикрывающей засыпку.

Вертикальное давление взвешенного в воде материала засыпки определяется по формуле:

$$q_z = \frac{1}{A}\gamma_{d,up} m + q_0 (1 - m). \qquad (12.49)$$

Горизонтальное – по формуле:

$$e_z = \lambda_a q_z , \qquad (12.50)$$

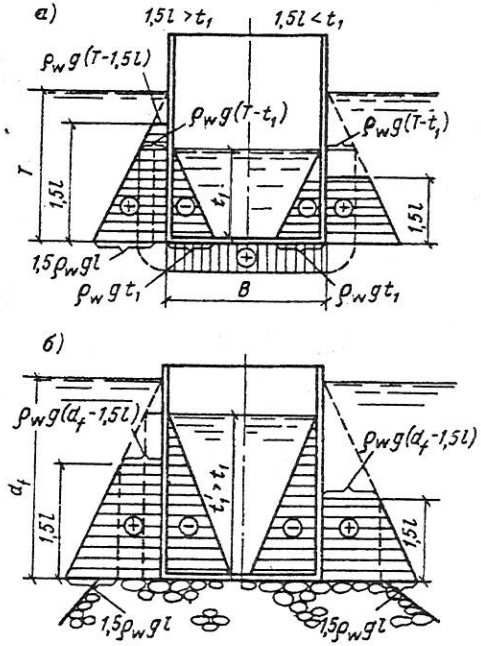


Рис. 12.24. Нагрузки на внешние стены ящика массива-гиганта при транспортировке (а) и при установке на постель

где $A=\lambda_a f_u F$ (здесь λ_a – коэффициент активного давления засыпки; $f = tg\varphi_s$ – коэффициент трения засыпки по стене ящика массива-гиганта; φ_s – угол трения засыпки по стене, град; для железобетонных стен ящика массива-гиганта принимается равным углу внутреннего трения материала засыпки $\varphi_{d,up}$; u – внутренний периметр отсека, м; F – площадь сечения засыпки, м^2; $\gamma_{d,up}$ - удельный вес засыпки с учетом взвешивания, Н/м^3; $m=1-e^{-z/A}$ – табулированный коэффициент.

В первом приближении давление на стены ящика массива-гиганта от веса засыпки можно определить без точного учета экранирования, и тогда составляющая давления на стену от действия пригрузки вычисляется по формуле:

$$e_o = q_0 tg^2(45 - \varphi_{d,up}/2) . \qquad (12.51)$$

Давление от веса засыпки на уровне пересечения плоскости обрушения СД (см. рис. 12.25) со стеной (ордината эпюры давления) вычисляется по формуле:

$$e_2 = \gamma_{d,up} H_1 tg^2(45 - \varphi_{d,up}/2) . \qquad (12.52)$$

Или после подстановки $H_1=b_0 tg\theta$ и $\theta = 45-\varphi_{d,up}$ по формуле:

$$e_2 = \gamma_{d,up} b_0 tg^3(45 - \varphi_{d,up}/2) , \qquad (12.53)$$

где b_0 – размер отсека в свету поперек массива-гиганта.

Давление засыпки на высоте 1,5l от днища может быть вычислено по формуле:

$$e_l = e_2(b_0 \operatorname{tg} \varphi_{a.up})/(d_f + a - 1{,}5\,l), \qquad (12.54)$$

где a – запас, принимаемый равным 0,6...0,8 м или определяемый графически (см. рис. 12.25).

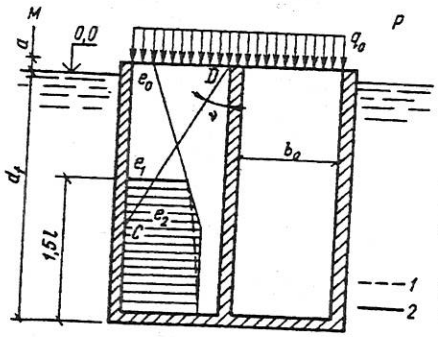


Рис. 12.25. Давление материала засыпки на внешнюю стенку ящика массива-гиганта:
1 - точное решение; 2 - приближенное решение

При замене точной эпюры давления, построенной по формуле (12.50), приближенная нагрузка несколько возрастает, что идет в запас прочности.

Днище ящика массива-гиганта рассчитывают на результирующую нагрузок, действующих на него одновременно в периоды строительства и эксплуатации (рис. 12.26).

В пределах каждого отсека днище следует рассматривать как плиту, защемленную по четырем сторонам и нагруженную поперечной нагрузкой. Растягивающими усилиями от давления засыпки на стены ящика массива-гиганта обычно пренебрегают.

При транспортировании массива-гиганта и бетонировании отсека насухо на днище действует гидростатическое давление, направленное снизу вверх, которое вычисляют, соответственно, по формуле (12.47) либо (12.50).

При загрузке плиты равномерной нагрузкой от гидростатического давления максимальный изгибающий момент $M_{max,st}$ будет в заделке плиты и для его вычисления можно воспользоваться готовыми таблицами [табл.79].

Также снизу вверх будет действовать результирующая нагрузок на днище при волновом давлении или давлении льда на построенное сооружение. При подходе гребня волны эпюра реакции основания имеет вид трапеции с максимальным напряжением σ_{max} со стороны гавани (см. рис. 12.26, б). Реакция основания направлена вверх, собственный вес засыпки с пригрузкой направлены вниз, гидростатическое давление воды уравновешивается. Поскольку надстройка опирается на стены и предполагается в запас, что плиты, уложенные на поверхности засыпки, защемлены между стенами ящика массива-гиганта, то пригрузка в этом случае будет равна нулю (q_0=0). Тогда вертикальное давление засыпки на днище определяется не по формуле (12.52), а по выражению:

$$q_{z.l} = \frac{l}{A}\gamma_{d.up} m \,. \qquad (12.55)$$

Эпюра реактивного давления на днище отсека, имеющая трапецеидальный вид, определяется значениями напряжений σ′ и σ″. Ординаты результирующей эпюры давлений вычисляются по формулам:

$$\sigma_{min,l} = \sigma' - (q_{z.l} + \gamma_{r,c} h_b) \,, \qquad (12.56)$$

$$\sigma_{max,l} = \sigma'' - (q_{z.l} + \gamma_{r,c} h_b) \,, \qquad (12.57)$$

где σ′ и σ″ – напряжения в основании сооружения по краям отсека при подходе гребня волны; $\gamma_{r,s}$ – удельный вес железобетона; h_b – толщина днища.

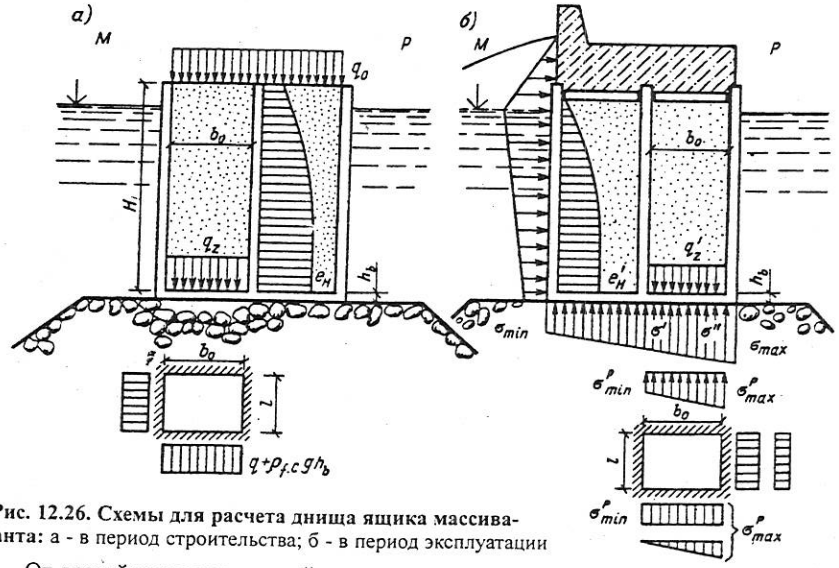


Рис. 12.26. Схемы для расчета днища ящика массива-гиганта: а - в период строительства; б - в период эксплуатации

От воздействия полученной нагрузки определяется максимальный момент M_{exp} аналогично указанному выше*. За расчетный изгибающий момент при действии нагрузки снизу вверх принимается наибольший из M_{exp} и $M_{max,\,st}$.

Предполагая, что под одним из отсеков образовалась пустота, и днище не опирается на каменную постель, вычисляют изгибающий момент от нагрузки, действующий сверху вниз, складывающейся из собственного веса днища $\gamma_{r,s}h_b$ и вертикального давления засыпки q_z, которое определяется в предположении отсутствия защемления плит, прикрывающих засыпку, между стенами ящика массива-гиганта и при наличии слоя незатвердевшего бетона, как это указывалось ранее при расчете внешних стен.

При расчете внутренних продольных и поперечных стен следует исходить из более неблагоприятных схем загрузки отсеков, возможных в процессе производстве строительных или ремонтных работ, например, в предположении, что один отсек заполнен взвешенной в воде засыпкой, а соседний отсек – водой. Если в проекте предусмотрены конструктивные решения (например, устройство проемов в перегородках) и мероприятия, исключающие возникновение подобных ситуаций, то толщину внутренних стен назначают конструктивно.

В особо ответственных случаях желательно проводить проверку прочности ящика массива-гиганта как пространственной конструкции на изгиб и на кручение, возникающие при неравномерном опирании на постель или неравномерной осадке массива-гиганта с отсеками, заполненными засыпкой, пригруженной весом плит и неотвердевшего бетона.

Поскольку на стены и днище ящика массива-гиганта действуют знакопеременные нагрузки, их армируют двойными сварными сетками.

Расстояние между отдельными ненапрягаемыми стержнями, а также между продольными стержнями плоских сварных каркасов следует принимать не менее наиболь-

* В этом случае следует воспользоваться табл. 79 и 81 в [18]

шего диаметра стержней или не менее 30 мм для вертикальных и 50 мм для горизонтальных стержней. Площадь сечения продольной арматуры для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов должна быть не менее $0,05F_{r,c}$, где $F_{r,c}$ – площадь поперечного сечения железобетонного элемента.

Расстояние между стержнями, доводимыми до опоры, не должны превышать 300 мм, при этом $F_{a,\,sup}>1/2F_{a,\,sp}$, где $F_{a,\,sup}$, $F_{a,\,sp}$ – площадь сечения арматуры на опоре и в пролете; расстояние между стержнями в середине пролета и над опорами должно быть, кроме того, не более $1,5\delta_w$.

Отверстия во внутренних стенах должны быть окаймлены дополнительной арматурой с площадью сечения не менее площади сечения арматуры того же направления, которое требуется по расчету. Вуты армируют косыми стержнями, которые следует заводить в сжатую зону. Диаметр рабочей арматуры должен быть не менее 12 мм, распределительной – не менее 6 мм.

Защитный слой для рабочих стержней, расположенных у наружных поверхностей стен, должен быть не менее 50 мм, для распределительной арматуры – не менее 30 мм. Защитный слой с внутренней стороны наружных стен и для внутренних стен может быть уменьшен до 40 мм.

Если расчетом установлено, что прочность элемента исчерпывается одновременно с образованием трещин или ранее их образования, то площадь сечения растянутой арматуры должна быть увеличена по сравнению с требуемой из расчета по прочности не менее чем на 15%. Целесообразно для уменьшения толщины стен и экономии арматуры предусматривать предварительное натяжение вертикальной и горизонтальной арматуры, что наиболее конструктивно решается применением пространственных каркасов и последующим натяжением арматуры.

Молы из массивов-гигантов, как и другие оградительные сооружения вертикального профиля, испытывают большие нагрузки при воздействии волн. Эти нагрузки резко снижаются при откосном профиле молов, но при этом увеличивается объем и стоимость сооружения. В качестве оптимального решения предлагались пористые конструкции с вертикальными гранями. Наиболее удачной оказалась предложенная Джарланом (Канада) в конце 50-х гг. конструкция в виде массива-гиганта с перфонированной лицевой стенкой и камерой гашения. Несколько таких волноломов построено и нормально эксплуатируется (рис. 12.27). Использование этой идеи позволило запроектировать и построить в открытом море резервуар для хранения нефти при расчетной высоте волны 24 м.

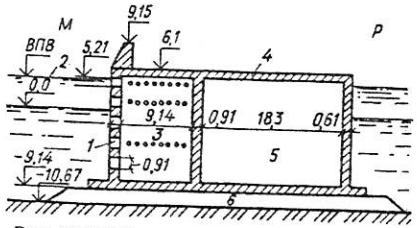


Рис. 12.27. Волнолом-причал в заливе Бе-Комо (Канада): 1 - перфорированная стенка; 2 - ВПВ (высокая полая вода); 3 - волногасящая камера; 4 - железобетонное перекрытие; 5 - балластная камера; 6 - каменная постель

Снижение нагрузки от стоячих волн при перфорированной стене происходит в результате уменьшения их отражения вследствие гашения энергии при прохождении воды через отверстия и образования пузырьков воздуха. Гашение энергии, очевидно, будет тем большим, чем больше будет разность между уровнями воды перед сооружением и в камере гашения (рис. 12.28). Для этого необходимо, чтобы амплитуда колебаний уровня в камере гашения и сдвиг по фазе между колебаниями уровня перед сооружением и в камере были

наибольшими. Максимальные амплитуды колебаний в камере будут при явлении резонанса, т.е. при совпадении собственной частоты колебания воды в камере, которая зависит от геометрии камеры, с частотой воздействующих на сооружение волн. В опытах удалось получить сдвиг фаз от 50° для пологих волн до 120° для крутых волн. Следовательно, пологие волны будут гаситься хуже. Также опытным путем установлено, что наименьший коэффициент отражения k_r наблюдается при отношении площади отверстий к площади всей стены, равным 0,33. При различных сочетаниях параметров перфорированной стены и камеры гашения для стоячих волн наименьший коэффициент отражения, полученный в опытах, составляет около 0,2. При этом оказалось, что форма отверстий практически не влияет на коэффициент отражения.

По принципу работы описываемая конструкция является резонатором с узкоизбирательной способностью по частоте, т.е. система с заданной геометрией обеспечивает хорошее гашение волны в очень узком диапазоне изменения ее частоты. В связи с этим при проектировании особенно важно согласовать собственную частоту колебаний системы с частотой наиболее энергонасыщенных составляющих волнения.

Теория расчета перфорированных волноломов пока еще не разработана. Теоретические и экспериментальные исследования, уже достаточно многочисленные, позволили установить зависимость коэффициента отражения от ряда параметров:

$$k = f\left(c_0, m\frac{b_{ch}}{H_{ch}}, \frac{h}{\lambda}, \frac{H_{ch}}{\lambda}, \frac{\omega^2}{\sigma^2} \text{ или } \frac{\delta_{ef} b_{ch}}{m\lambda H_{ch}}\right); \quad (12.58)$$

где c_0 – коэффициент сжатия струи; m – отношение площади отверстий к площади всей стенки; b_{ch} - ширина камеры гашения; H_{ch} – глубина камеры гашения; h,λ – параметры волны; ω – частота волны; σ – собственная частота системы; δ_{ef} – эффективная длина отверстий.

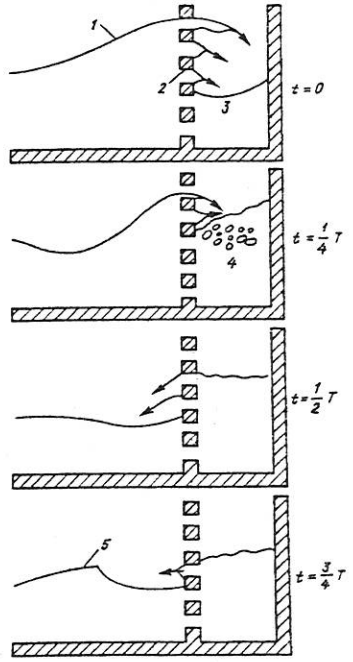


Рис. 12.28. Схематическая последовательность взаимодействия волны с перфорированной стенкой (модель): 1 - волна; 2 - перфорированная стенка; 3 - камера гашения; 4 - пузыри воздуха; 5 - прыжок; T - период волны

Опыты для исследований, в том числе и опыты, проведенные в МГСУ, показали, что перфорированные конструкции хорошо работают и при малых глубинах. В частности, в МГСУ исследовались перфорированные конструкции на глубине 4 м и при этом был получен коэффициент отражения 0,16.

Снижение степени отражения позволяет уменьшить высоту стенки, использовать мол в качестве причала, снизить волновые нагрузки. По исследованиям МГСУ, непосредственно у стенки размах колебаний уровня был равен примерно высоте прогрессивной волны и только на расстоянии от стенки примерно $\lambda/4$ наблюдалась частично интерферированная волна. Широкие возможности применения описанного принципа гашения волн в различных конструкциях позволяют считать его весьма перспективным.

В последние 10...15 лет из массивов-гигантов построено большое число молов и волноломов в ряде стран (Японии, особенно много в Италии, Польше и др.) как обычной традиционной формы и конструкции (см. рис. 12.29), так и с верхним строением, выполненным в виде переднего парапета с отверстиями у задней стенки (Монако) (рис. 12.30, а) или наклонной плиты (рис. 13.30, б) для обеспечения гашения волн и уменьшения нагрузки на сооружения. Имеется также ряд запатентованных конструкций, которые могут быть использованы в будущем.

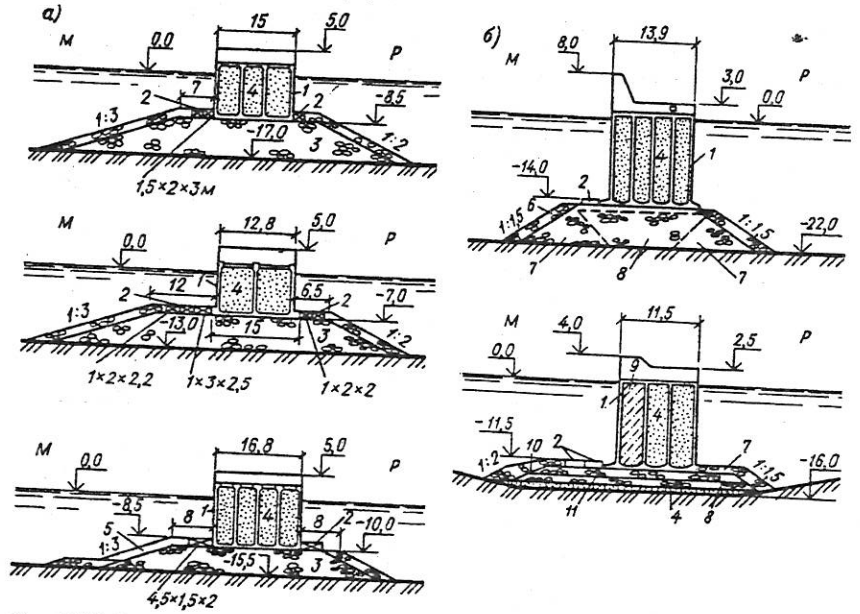


Рис. 12.29. Оградительные сооружения из массивов-гигантов современной постройки: а - в портах Окахама (два верхних разреза) и Кашима (Япония); б - в портах Порто Торрес и Таранто (Италия); 1 - массив-гигант; 2 - берменные массивы; 3 - каменная постель; 4 - песок; 5 - блоки массой 2 т; 6 - камень массой 1,5...4 т; 7 - то же, 50...500 кг; 8 - горная масса; 9 - бетон; 10 - камень массой 1...1,5 т; 11 - горная масса

Оградительные сооружения из оболочек большого диаметра. В портовом гидротехническом строительстве широко применяют оболочки большого диаметра (Д = 10...12 м и более) из металла и железобетона [16].

По условиям взаимодействия оболочек с основанием можно выделить два типа сооружений: а) из оболочек, заглубленных непосредственно в грунт без устройства постели; б) из оболочек, устанавливаемых на каменную постель или выравнивающую подготовку (рис. 12.31).

При отношении диаметра оболочки Д к высоте H_w, равном 0,7...0,9, и заглублении в основание примерно на $0,2H_w$ сооружение рассматривают как гравитационное. При заглублении оболочки на большую величину при соответствующем уменьшении ее диаметра устойчивость ее частично обеспечивается защемлением в грунте.

Устройство искусственного основания в виде песчаной подушки и каменной постели снижает эффективность применения оболочек (см.§53), однако оно может быть

оправдано в совокупности с другими мероприятиями при наличии в основании слабых грунтов большой мощности. Отсыпка выравнивающего слоя каменного материала необходима также при грубой разработке поверхности скалы. Тот или иной вариант выбирают на основании технико-экономического сравнения с учетом местных условий и наличия строительных материалов. При строительстве оградительных сооружений в морских условиях оболочки чаще устанавливают на каменную постель, выравнивая ее по всей площади подошвы или только под стенками оболочки. Заглубление оболочек в грунте требует определенного времени и тем больше, чем больше диаметр оболочки и ее заглубление, а это время при строительстве оградительных сооружений ограничивается метеорологическими условиями.

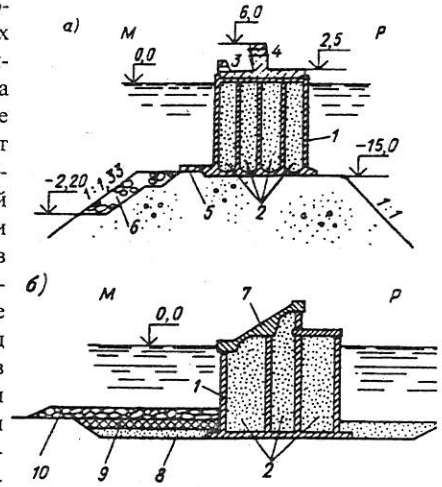


Рис. 12.30. Оградительные сооружения из массивов-гигантов с волногасящей надстройкой: а - мол в Монако на глубине 40 м (окончательная отметка парапета 6,2 м); б - схема мола в порту Марса-ель-Брага (Ливия): 1 - массив-гигант; 2 - песчаное заполнение; 3 - передняя стенка с отверстиями; 4 - парапет; 5 - берменный массив; 6 - камень массой 3 т; 7 - наклонная плита верхнего строения; 8 - песок; 9 - фильтр; 10 - камень

Конструкции самих оболочек и верхнего строения для сооружения обоих типов могут изменяться в зависимости от местных условий и оснащенности строительных организаций.

До последнего времени наибольшее распространение имели цилиндрические оболочки из монолитного железобетона (рис. 12.32, а) с невысокой монолитной надстройкой. Однако в результате резкого увеличения водоизмещения транспортных судов и, как следствие, выхода оградительных сооружений на большие глубины масса оболочек возросла до 300...500 т, что потребовало уникального дорогостоящего грузоподъемного оборудования. В связи с этим разработано несколько принципиально различных сборных конструкций оболочек как цилиндрических, разрезанных на конструктивные кольцевые или вертикальные криволинейные элементы (последние жестко омоноличены между собой), так и полигонального очертания в плане, состоящих из плоских вертикальных элементов (рис. 12.32, б). Толщина стенок цилиндрических оболочек назначается в основном по конструктивным соображениям в пределах 0,2...0,4 м, высота сборных кольцевых элементов изменяется в зависимости от диаметра оболочек и грузоподъемности кранового оборудования в пределах 2,5...8 м. Толщина и ширина плоских элементов полигональных в плане оболочек принимается по расчету.

Для условий речного портостроения, где грузоподъемность плавучих кранов, как правило, не превышает 30...50 т, разработаны конструкции сборных оболочек полигонального очертания с шарнирным соединением плоских плит и с общей плитой, разделяющей две соседние оболочки (рис. 12.32, в). Плиты изготовляют в заводских условиях и монтируют с помощью специальных кондукторов непосредственно на месте строительства (аналогично ячеистым конструкциям из плоского металлического шпунта).

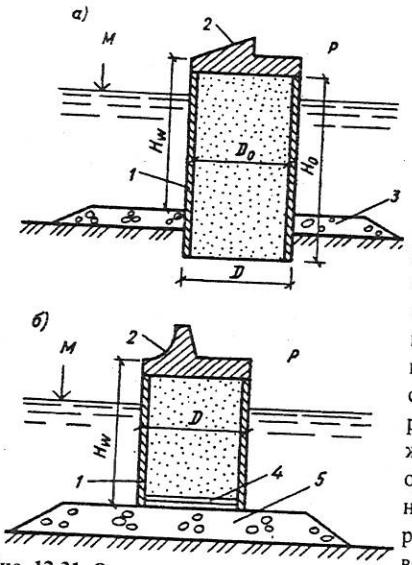


Рис. 12.31. Оградительные сооружения из оболочек большого диаметра, заглубленных в грунт основания (а) и установленных на искусственном основании (б): 1 - оболочка; 2 - верхнее строение; 3 - крепление дна в виде каменной отсыпки; 4 - щебеночный обратный фильтр; 5 - каменная постель

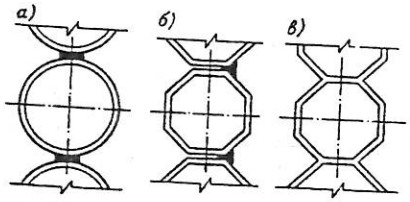


Рис. 12.32. Поперечное сечение оболочек цилиндрических (а), полигональных (б) и полигональных со средней общей плитой (в)

Для оградительных сооружений на море обычно применяют железобетонные цилиндрические монолитные оболочки, разрезанные на кольца или собранные из криволинейных в плане вертикальных элементов заводского изготовления.

Верхние строения, как правило, устраивают из монолитного железобетона в виде плиты с парапетом. Плита надстройки перекрывает внутреннюю полость оболочки и тыловую впадину между соседними оболочками. Лицевую грань плиты с морской стороны выполняют криволинейной, повторяющей контур оболочек, во избежание ударов волн снизу. Парапет следует размещать в диаметральной плоскости оболочки вдоль оси сооружения. С целью повышения устойчивости сооружения на сдвиг и опрокидывание его верхняя часть может иметь откос с уклоном в сторону моря, несколько заглубленный под уровень воды, как это сделано в порту Хандсхольм (Дания, рис. 12.33). Волны разбиваются на откосе, и при этом развивается значительная вертикальная составляющая волнового давления. В результате опрокидывающий момент снижается по сравнению с моментом при конструкции надводной стенки полного профиля.

Для условий порта Хандсхольм по лабораторным данным были построены графики зависимости безразмерных значений горизонтальной p_x и нормальной к поверхности откоса p_n сил и плеча r от отношения заглубления нижней точки откоса под уровень воды $(d_f - H_1)$ к высоте волны h (рис. 12.33, б). Подобные графики могут быть построены в каждом конкретном случае по результатам соответствующих исследований. В предварительных расчетах для определения волновых нагрузок можно воспользоваться рекомендациями О.М. Ванчагова, сформулированными им на основании анализа результатов лабораторных опытов.

Скошенная надстройка может быть с успехом использована и в оградительных сооружениях других конструкций, особенно это целесообразно, как показывает опыт строительства, при воздействии льда. Исследованиями установлено, что лед, наползая на откос, разрушается от изгиба, и при этом резко снижается его давление на сооружение.

Сооружения из оболочек большого диаметра обладают рядом преимуществ перед традиционными типами оградительных (и причальных) сооружений.

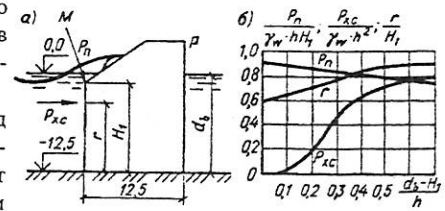


Рис. 12.33. Общий вид оградительного сооружения из железобетонных оболочек в порту Хандсхольм (а) и график для определения волновых нагрузок на него (б)

В определенных пределах расход железобетона на единицу длины сооружения при его заданной высоте не зависит от диаметра оболочек. Действительно, объем материала на единицу длины сплошного сооружения из оболочек диаметром Д с толщиной стенок δ_w и высотой H_w будет равен $u = \pi Д \delta_w H_w / Д = \pi \delta_w H_w$. Обычно при диаметре оболочек до 10...12 м толщина стен принимается по конструктивным соображениям 15...20 см. Следовательно, основным фактором, определяющим расход материала при строительстве конструкций из оболочек, является их высота. Поскольку оболочки, работающие по принципу гравитационных сооружений, либо совсем не заглубляют в грунт основания, либо имеют сравнительно небольшое заглубление, очевидна их экономическая эффективность при строительстве оградительных сооружений на глубинах до 20...25 м.

Применение оболочек большого диаметра без устройства каменной постели дает дополнительную экономию средств, так как в среднем по опыту проектирования стоимость искусственного основания составляет 15...20% стоимости сооружения.

Оболочки могут быть успешно применены при строительстве «насухо» и «в воду» в любых гидрологических условиях, практически на любых грунтах оснований, за исключением слабых илистых грунтов большой мощности без осуществления специальных мероприятий.

Оптимальными условиями применения оболочек в портовом гидротехническом строительстве можно считать возведение их «в воду» на плотных грунтах или на слабых грунтах небольшой (4...6м) мощности. В последнем случае при традиционных конструкциях слабые грунты обычно удаляют и заменяют их более качественным грунтом (как правило, песком) с последующим уплотнением, что значительно увеличивает сроки и стоимость строительства. Оболочки же могут быть погружены сквозь слой слабых грунтов до прочного основания, что требует значительно меньших затрат материалов, труда и времени.

Наряду с отмеченными преимуществами конструкции из оболочек большого диаметра имеют ряд недостатков, основным из которых является необходимость использование подъемных кранов большой грузоподъемности, что имеет особенно большое значение для речного портостроения, оснащение которого малогабаритными кранами грузоподъемностью до 30 т только начинается; к другим недостаткам технологического характера относятся трудности централизованного изготовления и транспортировки монолитных оболочек, а также неудобства, связанные со швартовкой судов непосредственно к оболочкам при больших колебаниях уровня воды.

Однако постоянное совершенствование портовых гидротехнических сооружений из оболочек большого диаметра, отработка технологии их изготовления и монтажа в процессе расширяющегося внедрения в строительную практику наряду с развитием технологической базы и увеличением грузоподъемности кранового оборудования поз-

воляют свести до минимума влияние отмеченных недостатков на технико-экономические показатели рассматриваемой конструкции.

В зависимости от назначения, местных условий строительства и эксплуатации, оснащенности и специализации строительной организацией могут быть найдены новые решения или более рациональные сочетания конструкций в каждом конкретном случае. Это наглядно иллюстрируется отечественным и зарубежным опытом проектирования и строительства подобных сооружений, наиболее интересные примеры которого приведены ниже.

Мол в порту Хандсхольм (Дания) построен из оболочек диаметром 12,5 м, высотой до 18 м, со стенками толщиной 0,3 м. Оболочки, масса которых достигала 600 т, устанавливались пионерным способом краном, передвигающимся по уже засыпанным оболочкам.

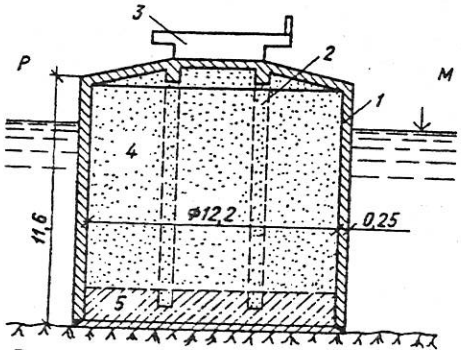


Рис. 12.34. Поперечный разрез волнолома в порту Брайтон (Англия): 1 - железобетонные оболочки с ребристым перекрытием; 2 - положение труб, предназначенных для бетонирования нижней части оболочки и подачи в нее песчаной засыпки; 3 - железобетонная площадка верхнего строения; 4 - песчаная засыпка; 5 - бетонное заполнение

Аналогичная организация работ была предпринята при строительстве в порту Брайтон (Англия) двух волноломов общей длиной около 1600 м из железобетонных оболочек диаметром 12,2 м, высотой 11,6 м и со стенками толщиной 0,25 м (рис. 12.34). При изготовлении оболочек на полигоне в подвижной опалубке одновременно в верхней части их бетонировалось тонкостенное ребристое перекрытие для возможности монтажа на нем впоследствии верхнего строения мола в виде специальной железобетонной платформы. После установки оболочек на естественное скальное основание нижняя часть их бетонировалась с помощью вертикальных труб, опускаемых через технологическое отверстия в перекрытии. Через эти же отверстия остальная часть объема заполнялась песком способом гидромеханизации. Оболочки рассчитаны на волну высотой 5м. Строительство было закончено в 1973 г. и уже 1974 г сооружения выдержали сильный шторм.

В порту Кобе (Япония) были построены оградительные сооружения из оболочек диаметром 16,1 м со стенками толщиной 0,15 м и предварительно напряженной арматурой, омоноличенной с телом оболочки с помощью торкрет-бетона (рис. 12.35). При сравнительно небольшой высоте волнолома оболочки были запроектированы составными из двух колец общей высотой около 17 м, что объясняется наличием в основании слабых глинистых грунтов мощностью 7...9м, подстилаемых гравелистыми грунтами.

Оболочки погружали в грунт на глубину 8...10м методом вдавливания под действием избыточного гидростатического давления, создаваемого при откачке воды из внутренней полости оболочек, герметически закрытых сверху жесткой стальной крышкой. Скорость погружения составляла в среднем около 6 м/ч. Вначале погружали до плотных грунтов нижнее кольцо, затем на него устанавливали верхнее и всю конструкцию заполняли песком. Для предотвращения его утечки через стык при монтаже между кольцами

помещали уплотняющую прокладку. Зазоры между соседними оболочками, равные 1,5...3 м, перекрывали стальными трубчатыми вставками, которые погружались вибромолотом. Большой интерес представляет опыт применения в Японии металлических оболочек из гладкой или гофрированной стали толщиной 3...4,5 мм. Простота изготовления таких оболочек и сравнительно небольшая их масса при наличии металла и надежной его защите от коррозии обеспечивают таким конструкциям серьезные преимущества перед железобетонными.

Основные размеры железобетонных оболочек на предварительных стадиях проектирования могут быть определены по номограмме на рис. 12.36. При этом возможное изменение диаметра в указанных пределах зависит в основном от характеристик грунта основания, а толщина стенок – от плотности укладки и характеристик грунта заполнения. Высота оболочки определяется из условия минимального возвышения (до 0,5 м) над строительным уровнем воды и заглубления в грунт основания при отсутствии каменной постели в пределах $(0,15...0,3)H_w$ в зависимости от плотности грунта основания и возможности размыва дна.

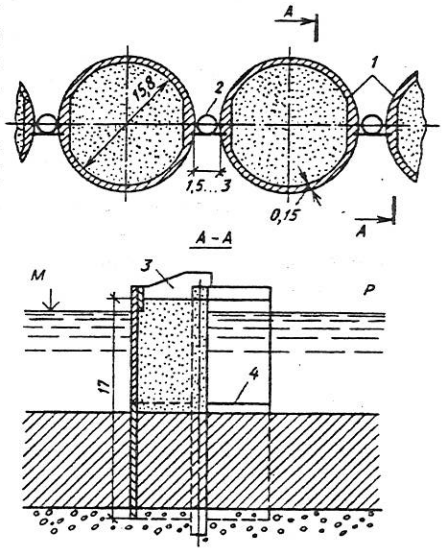


Рис. 12.35. Конструкция волнолома в порту Кобе (Япония): 1 - железобетонные предварительно напряженные оболочки; 2 - конструкция перекрытия швов; 3 - верхнее строение с наклонной передней гранью; 4 - монтажный шов между сборными элементами

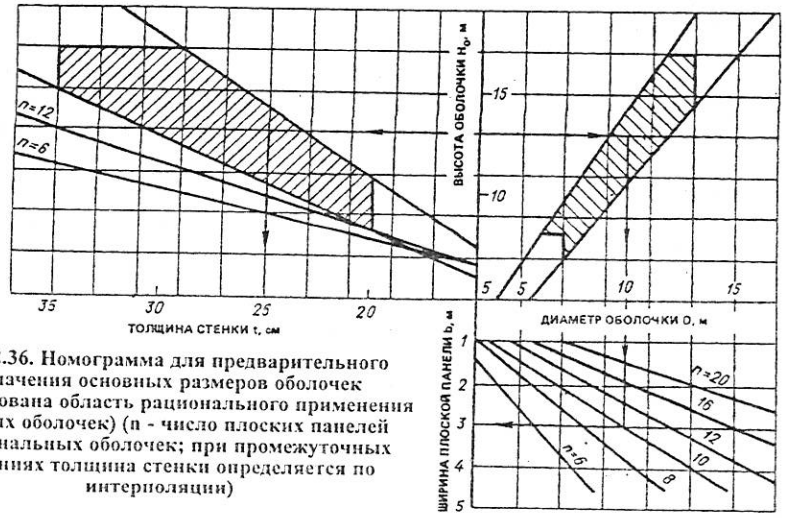


Рис. 12.36. Номограмма для предварительного назначения основных размеров оболочек (заштрихована область рационального применения круглых оболочек) (n - число плоских панелей полигональных оболочек; при промежуточных значениях толщина стенки определяется по интерполяции)

В случае воздействия льда или швартовки судов непосредственно к оболочкам толщину их стенок с лицевой стороны увеличивают в пределах колебания уровня воды по расчету или из конструктивных соображений до 0,5...1 м. Утолщение стенок может быть выполнено и в нижней части оболочек при опасности истирающего действия наносов.

Полигональные оболочки имеют большую толщину стен, зависящую от ширины плит и жесткости стыка между ними. В соответствии с условиями строительства возможно жесткое или шарнирное соединение плоских или криволинейных панелей. Жесткое соединение более надежное и долговечное, оно может быть выполнено омоноличиванием сваренных между собой выпусков стержневой арматуры соседних элементов, устройством петлевого стыка Передерия, сваркой закладных деталей и т.д. Шарнирное соединение, рекомендуемое при строительстве «в воду» с помощью кранов небольшой грузоподъемности, может устраиваться в виде замков из угловой стали, с использованием замков плоского стального шпунта, двух труб и т.д.

Наружные части как жесткого, так шарнирного стыков должны быть надежно защищены от коррозии. Горизонтальные стыки между сборными кольцевыми элементами должны обеспечивать их грунтонепроницаемость при песчаном заполнении, что достигается уплотнением из мягкого гибкого материала или отсыпкой обратного фильтра по внутреннему контуру шва. Обратный фильтр отсыпается также по всей площади в нижней части оболочек, устанавливаемых на каленную постель, во избежание выноса через нее материала внутреннего заполнения (см. рис. 12.31, б)*.

Наиболее простая и достаточно надежная конструкция стыка между соседними оболочками обеспечивается созданием монолитной бетонной или железобетонной (с арматурным каркасом) пробки между смежными оболочками с использованием в качестве опалубки деревянных щитов или стальных полутруб, стянутых болтами.

Результаты проведенных исследований (Россия, Япония) показывают, что оболочки оградительных сооружений можно устанавливать и без перекрытия швов между ними, на расстоянии 0,3...0,5 м друг от друга, что уменьшает волновое давление на сооружение и снижает степень отражения волн, не ухудшая практически при этом волнового режима акватории.

При проектировании оградительных (и причальных) сооружений гравитационного типа из оболочек большого диаметра рассчитывают их устойчивость на плоский сдвиг и на опрокидывание (при скальном основании), общую устойчивость при глубинном сдвиге, прочность стенок оболочек и элементов верхнего строения, а также местные деформации. Все расчеты проводят обычно для участка сооружения длиной L_s, равной расстоянию между осями смежных оболочек, в соответствии с рекомендациями, приведенными в главе 10. При этом внешние нагрузки от давления грунта и волн можно определить как на плоскую стенку с введением во втором случае поправочных коэффициентов (см. § 52), а напряжения под подошвой, считая их линейно изменяющимися, - по формулам внецентренного сжатия. В связи с отсутствием у оболочек днища при расчете их на опрокидывание рекомендуется вычитать из суммы удерживающих сил вес объема материала внутреннего заполнения, с удельном весом $\gamma_{d,up}$, Н/м^3, принимаемого в виде конуса высотой:

$$H_c = \frac{Д_0}{2}\operatorname{tg}\left(45+\frac{\varphi_{d,up}}{2}H_0\right),$$

* При заполнении оболочек камнем необходимость в этих мероприятиях отпадает

($Д_0$ – внутренний диаметр оболочки, м), и площадью основания F_f, м^2, равной площади подошвы внутри оболочки,

$$Q_c = \gamma_{d,up}\frac{H_c}{3}F_f \approx 0{,}26\gamma_{d,up}Д_0{}^2H_c \ . \qquad (12.59)$$

Давление грунта внутреннего заполнения рассчитывают с учетом сил трения τ, развивающихся на внутренней поверхности стенок оболочки при его относительных перемещениях. Горизонтальное давление грунта в заглубленной части подсчитывают по приведенным ниже формулам (без учета криволинейности стенок).

При расчете деформаций, которые для заглубленных оболочек могут оказаться определяющими при назначении основных габаритных размеров, помимо общих осадок основания s_1 (см. гл. 10), необходимо учитывать местные деформации s_2. Эти деформации, характерные только для тонкостенных конструкций, не имеющих сплошной фундаментной плиты, обусловлены возможностью врезания ножа оболочки в грунт основания, особенно при его недостаточной плотности.

Хотя в расчетах условно принимают линейное распределение напряжений по подошве таких сооружений, фактически же давление непосредственно под жесткими стенками оболочки будет в несколько раз (по результатам исследований в 4...6 раз) больше среднего в пределах внутреннего заполнения. Это давление при определенной величине может вызвать образование зон пластических деформаций грунта под стенкой оболочки, в результате чего она будет врезаться в основание, и вся конструкция получит неравномерные осадки. При этих осадках будет уплотняться грунт внутреннего заполнения, перемещаясь вверх относительно оболочки, с развитием сил трения по ее внутренней поверхности. Деформации будут уменьшаться и прекратятся совсем, когда грунт заполнения воспримет большую часть вертикальных нагрузок с соответствующим уменьшением напряжений под стенками. Величина этих местных осадок s_2 (рис. 12.37), составляющих до 30% общей осадки сооружения, может быть вычислена по формулам уплотнения слоя грунта конечной толщины:

$$s_2 = h_{mid}\frac{\beta\sigma_{mid}}{2E_0} \ , \qquad (12.60)$$

где h_{mid} – средняя высота слоя сжимаемого грунта внутренней засыпки, м, определяемая из условия равновесия реакции основания и сил трения по внутренней поверхности стенок оболочки; $\beta=1-2\mu^2(1-\mu)$ – коэффициент, учитывающий невозможность бокового расширения грунта внутри оболочки; μ – коэффициент Пуассона; σ_{mid} – среднее напряжение под подошвой оболочки, вычисленное по формулам внецентренного сжатия для сплошного круглого штампа диаметром Д, Па; E_0 – модуль деформации грунта заполнения.

Для предварительных расчетов можно принять

$$h_{mid} = \frac{\sqrt{1+3\frac{m\sigma_{mid}}{\gamma}}}{2m} \ , \qquad (12.61)$$

где $m=1{,}7\lambda_a\operatorname{tg}\varphi_d/Д$; λ_a – коэффициент бокового давления грунта внутри оболочки, определяемый с учетом сил трения $\varphi_s=\varphi_d$.

Дополнительный крен оболочки i_2 от местных деформаций зависит от неравномерности уплотнения сжимаемой толщи внутреннего заполнения по периметру оболочки и может быть определен также из условий равновесия всех сил, действующих на сжимаемую часть этого заполнения.

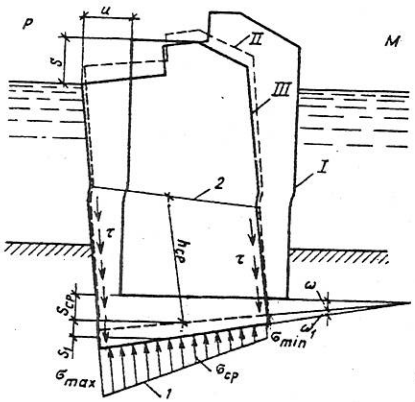


Рис. 12.37. Схема к расчету местных деформаций оградительных сооружений из оболочек: I, II, III - последовательные положения оболочки в процессе ее деформации; 1 - расчетная эпюра напряжений в основании; 2 - верхняя граница сжимаемой толщи внутренней засыпки

Если принять допущение о том, что характер изменения сжимаемой толщи грунта заполнения в оболочке соответствует эпюре напряжений в основании, то условно можно считать дополнительный крен оболочки от местных деформаций равным крену от основных деформаций основания, т.е. $i_1=i_2$ (см. гл. 10). Во всех расчетах деформаций сооружений из оболочек или других конструкций без днища напряжения под тыловой или лицевой образующими должны быть выше нуля.

Кроме расчета местных деформаций, характерными для оболочек являются расчеты прочности их стен. Эти расчеты ведутся в определенной последовательности: а) определяют усилия, действующие в поперечном сечении оболочки при его деформации под влиянием внешних и внутренних нагрузок; изгибающих моментов М, Нм, сжимающих или растягивающих сил Т, Н; б) проверяют вертикальные сечения на касательные напряжения, возникающие при неравномерных нагрузках на основании; в) проверяют прочность бетона в подошве оболочек, установленных на скальном основании; г) рассчитывают прочность узлов соединения сборных элементов (состав расчетов и их особенности определяют конструкцией оболочки).

Усилия, необходимые для расчетов прочности оболочек оградительных сооружений, вычисляют от давления грунта внутренней засыпки и от давления волн или льда. В нижней части заглубленных оболочек учитывают реактивное сопротивление грунта.

Расчет ведется в поперечном направлении одним из существующих способов, учитывающих упругое взаимодействие стенок оболочки с грунтом внутреннего заполнения, характеризуемым коэффициентом постели или модулем деформации, с использованием ЭВМ.

При предварительных расчетах для наиболее распространенных случаев оболочек диаметром Д до 12 м, не связанных друг с другом по своей высоте, и при ширине плит полигональных оболочек до 2,5 м усилия можно подсчитать по формулам:

$$M = M_0(e-\sigma) + M_1\sigma$$
$$T_c = \frac{eД}{2} - T_1\sigma$$
$$T_{pol} = \frac{eb}{2tg\pi/n} - T_1\sigma \quad ; \qquad (12.62)$$

где М и Т – соответственно, изгибающий момент, Нм, и растягивающее или сжимающее усилие в поперечной полосе стены оболочки высотой 1 м, Н (T_c в цилиндрической, T_{pol} – в полигональной оболочке из n плит шириной b); M_0, M_1, T_1 – единичные усилия; для цилиндрической оболочки $M_0=0$; для полигональной с жестким стыком

$M_{0,sup}=b^2/24$, $M_{0,sup}=b^2/12$; для полигональной с шарнирным стыком $M_{0,sp}=b^2/8$; M_1 и T_1 определяют по номограмме на рис. 12.38; M_1 – для полигональной оболочки с шарнирным стыком равен нулю; e и s – ординаты эпюр, соответственно, бокового давления грунта внутренней засыпки и внешнего давления, например, от волны p, воздействия льда s_i или реакции грунта на заглубленную часть оболочки s_p; значение e, p и s_p определяют, соответственно, по формулам (12.50), (12.34) и рис. 10.1, б; давление от воздействия льда следует принимать по СНиП 2.06.04-82* как на вертикальную стенку с постоянной интенсивностью по периметру оболочки.

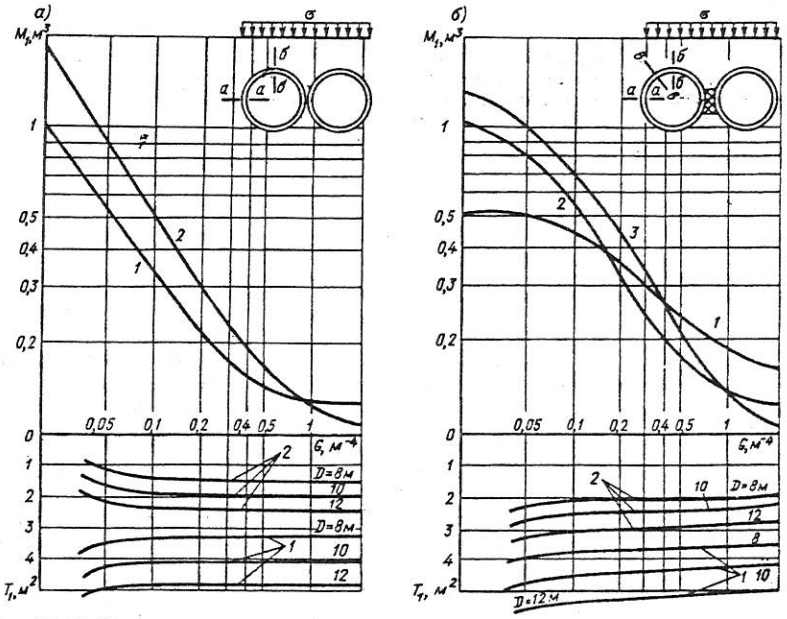


Рис. 12.38. Номограммы для определения единичных усилий в поперечном сечении оболочек: а - при отсутствии связи между соседними оболочками по всей высоте; б - при омоноличенном стыке; 1, 2, 3 - усилия, соответственно, в сечениях а-а, б-б, в-в

В тяжелых ледовых условиях при недостаточной местной прочности лицевой стороны оболочки могут получить повреждения от удара плавающих льдин или ледяных полей. Расчет в этом случае является довольно сложным. В предварительных проработках может быть рассмотрена условная расчетная схема лицевой части оболочки как плиты, лежащей на упругом основании, нагруженной сосредоточенной или распределенной по ограниченной площади силой.

При расчетах прочности по формулам (12.62) следует обращать особое внимание на знаки напряжений от действующих нагрузок. Рекомендуется принимать растяжение внутренних волокон и всего сечения положительным, растяжение наружных волокон и сжатие всего сечения – отрицательным. При этом обычно рассматривают четыре сечения (рис. 12.39): а-а – внецентренно сжатое или растянутое; б-б – внецентренно сжатое; в-в – обычно внецентренно растянутое и г-г – для полигональных оболочек.

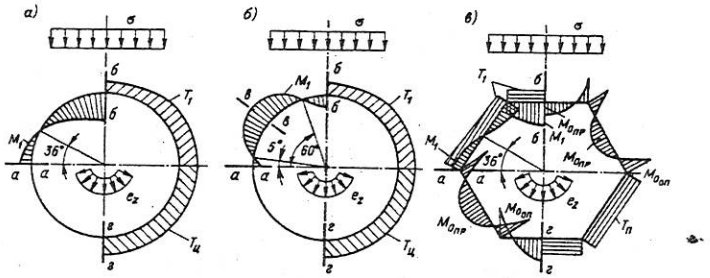


Рис. 12.39. Эпюры усилий в оболочке при отсутствии связи между соседними цилиндрическими оболочками (а), при омоноличенном стыке между цилиндрическими оболочками (б) и при отсутствии связи между соседними полигональными оболочками с жестким стыком смежных плит (в)

Жесткость системы оболочки – грунт заполнения оценивают обобщенной характеристикой жесткости G , м$^{-4}$:

$$G = \frac{k h_{c,I}}{E_c I} , \qquad (12.63)$$

где k – коэффициент сопротивляемости грунта внутренней засыпки в горизонтальном направлении, Н/м^3, равный $0{,}5k_{pr}z$ (здесь k_{pr} – коэффициент пропорциональности, Н/м^4, см. гл. 10, z – приведенная глубина расчетного сечения, м, равная $q_z/\gamma_{d,\,up}$; q_z – вертикальное давление грунта внутренней засыпки на глубине z, Па; $\gamma_{d,\,up}$ – удельный вес грунта засыпки, Н/м^3; $h_{c,I}$ – высота расчетного кольца, равная 1м; E_c – модуль деформации материала оболочки, Па; I – момент инерции поперечного сечения полосы шириной 1 м и высотой, равной толщине стенки, м^4.

Так как монолитные оболочки, а также сборные после омоноличивания стыков составных элементов представляют собой жесткую конструкцию, при неравномерных напряжениях в основании в них возникают касательные напряжения, максимальные значения которых будут наблюдаться в вертикальных сечениях, близких к продольной оси оградительного сооружения. При определении этих напряжений целесообразно частично учитывать работу грунта внутреннего заполнения, особенно при плотной его укладке. Опыт проектирования показывает, что при толщине стенок не менее 20 см для оболочек диаметром до 10 м прочность вертикальных сечений обеспечивается бетоном и конструктивным армированием. В прочих условиях расчет может выполняться по формуле:

$$\gamma_c R_{bt} F_v \geq \psi H_w^{\,3} , \qquad (12.64)$$

где γ_c – коэффициент условий работы, который при всех расчетах по прочности принимается равным единице; R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению, Па; F_v – приведенная площадь вертикального сечения стен оболочки вблизи ее нейтральной оси, м^2; ψ – коэффициент, учитывающий работу грунта заполнения; для песчаных грунтов средней плотности принимается равным 1,25 кН/м^3; H_w – высота оболочки, м.

Прочность бетона в подошве оболочки при ее установке непосредственно на скальное основание проверяют по формуле:

$$\sigma_{max} = \gamma_c R_b , \qquad (12.65)$$

где σ_{max} – максимальное напряжение в основании под лицевой гранью оболочки, Па; R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию, Па.

Значение σ_{max} определяют по формуле:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W} , \qquad (12.66)$$

где N – сумма вертикальных сил, передающихся на основание стенками оболочки, включая вес грунта внутреннего заполнения за вычетом веса в объеме, равным 0,125 $Д_0^3$ (здесь $Д_0$ – внутренней диаметр оболочки, м); F – площадь кольцевого сечения ножа оболочки, равная $0{,}25(Д^2-Д_0^2)$, м^2; M – момент всех сил относительно продольной оси сооружения, проходящей через центр тяжести площади подошвы основания, Нм; W – момент сопротивления кольцевого сечения ножа оболочки, равной $0{,}1(Д^4-Д_0^4)Д^{-1}$, м^3.

Для сборных оболочек с шарнирными соединениями элементов, кроме того, должны быть проведены расчеты замковых соединений на растяжение и сварных швов на срез от касательных напряжений.

При проектировании оболочек большого диаметра расположение продольной арматуры предусматривают, как правило, конструктивно в зависимости от диаметра и шага поперечной арматуры или определяют количество арматуры с учетом монтажных нагрузок путем расчета растягивающих напряжений по высоте стенок при подъеме всей оболочки или ее составных элементов.

Металлические оболочки рассчитывают обычно только на растягивающие напряжения в их поперечном сечении и на монтажные нагрузки.

Оградительные сооружения из ряжей. Дерево с давних времен широко используют при строительстве морских гидротехнических сооружений, в частности, оградительных и причальных сооружений свайной и ряжевой конструкций.

В практике портостроения в оградительных сооружениях применяют ряжи сплошной рубки (русский ряж*), которые представляют собой сруб из бревен с внутренними поперечными и продольными стенами, образующими прямоугольные или квадратные банки ряжа. Поперечные бревна ряжа называют венцами, продольные – плетьми (рис. 12.40).

Днище русского ряжа устраивают из бревен или пластин, врубленных между вторым и третьим венцами снизу. Иногда днище делают не во всех баках, если пригрузки из камня в остальных отсеках достаточно для затопления ряжа. При строительстве сооружений из ряжей насухо (например, в условиях водохранилища) днища не устраивают, что улучшает устойчивость ряжа на сдвиг.

В крайние (внешние) поперечные стены ряжа днище вообще не врубают: в продольные стены врубают специальное бревно на расстоянии примерно 30 см от поперечной стены, на которое и укладывают элементы днища.

Бревна стен ряжа скрепляют по высоте сжимами и ершами. Сжимы представляют собой ровные, сплошные по высоте ряжа бревна на 3...4 см толще бревен, применяемых для стен. Сжимы устанавливают по одному в углах банок ряжа и прикрепляют к продольным и поперечным стенам ряжа болтами диаметром 19...25 мм через два-четыре венца. Отверстия в сжимах под болты делают продолговатой формы. В предположении возможной осадки самого ряжа, которая обычно составляет 2% первоначальной высоты, болты располагают в верхней части отверстия. Отверстия для болтов нижнего венца должны быть округлыми.

Ерши изготовляют из стали круглого (d=16...19 мм) или квадратного (со стороной квадрата 16...19 мм) сечения. Применяют ерши длинные (на $2{,}5d_{log}$) и короткие (на

* Бывают ряжи сквозной рубки (американский тип)

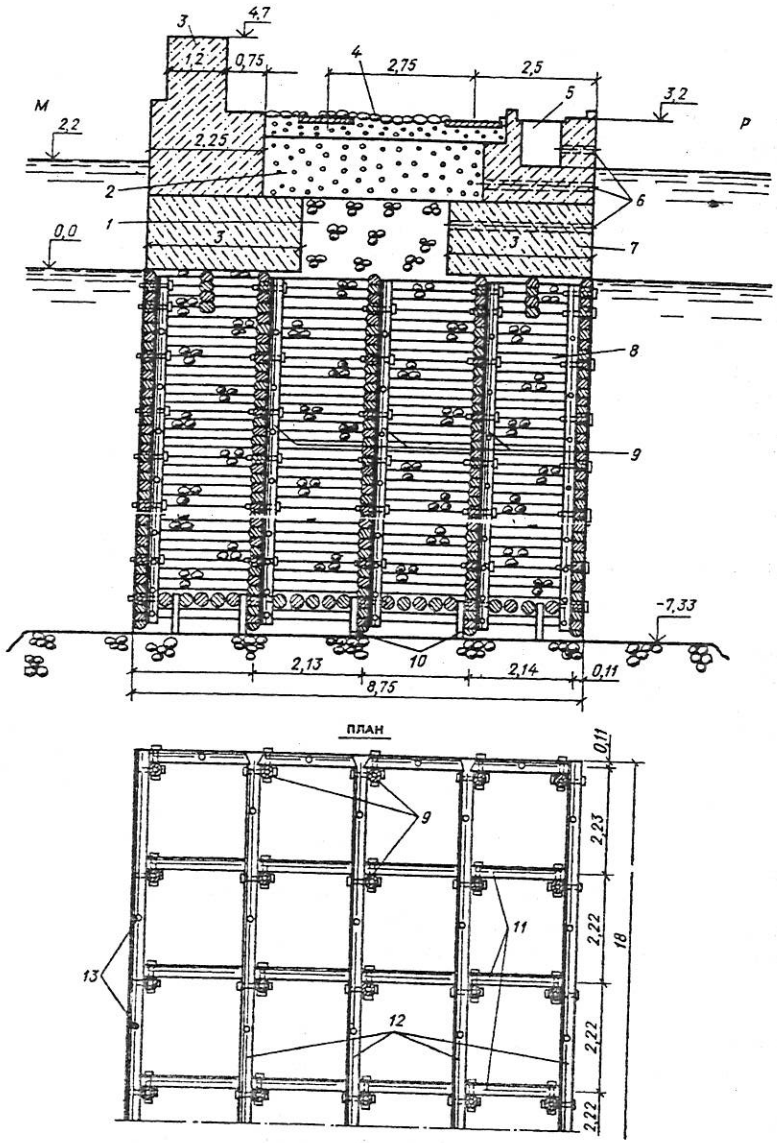


Рис. 12.40. Оградительные сооружения из ряжей: 1 - несортированный камень; 2 - гравий; 3 - парапет; 4 - каменная отмостка 0,25 м на щебеночной подготовке 0,3 м; 5 - канал коммуникаций; 6 - трубки d = 32 мм для закладки болтов отбойной рамы через 2 м; 7 - бетонные массивы 3х2х1,5 м; 8 - банка; 9 - сжимы; 10 - хомуты; 11 - венцы (стыки вразбежку); 12 - плети; 13 - ерши

$1,7d_{log}$). Ерши должны иметь заостренные концы длиной 10...12 мм и заершение на половине длины. Под ерши высверливают отверстия диаметром, на 3...4 мм меньшим диаметра ерша, на глубину, равную 2/3 его длины. Ерши забивают попеременно с каждой стороны на расстоянии 70 см от осей пересекающихся стен; в каждый венец банки ставят по одному ершу, а в верхнем венце и под третьим венцом снизу у ряжей с днищем в одной банке должно быть забито не менее двух ершей.

Сопряжения пересекающихся бревен наружных стен осуществляют с помощью врубок в лапу или с остатком. В последним случае врубка может быть в чашу (обло) или прямая. Ряжи рубят на берегу, на плотах или на льду. После изготовления их буксируют к месту постройки и устанавливают на заранее подготовленное основание.

Конструкция сооружения из ряжей менее чувствительна к неравномерности осадок по его длине и к неровностям основания, поэтому допускается только тщательное равнение постели, а при достаточно плотных грунтах в основании и отсутствии опасности размыва разрешается установка ряжа без днища непосредственно на выровненное основание.

Надстройка оградительных сооружений может быть также из ряжей, которые впоследствии могут быть заменены бетонной конструкцией. Такой прием позволяет сократить объем первоначальных капитальных вложений, и возводить бетонную надстройку после затухания осадок и уплотнения каменного заполнения.

Плита надстройки может располагаться непосредственно на венцах ряжа или на бетонных массивах, установленных в банках ряжа. В последнем случае верх ряжа может быть легко заглублен под уровень гниения, и долговечность сооружения будет значительно увеличена.

Ряжевые сооружения достаточно долговечны и практически служат неограниченно долго, если в районе строительства нет древоточцев. Сооружения из ряжей, построенные в России в начале XVIII века, находятся сейчас в хорошем состоянии.

Длина отдельного ряжа ограничивается только удобством производства работ и обычно принимается в пределах 25...50 м, хотя известны случаи, когда длина ряжа составляла около 100 м.

Ряжи на открытой акватории устанавливают при волнении до 2 баллов. Все работы по установке и заполнению ряже должны быть закончены в течение 2 сут. В нашей стране ряжевые конструкции широко распространены в портах Балтийского, Белого и других северных морей.

При проектировании оградительных сооружений из ряжей дополнительно к общим расчетам (см. гл. 10) необходимо произвести расчет на прочность горизонтальных элементов и вертикальных связей ряжа, а также расчет на сдвиг по швам между венцами. Нагрузки на элементы стен и днища ряжа от засыпки определяют также, как и для массивов-гигантов [см. формулы (12.49) и (12.50)], принимая угол трения камня по стене ряжа $\varphi_0=26°$. Если при этом надстройка опирается непосредственно на каркас ряжа, то интенсивность внешней нагрузки будет равна нулю ($q_0=0$): если же в основании надстройки имеются массивы, поставленные в банки ряжа, то при расчете давления засыпки следует принимать $q_0\neq0$.

Горизонтальные элементы ряжа рассчитывают на давление засыпки как однопролетные балки с шарнирными опорами по концам, если размеры банок ряжа в плане превышает 2...2,25 м, а диаметр бревен составляет 22 см и более.

При действии на ряж горизонтальной нагрузки может произойти сдвиг по шву между венцами, и ряж деформируется. При расчете обычно ограничиваются проверкой

ряжа на сдвиг по наиболее опасным сечениям, которыми в оградительных сооружениях из ряжей являются сечение между двумя нижними венцами под днищем, где возможны зазор между постелью и днищем и скольжение дерева по дереву, и сечение в местах резкого увеличения горизонтальных нагрузок, например, на уровне ледостава.

Для определения устойчивости ряжа на сдвиг по шву между венцами на расстоянии z от верха ряжа следует определить равнодействующую всех сдвигающих сил, действующих на ряж выше этого сечения, и вертикальную нагрузку на каркас от засыпки на уровне рассматриваемого шва. Эта нагрузка равна разности между весом всей вышележащей части сооружения и давлением, воспринимаемым заполнителем. При этом сопротивление сдвигу следует учитывать раздельно для каменного заполнителя и для каркаса, принимая коэффициент трения дерева по дереву f_{log}=0,5.Тогда условие устойчивости на сдвиг части ряжа, расположенной выше рассматриваемого сечения, определится соотношением в расчете на 1 м длины ряжа вдоль сооружения:

$$\frac{\gamma_c \gamma_{c,I}}{\gamma_n}\sum_o^n q_{z,h}\frac{a_n b_n}{b_n + d_{log}}f_{st} + \left(G_z \sum_o^n q_{zn}\frac{q_n b_n}{b_n d_{log}}\right)f_{log} > \gamma_{Ic}\sum_o^n P_{x,z}, \qquad (12.67)$$

где γ_c, $\gamma_{c,I}$, γ_n, γ_{Ic}– коэффициенты, соответственно, условий работы, надежности и сочетания (см. гл. 10); $q_{z,n}$ – вертикальное давление в соответствующей банке ряжа на уровне рассматриваемого сечения [см формулу (12.51)], Па; a_n b_n – размеры соответствующей банки в свету поперек и вдоль ряжа, м; d_{log} – диаметр бревен (поперечных стен), м; f_{st} – коэффициент внутреннего трения заполнения; G_z – полный вес 1 м длины всех элементов сооружения, расположенных выше рассматриваемого сечения, Н; f_{log} – коэффициент трения дерева по дереву; $\sum_o^n P_{x,z}$ – сумма горизонтальных сил, действующих на 1 м длины рассматриваемой части сооружения, Н.

Условие устойчивости на сдвиг между венцами в нижнем сечении под днищем выражается формулой:

$$\frac{\gamma_c \gamma_{c,I}}{\gamma_n} G f_{log} \geq \gamma_{cI} \sum P_x, \qquad (12.68)$$

где G – полный вес 1 м длины сооружения; P_x – равнодействующая всех горизонтальных сил, действующих на 1 м длины сооружения.

Для ряжей без днища устойчивость на сдвиг по каменной постели проверяют по общей формуле (12.67) при z=$H_{f,w}$, где $H_{f,w}$ – полная высота ряжа. В случае установки ряжа, заполненного камнем, непосредственно на грунт основания без каменной постели коэффициент трения его по основания можно принимать ориентировочно, руководствуясь следующими данными:

Мокрая супесь	**0,4**
Скала	**0,6**
Мокрая глина	**0,2**
Песок в воде	**0,35**

Вертикальные связи ряжа (сжимы и ерши) рассчитывают на полную силу всплытия. Сила всплытия 1 м длины стенки ряжа W_l, Н/м:

$$W_l = \frac{\pi d_{log}^2}{4}(\gamma_w - \gamma_{log})n, \qquad (12.69)$$

где d_{log} – диаметр бревна, м; γ_w – удельный вес морской воды, Н/м^3; γ_{log} – удельный вес дерева, Н/м^3; n – число венцов, расположенных выше днища ряжа.

Сила всплытия всех стен ряжа W, Н, в момент касания поверхности постели:

$$W = u\frac{\pi d_{log} h_w}{4}(\gamma_w - \gamma_{log}), \qquad (12.70)$$

где u – периметр наружных и внутренних стен, м; h_w – высота стен ряжа, погруженных в воду и расположенных выше днища, м.

Отсюда усилие в одном сжиме без учета ершей равно:

$$W_{com} = \frac{W}{n_{com}} = \frac{u}{n_{com}}\frac{\pi d_{log} h_w}{4}(\gamma_w - \gamma_{log}), \qquad (12.71)$$

где n_{com} – число сжимов в ряже.

Соответственно, усилие в одном ерше без учета сжимов W_n, Н:

$$W_n = W_l l_n = \frac{\pi d_{log} h_w}{4}(\gamma_w - \gamma_{log}) l_n, \qquad (12.72)$$

где l_n – расстояние между ершами.

Практически установлено, что отрывное усилие на один ерш из стали квадратного сечения 20х20 мм составляет 10^4 Н (1 тс), следовательно, можно легко определить минимальное расстояние между ершами в любом сечении по высоте ряжа.

Широкие молы. Часто оградительные сооружения, особенно в их корневой части, используют одновременно и в качестве причальных сооружений (рис. 12.41), что целесообразно экономически и удобно с точки зрения компоновки порта.

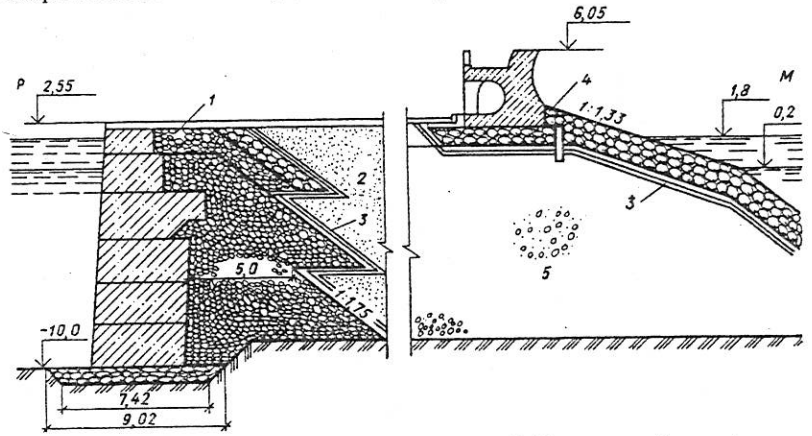


Рис. 12.41. Поперечное сечение старого мола шириной 80 м в порту Докар: 1 - каменная наброска; 2 - продукты землечерпания; 3 - обратный фильтр; 4 - крупный камень; 5 - карьерная мелочь

В зависимости от местных условий и технологических требований ширина и конструкция молов-причалов могут быть самыми различными. Ширина их может изменяться от 20 до 100 м и более. Со стороны моря может возводится либо гравитационная стенка, либо сооружение откосного профиля с бетонной плитой поверху и парапетом. Со стороны гавани причальные конструкции могут быть выполнены в виде свайной эстакады (Южный мол в Сочи), эстакады на сваях-оболочках (Восточный мол в Новорос-

сийске) или в виде гравитационной стенки с заполнением пространства между внутренней и наружной стенками камнем или песком (мол в Ялте, Северный мол в Сочи, нефтяной мол в Батуми).

Стенку со стороны гавани проектируют в соответствии с требованиями к причальным сооружениям (см. гл 15...18).

При проектировании стенки со стороны моря должны быть учтены особенности ее работы в составе причального сооружения. Если за стенкой имеется засыпка, то необходимо предусмотреть каменную разгрузочную призму, обратив при этом серьезное внимание на устройство обратного фильтра по всему контуру поперечного сечения призмы, так как в этом случае имеется повышенная опасность высасывания грунта из-за стенки.

При расчете морской стенки широкого мола в числе постоянно действующих внешних нагрузок необходимо учесть нагрузку от давления грунта засыпки. Наконец, при конструировании надстройки морской стенки следует предусмотреть защиту территории причала от переплеска воды при волнении.

§ 48. Конструкция и расчет оградительных сооружений свайного типа

Оградительные сооружения свайного типа просты по конструкции и имеют относительно невысокую стоимость. Наибольшее распространение получили оградительные сооружения двухрядной (рис. 12.42) и ячеистой (рис. 12.4, б) свайной конструкции. При устройстве сооружений этого типа к грунтам основания предъявляют менее жесткие требования, чем при устройстве гравитационных сооружений. Кроме того, в основании свайных сооружений не устраивают каменной постели и, как правило, не проводят его специальной подготовки. При необходимости защиты дна перед сооружением от размыва здесь отсыпают слой камня толщиной около 1 м и устраивают простейший обратный фильтр из карьерной мелочи.

Стенки молов (ограждение) могут быть выполнены из свай или шпунта. Для двухрядной конструкции наиболее часто применяют деревянные сваи и металлический шпунт зетового или корытного профиля, а для ячеистой конструкции – плоский металлический шпунт. Такое различие в профиле металлического шпунта обусловлено тем, что в первом случае он работает на изгиб, а во втором – только на растяжении в поперечном направлении. Железобетонные сваи и шпунт применяют редко, так как волновые нагрузки в сочетании с давлением материала заполнения вызывают переменные по значению и направлению усилия в шпунте, что создает тяжелые условия работы плоских железобетонных элементов.

Сваи в зависимости от мощности их сечения, давления засыпки и других условий можно забивать вертикально или наклонно. Устойчивость свайных конструкций указанных типов при действии горизонтальных нагрузок обеспечивается лишь после их заполнения грунтом или камнем.

Продолжительность строительства отдельных секций, успешно сопротивляющихся внешним нагрузкам, оказывается весьма значительной, что существенно ограничивает возможность применения свайных конструкций для оградительных сооружений, так как периоды тихой погоды в условиях открытых морских акваторий бывают обычно непродолжительными.

Для предотвращения размыва песчаных и супесчаных грунтов заполнения его прикрывают обратным фильтром, поверх которого затем возводят надстройку. При каменном заполнении обратный фильтр устраивают поверх грунта основания в пределах сооружения. В обоих случаях толщину обратного фильтра принимают не менее 0,5 м. Надстройку выполняют в виде монолитной плиты или из отдельных массивов (для двухрядной конструкции). Осадочные швы в надстройке двухрядных сооружений совмещают с поперечными диафрагмами. В плите или массивных надстройки во избежание их посадки на анкерные тяги или диафрагмы выбирают пазы или четверти. Иногда анкерные тяги помещают в деревянные короба, высоту которых принимают равной ожидаемой осадке заполнения. При ячеистых конструкциях надводную стенку выполняют без нависания над входящими углами во избежание сильных ударов волн снизу на плиту.

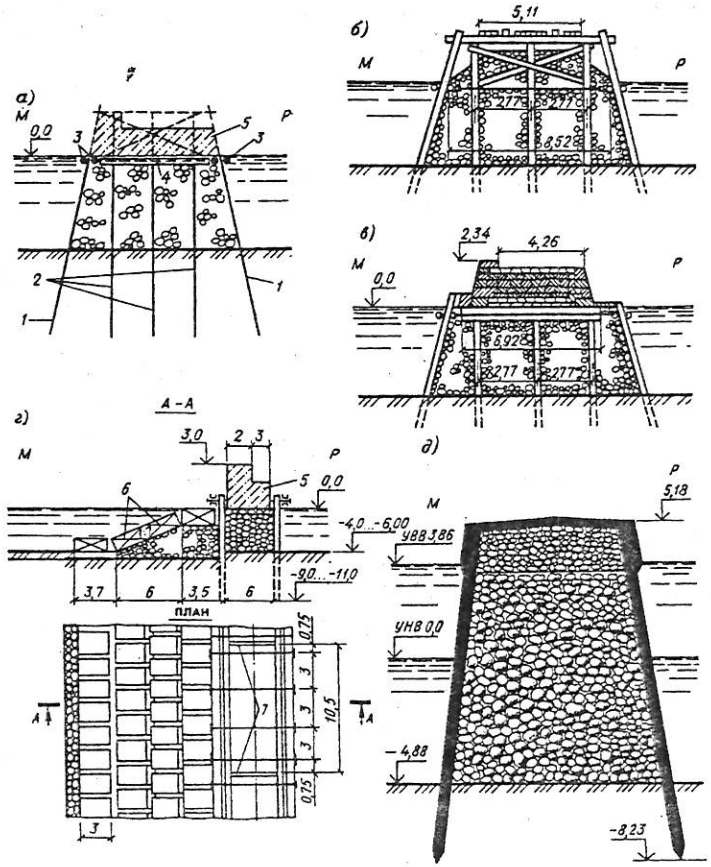


Рис. 12.42. Оградительные сооружения двухрядной свайной конструкции: а - схема мола из деревянных свай; б - свайный мол в порту Мариуполь (первоначальный профиль); в - то же, окончательный профиль (после смены сгнившей верхней части); г - мол из металлического шпунта корытного профиля; д - мол из железобетонного шпунта; 1 - сплошные ряды свай; 2 - одиночные сваи; 3 - распределительные балки; 4 - анкерные тяги; 5 - бетонная надстройка; 6 - защитные массивы 3х2х1,5 м; 7 - диафрагмы

Если свайное сооружение выполняют без надстройки и по всей высоте оно имеет одинаковую конструкцию, то для предохранения заполнения от размыва поверх него укладывают защитные бетонные плиты. Во всех случаях между бетонными покрытием и ограждением должны быть оставлены зазоры 0,2...0,3 м, которые после осадки заполнения заделывают бетоном.

Для предварительного назначения ширины сооружения его рассматривают как абсолютно жесткое тело, что в какой-то степени правомерно при распределенной высоте нагрузки, наблюдающихся при волновом давлении. Затем предполагают, что сооружение сдвигается без поворота по наиболее опасному горизонтальному сечению: либо по линии дна при однородных грунтах основания, либо по прослойке слабого грунта в пределах глубины забивки элементов ограждения (естественно, при наличии такой прослойки). Сопротивлением свай излому и пассивным давлением грунта (см. рис. 12.45) пренебрегают, что идет в запас. Тогда условие устойчивости на сдвиг записывается в виде:

$$\gamma_{cl}\gamma_n G_y \operatorname{tg}\varphi_{gr,b} \geq \gamma_c \gamma_{c,l} \sum p_x \ , \qquad (12.73)$$

где $\gamma_{c,l}$, γ_c γ_{lc}, γ_n – коэффициенты, соответственно, сочетания, условий работы и надежности (см. гл 10); G_y – вес части сооружения, лежащей выше опасного сечения, Н, зависящий от ширины В; $\varphi_{gr,b}$ – угол внутреннего трения грунта основания или слабого грунта прослойки; Σp_x – сумма всех горизонтальных сил, Н, действующих на сооружение выше опасного сечения, в том числе и активного давления грунта основания E_{ah}.

В случае ячеистых конструкций определяют условную ширину сооружения B_{cond}, равную для цилиндрического типа сооружения 0,9Д, где Д – диаметр ячейки, а для сегментного типа сооружения 0,95В, где В – ширина сооружения (см. рис. 12.46).

Оградительные сооружения двухрядной конструкции состоят в общем случае из двух рядов свайного или шпунтового ограждения, диафрагм, заполнения, распределительных балок, анкерных тяг, дренажных устройств и надстройки.

Диафрагмы выполняют из тех же элементов, что и ограждение; они представляют собой поперечные стенки, располагаемые через 10...30 м по длине сооружения. Диафрагмы закрепляют временными тягами, обеспечивающими их устойчивость до заполнения двух смежных секций. Иногда между ограждениями забивают сваи, поддерживающие подмостки, по которым перемещаются копер и транспорт с камнем или грунтом, если проектом производства работ предусматривается подобная технология строительства. Эти эстакады остаются в теле сооружения, сообщая ему дополнительную жесткость, что в расчете не учитывается.

Распределительные балки служат для более равномерного распределения анкерного усилия по длине сооружения; их выполняют из швеллеров, двутавров, бревен или брусьев и размещают на отметке уровня воды с обеспеченностью не менее 90%. Деревянные балки обязательно следует расположить ниже уровня гниения. Анкерные тяги могут быть выполнены из круглой или квадратной стали, иногда из стали фасонного профиля.

Если сооружение возводится из шпунта, то при больших колебаниях уровня целесообразно предусмотреть в его теле, в зоне среднего уровня, непосредственно у стенок, дренаж в виде каменных призм с обратным фильтром. Спуски для дренированной воды выполняют из обрезков стальных труб, устанавливаемых между анкерными тягами через 8...10 м по длине сооружения.

Несмотря на то, что двухрядные свайные конструкции применяют в портостроении очень давно, точных методов расчета общей устойчивости конструкции, а также прочности ограждения (стенок) и других ее элементов не существует. В практике проектирования используются приближенные расчеты. Расчет рассматриваемой конструкции кроме определения ширины сооружения, предполагает вычисление глубины забивки элементов ограждения – свай или шпунта, площади их поперечного сечения, а также сечений анкерных тяг, распределительных балок и других элементов. Определив по формуле (12.73) ширину сооружения, следует подобрать наименьшую глубину забивки и толщину стенок ограждения, для чего можно воспользоваться приближенным методом расчета, предложенным проф. В.С. Христофоровым с группой соавторов. На основании исследований авторы пришли к выводу, что требуемые условия удовлетворяются, если усилия в стенках, возникающие при горизонтальной нагрузке, не превышают усилия от вертикальных эксплуатационных нагрузок. В связи с этим стенку с морской стороны рассчитывают на вертикальную нагрузку при подходе впадины волны по методу упругой линии (см. гл. 17). Активное давление засыпки вычисляется по формулам механики грунтов с учетом экранирующего действия задней стенки [см. формулу (12.50)].

Нагрузку на поверхности засыпки следует принимать равной 20 кПа. При использовании оградительного сооружения в качестве причала ее принимают равной 40 кПа. Пассивное давление грунта рекомендуется вычислять по формулам теории предельного равновесия.

Вследствие податливости стенки происходит перераспределение активного давления грунта на нее, и действительная эпюра давления, как показывают многочисленные эксперименты, отличается от классической, что объясняется увеличением коэффициента внутреннего трения грунта с возрастанием относительных смещений его слоев. На уровне анкера, где подвижки малы, давление увеличивается, а в пролете, где наблюдается максимальный прогиб стенки, давление падает (рис. 12.43). Влияние такого перераспределения давления на усилия в элементах конструкции (изгибающие моменты в стенке и усилия в анкере) предполагается учитывать при вычислении их расчетных значений путем введения соответствующих коэффициентов к величинам, полученным, исходя из классической эпюры активного давления грунта.

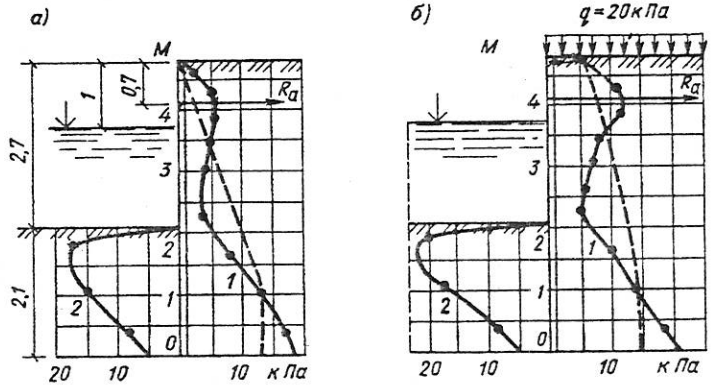


Рис. 12.43. Эпюры активного 1 и пассивного 2 давлений грунта на гибкие стенки без пригрузки (а) и с пригрузкой (б)

экспериментальные эпюры; - - - - расчетные эпюры

На горизонтальную нагрузку рекомендуется произвести только проверку полученных значений глубины забивки и площади сечения стенок. При этом предполагается, что сдвиг грунта засыпки происходят по горизонтальным плоскостям и сопротивление сдвигу по этим плоскостям принимается равным:

$$e_1 = \gamma_1 B \operatorname{tg}\varphi_{d,up} .$$

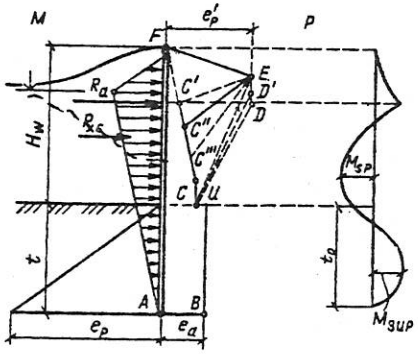


Рис. 12.44. Расчетная эпюра реактивного давления грунта на переднюю стенку и последовательность ее построения

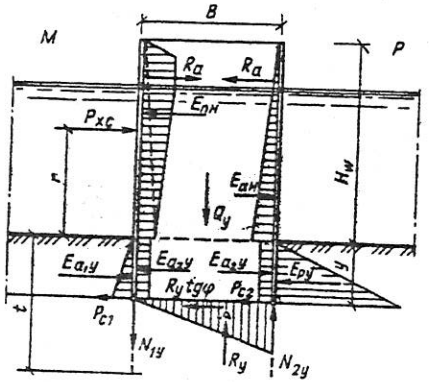


Рис. 12.45. Схема расчета на сдвиг и поворот сооружения свайной двухрядной конструкции: N_{1g}, N_{2g} - силы сопротивления части стенок ограждения ниже опасного сечения выдергиванию и вдавливанию; P_{c1}, P_{c2} - силы сопротивления срезу; R_y - реакция основания ($R_y=Q_y+N_{1y}-N_{2y}$)

Выше точки приложения анкерного усилия R_a сопротивление грунта не может быть больше пассивного давления $e_{p,\,up}$, а на уровне дна, по опытным данным, давление равно активному давлению засыпки $e_{d,\,up}$. В связи с этим эпюра предельного давления грунта на переднюю стенку при горизонтальной нагрузке имеет вид, изображенный на рис. 12.44. Путем последовательного изменения эпюры предельного сопротивления грунта (FEC'CUBA, FEC''CUBA,...FEДCUBA) добиваются замыкания эпюры моментов. Если при этом расчетное заглубление ограждения $t_0<t$, и максимальный момент оказывается меньше, чем при расчете на вертикальную нагрузку, то принятая ширина сооружения считается достаточной. В противном случае ширину сооружения следует увеличить, и расчет повторить.

Потеря общей устойчивости сооружения двухрядной свайной конструкции может произойти в результате скольжения в плоскости наиболее опасного сечения или вследствие выдергивания шпунта (или свай) (рис. 12.45). В первом случае сооружение проверяют на сдвиг с учетом активного и пассивного бокового давления грунта основания и сопротивления свай или шпунта излому; предельное реактивное давление грунта по подошве сооружения принимают распределенным по треугольнику в соответствии с данными опытов. Сопротивление свай выдергиванию проверяют расчетом сооружения на поворот вокруг центра подошвы в уровне опасного сечения.

Оградительные сооружения ячеистой конструкции могут быть цилиндрического типа, состоящие из цилиндрических ячеек и козырьков, перекрывающих пространство между ячейками, и сегментного типа, в которых стенки очерчены по цилиндрическим сегментам и стянуты поперечными диафрагмами (рис. 12.46).

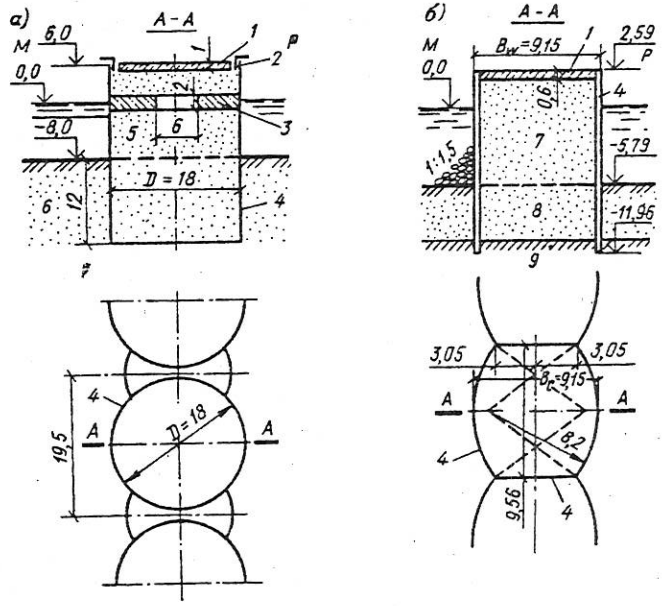


Рис. 12.46. Оградительные сооружения ячеистой свайной конструкции:
а - цилиндрического типа; б - сегментного типа (Ферпорт, США); 1 - железобетонное покрытие; 2 - уголок жесткости; 3 - диафрагма; 4 - шпунтовое ограждение; 5 - песок $\varphi = 20^0$; 6 - песок $\varphi = 15^0$; 7 - песок среднезернистый; 8 - крупный песок; 9 - плотная глина

В оградительных сооружения наиболее часто применяют ячеистые конструкции цилиндрического типа, обладающие рядом преимуществ. Засыпку грунта в межшпунтовые пространства в ячеистых конструкциях цилиндрического типа можно вести сразу на полную высоту ячейки, что обуславливает минимальные сроки возведения отдельной части сооружения, устойчивой против действия внешних нагрузок. При сооружениях сегментного типа грунтом заполняют сразу несколько ячеек. Разность отметки верха засыпки в смежных ячейках не должна превышать 1...2 м во избежание повреждения поперечных диафрагм, не рассчитанных на боковую нагрузку. При этом способе работ сроки возведения сооружения увеличиваются, и до конца строительства оно остается под угрозой возможного разрушения.

Указанные особенности конструкций сегментного типа приводят к тому, что разрушение сооружения может наступить не только при шторме в период его строительства, но и при случайном нарушении замкового соединения шпунта как в процессе строительства, так и во время эксплуатации. В ячеистой конструкции цилиндрического типа при подобных обстоятельствах разрушается только одна ячейка, а сооружение в целом остается неповрежденным.

При выборе типа ячеистой конструкции следует иметь в виду, что с увеличением диаметра цилиндрической ячейки резко возрастают усилия в замках, чего не наблюдается при уширении сегментной ячейки.

При проектировании оградительных сооружений ячеистой конструкции наряду с общими положениями, касающимися шпунтовых конструкций, необходимо учитывать также следующие рекомендации:

1) радиус козырьков в конструкциях цилиндрического типа не должен быть более радиуса ячейки;

2) козырьки должны примыкать к ячейке под углом 90^0 к касательной, проходящей через точку примыкания;

3) примыкание и пересечение шпунтовых стенок осуществляется с помощью сварных фасонных шпунтин различных типов или шпунтин специального проката;

4) радиус и ширину ячейки (между диафрагмами) конструкции сегментного типа принимают из условия прочности замковых соединений; при одинаковых радиусе сегмента и расстоянии между диафрагмами усилия в пересекающихся элементах будут равными, что позволит применить шпунт одного и того же сечения;

5) для восприятия ледовой нагрузки на среднем уровне ледостава внутри ячейки устраивают железобетонную плиту с вырезом (см. рис. 12.46, а). Толщину плиты определяют расчетом (ориентировочная толщина 1,5...2 м);

6) для повышения жесткости конструкции и лучшего распределения по ее ширине сосредоточенных нагрузок шпунтовые ограждения по верху окаймляют уголком.

Для предварительного определения размеров сооружений ячеистой конструкции ранее пользовались методом расчета, предложенным М.Э. Плакидой, который рассматривал ячейку как абсолютно жесткое тело, поворачивающееся под действием горизонтальной нагрузки. Однако исследования показали, что ячеистая конструкция может работать как монолитное сооружение только в том случае, если связи внутри засыпки будут значительно прочнее, чем в основании, т.е. когда модуль деформации грунта засыпки больше модуля деформации основания, а внутри засыпки не образуется плоскостей сдвига. В этом случае потеря устойчивости стенки произведет вследствие сдвига по основанию, как указывалось ранее, или в результате разрушения самого основания.

При существующих соотношениях ширины и высоты ячеистых сооружений трудно подобрать такой грунт засыпки, при котором наблюдалось бы деформация указанного характера. Более вероятно, что разрушение ячейки произойдет в результате ее перекоса вследствие сдвига материала засыпки по горизонтальным и вертикальным плоскостям. В литературе доказывается, что сдвиг грунта заполнения ячейки по горизонтальным плоскостям произойти не может и принимается, что он происходит по вертикальным плоскостям*.

С учетом этого положения Б.Н. Жемочкин предложил метод расчета ячеистой перемычки сегментного типа на устойчивость в вертикальной плоскости. Позднее применительно к ячеистым конструкциям цилиндрического типа этот метод дополнила и развила В.И. Титова.

При расчете устойчивости ячеистой конструкции на сдвиг по вертикальной плоскости предполагается, что сооружение находится в состоянии предельного равновесия,

* По опытам, проведенным в МИСИ, сдвиг материала засыпки происходит по наклонной относительно вертикали плоскости

и при перекосе ячейки в вертикальной плоскости сдвига развиваются силы трения T_1 (рис. 12.47, а). По аналогии с изгибом стержней сдвиг произойдет по средней плоскости, где касательные напряжения максимальные. При действии горизонтальной нагрузки эпюра напряжений в горизонтальной плоскости имеет форму трапеции (рис. 12.47, б), и при повороте ячейки около средней точки подошвы О возникает пара реактивных сил S, противодействующих перекосу (рис. 12.47, в). В этом же направлении проявляется действие сил трения грунта T_2 по внутренней поверхности ячейки.

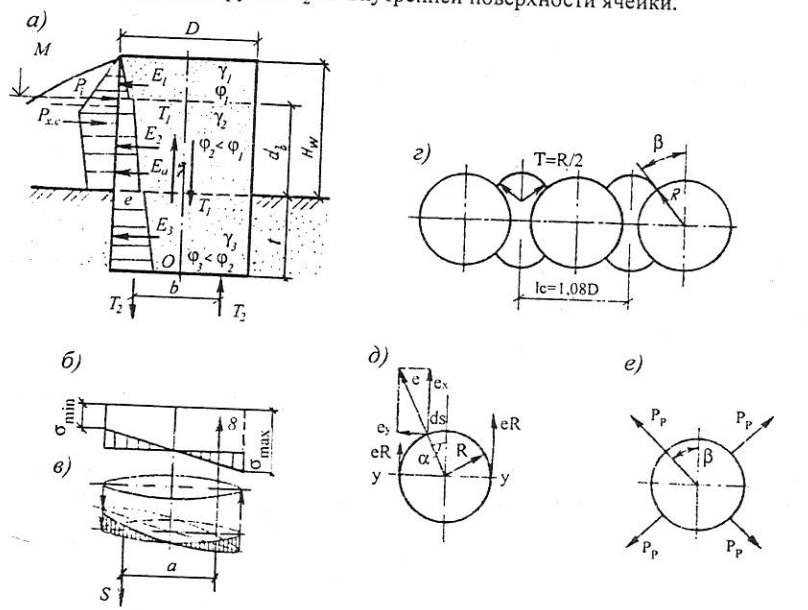


Рис. 12.47. Расчетная схема на сдвиг по вертикальной плоскости волнолома ячеистой конструкции

Поскольку в оградительных сооружениях в период строительства ячейка может работать самостоятельно, влияние грунта засыпки за козырьком в расчете не учитывается; не учитывается также давление грунта основания на наружную поверхность шпунта, неравномерность в распределении сил трения в поперечном сечении, усилия в кольце и др.

Устойчивость и прочность ячеистой конструкции обуславливаются, главным образом, распором материала засыпки, от которого зависят удерживающие силы в ячейке – силы трения в замках шпунтин, в засыпке и по контакту засыпки со шпунтом. С уменьшением распора материала засыпки уменьшаются устойчивость ячейки и усилия в замках. В связи с этим при расчете устойчивости ячейки следует принимать наименьшее из возможных значений распора, а при расчете замковых соединений, наоборот, наибольшие. Очевидно, что давление материала засыпки на единицу длины ограждения ячейки, очерченного в плане по окружности (или по другой какой-либо кривой), будет меньше, чем для прямолинейной стенки, так как объем призмы обрушения в первом случае будет всегда меньше. В соответствии с этим В.И. Титова в первом приближении

предлагает давление грунта засыпки на криволинейную поверхность шпунтового ограждения вычислять по формуле:

$$E_{cr} = \eta E_{ah}, \qquad (12.74)$$

где η – коэффициент, зависящий от угла внутреннего трения материала засыпки $\varphi_{d,up}$ и отношения свободной высоты стенки к радиусу ячейки H_w/R; E_{ah} – равнодействующая давления грунта по Кулону на единицу длины прямолинейной стенки по всей ее высоте.

Для угла внутреннего трения $\varphi_{d,up}$=25...30° В.И. Титовой составлен график $\eta = f(H_w/R)$, из которого следует, что изменение η при указанных значениях $\varphi_{d,up}$ находится в пределах точности расчета. Учитывая приближенность всего расчета, целесообразно пользоваться средним значением $\varphi_{d,up}$ для $\varphi_{d,up}$=30° (рис. 12.48). Зная распор, можно найти значения сил, действующих на оболочку.

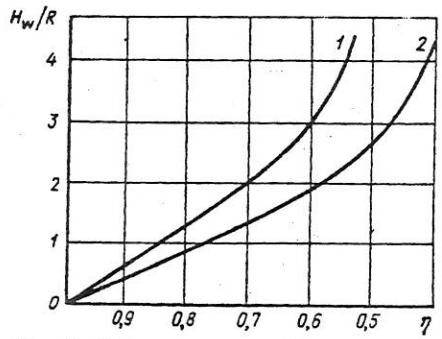


Рис. 12.48. Зависимость коэффициента η от H_w/R для определения полного давления грунта на криволинейную стенку Ecr (1) и интенсивности давления e_{cr} (2)

Сила трения T_1, действующая в средней плоскости, равна сумме сил:

$$T_1 = T_1' + T_1'', \qquad (12.75)$$

где T_1' – сила трения в грунте, равная $E_{cr}Д\operatorname{tg}\varphi_{d,up}$ – сила трения в замках шпунта, расположенных в средней плоскости, равная $E_{cr}Дf$ (здесь Д – диаметр ячейки); $\varphi_{d,up}$ – угол внутреннего трения материала засыпки; f – коэффициент трения в замках шпунта, принимаемый равным 0,4.

При перекосе ячейки возникают силы трения грунта о шпунт T_2, которые образуют пару с плечом b=1,274R. Значение T_2 определяют по формуле:

$$T_2 = E_{cr}\frac{\pi Д}{2}\operatorname{tg}\varphi_c, \qquad (12.76)$$

где угол φ_s – угол трения грунта по металлическому шпунту (табл. 12.4).

Таблица 12.4

Угол трения грунта по металлическому шпунт

Грунт	Угол трения φ_s, град.	Коэф. трения $\operatorname{tg}\varphi_s$
Песок:		
Влажный	22	0,4
насыщенный водой	12	0,25
Глина:		
твердая с небольшой влажностью (10-15%)	19	0,35
мягкопластичной консистенции	7	0,12
влажная твердой консистенции	14	0,25
Ил	4	0,07

Проектируя все силы на вертикальную ось, находят силу:

$$S = T_1 - T_2 \qquad (12.77)$$

Плечо пары сил S будет равно a = 1,178R.

Удерживающий момент определяется по формуле:

$$M_r = Sa + T_2 b. \qquad (12.78)$$

Подставляя в формулу (12.78) соответствующие значения T_1, T_2, a и b, после преобразований получим:

$$M_r = 0{,}59E_{cr}Д^2(\operatorname{tg}\varphi_{d,up} + f + 0{,}04\pi\operatorname{tg}\varphi_s). \qquad (12.79)$$

Если основание представлено слабыми грунтами, трением их о шпунт можно пренебречь и тогда:

$$M_r = 0{,}59E_{cr}Д^2(\operatorname{tg}\varphi_{d,up} + f). \qquad (12.80)$$

При наличии скалы, залегающей на небольшой глубине от поверхности дна, можно пренебречь сопротивлением шпунта выдергиванию со стороны моря:

$$M_r = 0{,}59E_{cz}Д^2(\operatorname{tg}\varphi + f + 0{,}02\pi\operatorname{tg}\varphi). \qquad (12.81)$$

Устойчивость сооружения оценивается отношением:

$$\gamma_{lc}\gamma_n M_t \le \gamma_c, \gamma_{c,l}, M_r, \qquad (12.82)$$

где γ_{lc}, γ_c, γ_n– коэффициенты сочетания условий работы при опрокидывании и надежности (см. гл. 10); M_t – опрокидывающий момент от внешних нагрузок, например, от волнового давления или ледовой нагрузки.

Расчет прочности шпунта сводится к сравнению минимально допустимых усилий в замках шпунта p_{min} с действительными разрывающими усилиями p_{gap}, отнесенными к единице высоты ячейки

$$\gamma_{lc}\gamma_n p_{gap} \le \gamma_c\gamma_{c,l}p_{min}, \qquad (12.83)$$

где γ_c – коэффициент условий работы при разрыве замков шпунта.

Разрывающее усилие p_{gap} определяется в сечении, где интенсивность давления будет наибольшей, например, у дна при отсутствии сосредоточенной силы (давление льда, навала судна и т. д.) или на уровне ее приложения. Суммарное разрывающее усилие на единицу высоты стенки p_{gap}, Н/м равно:

$$p_{gap} = p_{g.up} + p_{g,p} + p_{g,f}, \qquad (12.84)$$

где $p_{g,up}$ – разрывающее усилие от бокового давления грунта засыпки, Н/м; $p_{g.p}$ – то же, от давления грунта на козырек, передаваемого через узловую шпунтницу, Н/м; $p_{g,f}$ – то же, от сосредоточенной силы, Н/м.

Легко показать, что усилие в замках от давления грунта (рис. 12.47, г) равно

$$p_{g.up} = eR, \qquad (12.85)$$

где e – интенсивность давления грунта засыпки на шпунт, вычисляемая по Кулону как для прямолинейной стенки.

Усилие, передаваемое от давления грунта на козырек, равно:

$$p_{g,p} = e_{cr}r\cos\beta, \qquad (12.86)$$

где e_{cr} – интенсивность давления грунта засыпки на козырек, вычисляемая с учетом его кривизны; r – радиус козырька; β – угол между направлением действия усилия $p_{g.p}$ и перпендикуляром к продольной оси сооружения (рис. 12.47, д).

Сосредоточенную силу принимают распределенной по высоте сооружения на 3...4 м и приложенной по длине сооружения на участке l_s (рис. 12.47,е). Тогда при $p_i = l_{spi}$

$$p_{g,f} = (0{,}25...0{,}3)p_i \qquad (12.87)$$

Для шпунта, изготовляемого в России, p_{min}= 3МН/м.

Оградительные сооружения из свай-оболочек. Сваи-оболочки широко применяют при сооружении причалов как в нашей стране, так и за рубежом (см гл 18). При строительстве оградительных сооружений их применяют реже.

В США в порту Пост Кристиана (Мексиканский залив) и на озере Пончартрейн (около Нового Орлеана) построены два волнолома из свай-оболочек диаметром 1,35м со стенками толщиной 0,1 м (рис. 12.49). Волнолом выведен до глубины 3,6 м, где высота волны составляет 2,4 м. Максимальные горизонтальные нагрузки на сваи-оболочки, погруженные в грунт на 6 м, равны 76 кН, вертикальная нагрузка 180 кН; предельная несущая способность оболочки 510 кН. Сваи-оболочки погружены с зазорами 15 см, которые перекрыты деревянными брусьями, стянутыми оцинкованными болтами. Оболочки засыпаны песком на всю высоту и перекрыты плитой верхнего строения. Через оставленные в надстройке отверстия сваи-оболочки заполнены на 0,75 м бетоном, что обеспечивает надежную связь верхнего строения со сваей-оболочкой.

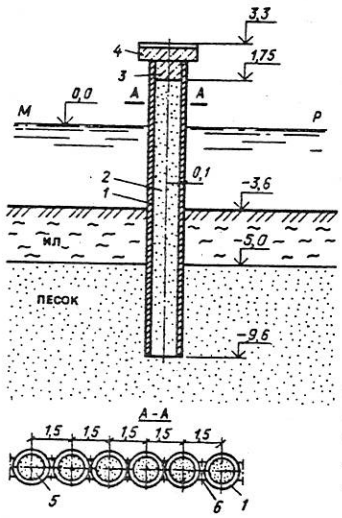


Рис. 12.49. Мол из свай-оболочек в порту Пост Кристиана (США):
1 - железобетонная свая-оболочка диаметром 1,35 м; 2 - песок засыпки; 3 - бетонная пробка; 4 - надстройка; 5 - уплотнение; 6 - стяжной болт

В порту Зуетине (Ливия) на глубинах 7,5...9 м построены оградительные сооружения – Северный и Западный волноломы – в виде двухрядной конструкции из предварительно напряженных железобетонных свай-оболочек диаметром 1,37 м со стенкой толщиной 0,127 см (рис. 12.50). Расстояние между рядами свай-оболочек Западного волнолома 12,2 м, Северного волнолома 18,3 м. Сваи-оболочки погружались в песчаный грунт на глубину примерно 10,5 м и с зазорами 30 см, перекрываемыми железобетонными клинообразными элементами, которые забивали со стороны каменной наброски на 3 м ниже уровня дна. Поверху сваи-оболочки связанны железобетонными насадками и оба ряда свай-оболочек соединены сборными железобетонными балками-связями (см. рис. 12.50, б). Верхнее покрытие волнолома образованно сборными, предварительно напряженными плитами.

Сооружения в Зуетине представляют собой довольно жесткую конструкцию, способную выдержать большую волновую нагрузку. Применение сборных элементов, изготовляемых в заводских условиях, позволило запроектировать и построить все сооружение (два волнолома общей длиной 519 м, эстакаду длиной 891 м и причал) в течение 1 года, т. е. в очень короткий срок. При однорядной конструкции усилия в сваях-оболочках определяют как в элементах незаанкерованного больверка конечной жесткости от воздействия волновой и ледовой нагрузок. В случае двухрядной конструкции сваи-оболочки рассматривают как элементы заанкерованного больверка конечной жесткости, которой можно рассчитать, например, по методу Гипроречтранса или в первом приближении по способу, изложенному для двухрядной свайной конструкции. Кроме того, сваи-оболочки

должны рассчитываться на динамические нагрузки, возникающие во время их забивки или вибропогружения в грунт.

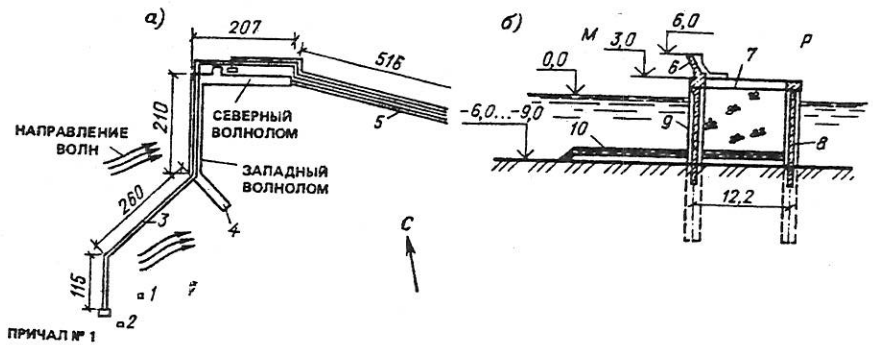


Рис. 12.50. Оградительные сооружения из двух рядов свай-оболочек в порту Зуетине (Ливия): а - план порта; б - поперечное сечение западного волнолома; 1 - причальный пал на глубине 12 м; 2 - отбойный пал; 3 - эстакада для подачи сжиженного газа на причал; 4 - удлинение западного волнолома 102 м; 5 - эстакада, соединяющая волноломы с берегом; 6 - волноотбойная стенка-парапет; 7 - железобетонная балка, связывающая оба ряда свай; 8 - бетонное заполнение; 9 - предварительно напряженные железобетонные сваи-оболочки диаметром 137 см; 10 - каменная наброска

Для повышения долговечности железобетонных свай-оболочек, как и других железобетонных конструкций, необходимо предусмотреть меры по предохранению их от повреждения при изготовлении, транспортировке и погружении в грунт, а также обеспечить надежную защиту бетона и арматуры от коррозии. При наличии льда следует принять меры против возможного повреждения им тонких стенок свай-оболочек.

В последнее время при строительстве оградительных сооружений начали с успехом применять стальные трубчатые сваи, в частности, при наличии слабых грунтов в основании. При этом мол или волнолом выполняют в виде сквозной конструкции с экраном до дна (рис. 12.51) или с частично заглубленными под уровень воды экраном (см. гл. 14). Обычно такой мол совмещают с причалом. Эти сооружения рассчитывают как сквозные с высоким свайным ростверком (см. гл. 18) на горизонтальные нагрузки от воздействия волнения*. Если рассчитывают мол-причал, то к указанным нагрузкам добавляют вертикальные эксплуатационные нагрузки и горизонтальные нагрузки от навала судна и швартовых усилий.

Если во время волнения ветер дует с моря (наиболее вероятный случай), то мол следует рассчитывать на равнодействующую волновой нагрузке при подходе гребня волны и швартовых усилий. При воздействии на мол волн зыби и ветре со стороны гавани расчетным случаем будет подход к молу впадины волны и навал судна на мол.

Нагрузки от волнового давления при экране до дна определяют подобно изложенному выше, при частично заглубленном экране нагрузки следует вычислять в соответствии с рекомендациями гл. 14.

При стоячих волнах нагрузки от волнения при рассматриваемой конструкции волнолома (или мола) можно принимать приложенным статистически. При разбитых и

* Молы и волноломы сквозной конструкции при наличии льда применять нецелесообразно

прибойных волнах сооружение необходимо рассчитывать на воздействие динамических нагрузок или в первом приближении на эквивалентные статистические.

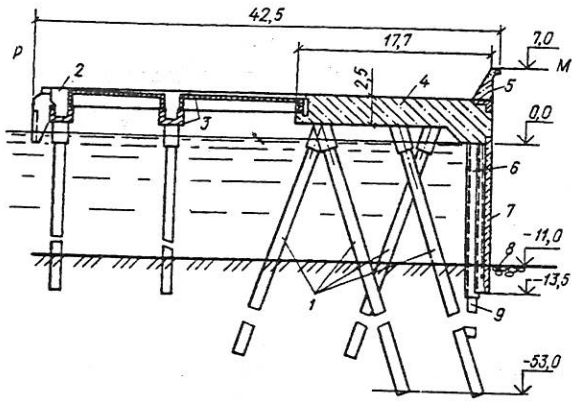


Рис. 12.51. Мол-причал на стальных трубчатых сваях с передним экраном в порту Манфредония (Италия): 1 - наклонные стальные трубчатые сваи диаметром 106,7 см; 2 - монолитный бетон; 3 - сборные элементы настила; 4 - монолитная железобетонная плита настила; 5 - сборный железобетонный парапет; 6 - стальной каркас-шаблон; 7 - сборные железобетонные элементы защитной стенки; 8 - укрепление дна булыжником; 9 - вертикальные стальные трубчатые сваи диаметром 121,9 см

Если оградительные сооружения не предполагается использовать в качестве причалов, то конструкция их с использованием трубчатых (или другого достаточно мощного поперечного сечения) стальных свай сильно упрощается. В этом случае оградительное сооружение представляет собой наклонный или вертикальный сплошной ряд свай или колонн-оболочек со стороны моря, опирающихся на наклонные сваи, забитые со стороны акватории с шагом, определяемым расчетом. Головы свай омоноличивают шапочным брусом. Если в основании залегают слабые грунты, то с целью их консолидации отсыпается песчаная подушка и поверх нее – каменная призма (рис. 12.52).

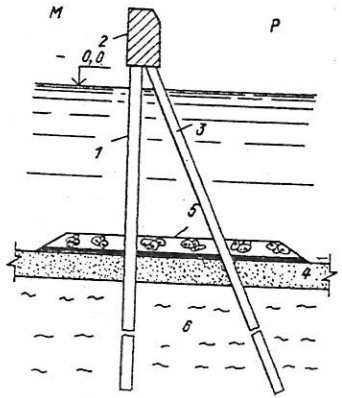


Рис. 12.52. Мол свайной конструкции на слабых глинистых грунтах: 1 - сплошной ряд свай-оболочек; 2 - оголовок; 3 - наклонные сваи с шагом l; 4 - песчаная подушка; 5 - каменная призма; 6 - ил

§ 49. Головы оградительных сооружений вертикального профиля и сопряжение молов с берегом

Голова оградительного сооружения располагается на наибольшей относительно всего сооружения глубине и подвергается одновременному воздействию волнения как

со стороны моря, так и со стороны гавани. При этом волновые нагрузки будут более значительными, чем для основной части сооружения, так как высота волны обычно уменьшается по длине сооружения и, кроме того, вследствие дифракции волн вокруг головы в момент подхода со стороны моря гребня волны голова со стороны гавани может оказаться в пределах впадины волны.

Головы молов и волноломов могут иметь различное очертание в плане (рис. 12.53, а-и). Из условия обтекания наиболее удачным очертанием головы в плане считается круглое. Такое очертание имеют молы в Новороссийске, Лиепае, Гавре и других портах. Однако при этом осложняется производство работ, так как требуется изготовление и установка фасонных элементов (массивов).

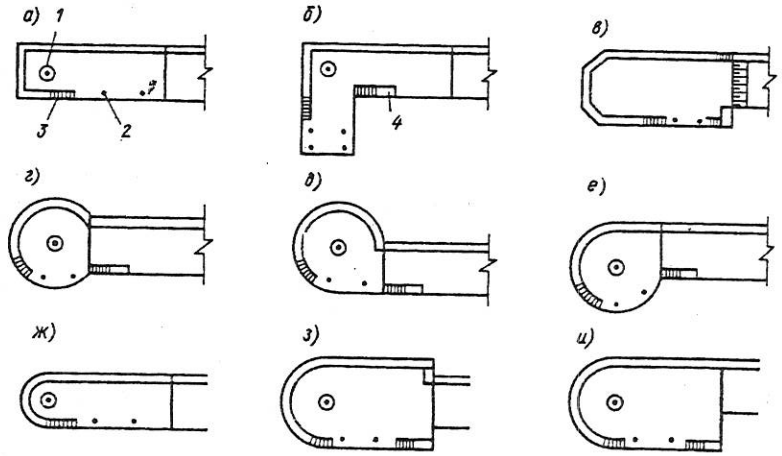


Рис. 12.53. Форма голов оградительных сооружений в плане: 1 - портовый огонь; 2 - швартовные тумбы; 3 - лестницы; 4 - причал

Иногда головы молов и волноломов имеют прямоугольную форму, например, в Туапсе, Сочи, Варне, но при таком решении возникает опасность повреждения углов головы плавающими телами.

Отклонение головы мола или волнолома в сторону моря (рис. 12.53, г, д, з) улучшает условия входа в порт, так как отражаемые волны распространяются за пределами ворот порта, но в этом случае образуется входящий угол со стороны моря, что вызывает местное повышение волнового давления на сооружение.

Для защиты швартующихся у мола судов голову мола иногда развивают в сторону гавани (рис. 12.53, б). Подобную форму имеют головы молов в Ялте, нефтегавани Шесхарис.

Практика показала, что наиболее рациональна прямоугольная форма головы молов со скошенными углами и уширением в сторону порта (рис. 12.53, в). Для уменьшения отражения волн от стенки при таком варианте можно осуществить выступающую из воды наброску массивов с внешней стороны головного участка оградительного сооружения.

Повышение прочности и устойчивости головы в сооружениях гравитационного типа достигается увеличением на 30...40% ее ширины относительно ширины мола или волнолома. В сооружениях свайной конструкции для возведения головы мола часто ис-

пользуют более мощные конструкции, например, при деревянных сваях – ряжевые, иногда также большей ширины, чем мол (порт Мариуполь).

В некоторых случаях для головных участков применяют специальные конструкции. Например, в Гавре голова мола выполнена из кессона шириной 16 и длиной 58 м, тогда как мол представляет собой стенку из каменной кладки шириной 8,5 м. При строительстве стенки из массивов-гигантов голову мола сооружают из тех же массивов, разворачивая их на 90^0. При массивовой кладке голову делают такой же по конструкции, но более широкой, и массивы укладывают с учетом новой ширины и с перевязкой швов в трех направлениях.

Голову мола отделяют от основной части сооружения деформационно-осадочным швом. Уширение головного участка оградительных сооружений диктуется также необходимостью размещения на нем портовых огней, служебных помещений, причалов для служебных катеров и т. д. Голова мола для защиты от всплесков имеет, как правило, с трех сторон парапет, который сопрягается лестницей с плитой надстройки. Толщина плиты надстройки у головы обычно больше, чем у сооружения, на 1...1,5 м. Длину головы мола рекомендуется принимать равной двукратной его ширине. Ширина бермы вдоль головы мола должна быть увеличена, а откосы постели сделаны более пологими. Берменные массивы укладывают как со стороны моря, так и со стороны гавани.

Для уменьшения опасности навала судов стены головы мола должны быть вертикальными при любой конструкции основной части сооружения, в том числе и при откосном профиле. Ступенчатая кладка стен головы крайне нежелательна. Глубину над бермой с учетом берменных массивов иногда назначают больше расчетной осадки судов. В связи с этим голову сооружения часто устраивают на втопленной постели.

Голову мола рассчитывают как единый блок на воздействие наибольшей волновой или ледовой нагрузки. Волновую нагрузку на голову определяют с учетом дифракции волны вокруг головы. В первом приближении высоту дифрагированной волны по длине головы можно определять как для одиночного мола [30, 37].

На выбор конструкции корневой части мола влияют рельеф и грунты дна, тип берега, сила волнения, движение и характер наносов, а также конструкция основной части мола. Часто корневую часть мола выполняют той же конструкции, что и основное сооружение.

Если мол выполнен из массивной кладки при отмелом побережье, массивы в коренную часть укладывают сухопутным краном. При конструкции мола из массивов-гигантов устраивают специальную прорезь для возможности их установки. При скальном основании корневые участки мола в подводной части устраивают из бетона в мешках с бетонной надстройкой (рис. 12.54, а). Очень часто при любой конструкции мола корневую часть выполняют в виде двухрядной свайной конструкции из железобетонных (Южный мол в Сочи) или деревянных (молы в Балтийске) свай с каменным заполнением; иногда применяют сваи из некондиционных труб (молы в Ильичевске); корневая часть мола может быть выполнена из металлического шпунта, что особенно целесообразно при такой же конструкции основной части мола (рис. 12.54, б).

Иногда корневую часть мола выполняют в виде каменной наброски с мощной бетонной плитой поверху и бетонными плитами на откосах (рис. 12.54, в). Такие конструкции корневой части применены в порту в Камышовой бухте, в нефтегавани Шесхарис.

При проектировании корневой части следует иметь в виду, что песчаные наносы могут проникать через каменное заполнение между ограждением из частокола на акваторию порта; при галечных наносах наблюдается интенсивное истирание конструкции в придонной части.

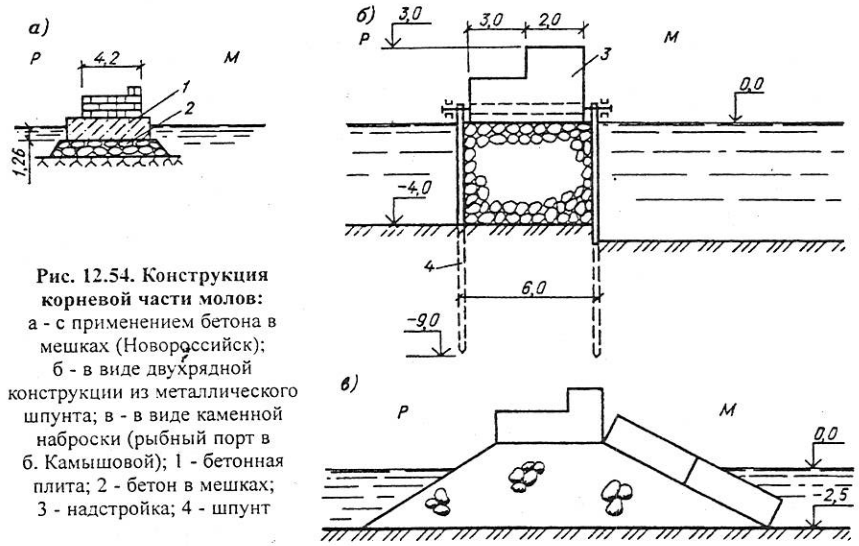


Рис. 12.54. Конструкция корневой части молов:
а - с применением бетона в мешках (Новороссийск); б - в виде двухрядной конструкции из металлического шпунта; в - в виде каменной наброски (рыбный порт в б. Камышовой); 1 - бетонная плита; 2 - бетон в мешках; 3 - надстройка; 4 - шпунт

При врезке корневой части мола в берег во всех случаях должны быть согласованы отметки берега с верхом надстройки. Длину врезки следует назначать не менее полуторной величины заплеска при максимальном волнении и повышении уровня при нагоне. Во избежание размыва необходимо предусмотреть укрепление участков берега и дна моря, прилегающих к корневым участкам молов.

ГЛАВА 13
ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ОТКОСНОГО ПРОФИЛЯ

§ 50. Общие сведения об оградительных сооружениях откосного профиля

Откосные оградительные сооружения выполняют путем отсыпки, наброски или специальной укладки естественного материала (камня, щебня, песка) либо искусственных бетонных блоков, предусматривая защиту откосов сооружения (особенно откоса, обращенного к морю, — внешнего откоса) от разрушения при воздействии естественных факторов (рис. 13.1).

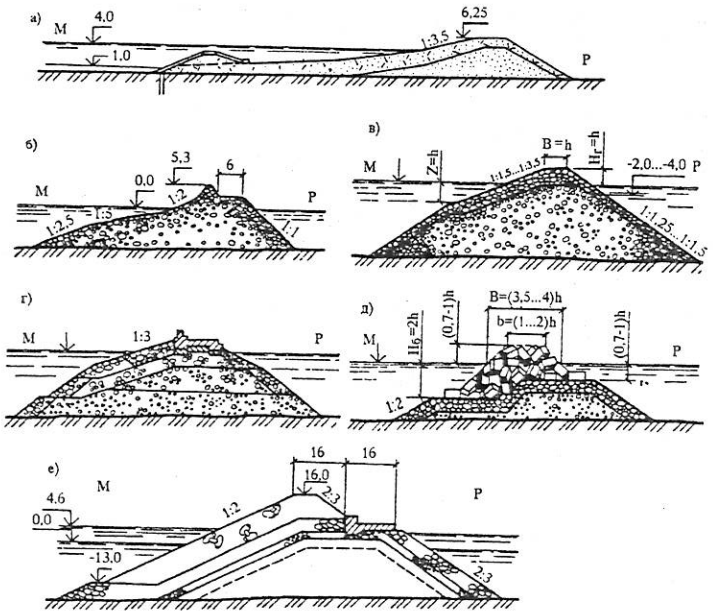


Рис. 13.1. Характерные конструкции откосных оградительных сооружений: а - грунтовое сооружение с креплением откоса плитами; б - из наброски несортированного камня; в - из наброски сортированного камня с высоким ядром; г - из наброски сортированного камня послойного распределения с низким ядром и надстройкой; д - из наброски обыкновенных массивов на постели из сортированного камня; е - из наброски сортированного камня послойного распределения с креплением откоса фигурными блоками (долосами)

Конструкции оградительных сооружений и средства укрепления их откосов от размыва осложняются с увеличением глубины воды, на которой они возводятся, и возрастанием параметров расчетных волн.

В зависимости от конструкции основного тела сооружения и его крепления можно выделить следующие типы сооружений откосного профиля: грунтовые дамбы без крепления или с креплением откосов; сооружения из несортированного камня; сооружения из наброски сортированного камня с высоким или низким ядром и креплением откосов камнем; сооружения из наброски массивов на каменной постели; сооружения из наброски сортированного камня с креплением откосов фигурными блоками.

Все эти сооружения (см. рис. 13.1) допускают одновременно производство работ по всему фронту; состав и производство работ при их строительстве проще, чем при возведении сооружений вертикального профиля. Откосные оградительные сооружения хорошо гасят волновую энергию, практически не дают отражения волн, донные скорости перед ними значительно меньше, чем перед оградительными сооружениями вертикального типа; откосные сооружения оказывают меньшее давление на грунт основания, при слабых грунтах они допускают неравномерную осадку без значительных повреждений и нарушения устойчивости; такие сооружения не претерпевают аварийных разрушений от небольших подвижек элементов покрытия откосов при действии на них сильного волнения.

В случае больших повреждений и аварий оградительные сооружения откосного типа выходят из строя не по всей длине и высоте профиля, восстановление поврежденных оградительных сооружений после аварий сравнительно несложно; показатель их ремонтопригодности достаточно высок.

При сильных, превышающих расчетные, штормах, воздействиях цунами и землетрясениях сооружения откосного типа не разрушаются полностью, происходят их осадка и деформации профиля, уположение откосов. Но и в деформированном состоянии эти сооружения способны значительно снижать высоты волн, прорывающихся на акваторию порта через места с аварийными разрушениями.

Аварийные разрушения сооружений откосного типа наблюдаются не очень часто: они могут быть, например, при землетрясениях, сопровождающихся тектоническими смещениями дна акватории, при слабых основаниях; при ошибках проектирования, когда из-за недостаточности исходных данных занижены параметры расчетных волн или неправильно предопределен режим возможного волнения; при воздействии волн цунами.

Практически оградительные сооружения откосного профиля можно возводить в любых условиях. Благодаря сейсмостойкости и ремонтопригодности они являются наилучшим типом сооружения в районах с сейсмичностью 8 и 9 баллов Хотя такие сооружения обычного типа не могут полностью защитить акваторию порта от волн цунами, тем не менее благодаря частичному гашению этих волн, прорывающихся над гребнем сооружения, высоты волн на акватории порта снижаются, зона затопления берега и территории порта, находящихся под защитой оградительных сооружений откосного типа, сокращается. Затраты на ремонт оградительного сооружения могут оказаться меньше сокращения ущерба от цунами за счет откосных оградительных сооружений.

Конструкции откосных оградительных сооружений различаются по очертанию контура поперечного сечения, материалу, распределению этого материала в теле сооружения, характеру крепления откосов и виду надстройки на гребне.

Поперечное сечение сооружения может быть симметричным относительно вертикальной оси и несимметричным. Обращенный к морю откос часто делают положе тылового (обращенного в сторону портовой акватории). Уклон откоса со стороны моря у каменнонабросных сооружений может составлять от 1:1 до 1:5, а у сооружений, намытых целиком из песка той или иной крупности,— от 1:5 до 1:50.

Боковые линии профиля сооружения могут быть прямолинейными и ломаными, с бермами и без них. Бермы могут быть только со стороны моря или с двух сторон. Несимметричный профиль поперечного сечения, как правило, сочетается с большей ши-

риной бермы со стороны моря. Чаще бермы значительно заглубляются под уровень воды. При отсутствии берм перегибы откосных линий устраивают на глубинах, примерно равных высотам волн. Выше перегиба откос всегда делают положе, ниже — круче. Уположение откоса в его верхней части (в зоне разрушения волн на откосе) благоприятно сказывается на устойчивости элементов крепления, однако в месте самого перегиба устойчивость элементов крепления значительно меньше, чем на ровном откосе, поэтому отсюда может начаться разрушение крепления.

Внутренняя часть тела сооружения (ядро) может быть выполнена из песка, гравия или несортированного камня. Наиболее целесообразно в ядро укладывать песок, так как он надежнее, чем камень и блоки, обеспечивает непроницаемость сооружения для волн. Поверх ядра послойно укладывают сортированный камень. Ядро может быть сильно развитым — занимать почти все тело сооружения (в грунтовых дамбах и сооружениях из наброски несортированного камня) или, наоборот, быть очень низким, «вырождаясь» в постель (под массивовой наброской).

Современные откосные оградительные сооружения в основном возводятся из сортированного камня, послойно уложенного поверх относительно небольшого ядра. В поперечном сечении сооружения послойное распределение камня может быть симметричным относительно его вертикальной оси или несимметричным; контур как ядра, так и слоев камня может иметь очертание трапеции с прямолинейными боковыми сторонами или бермами.

Бермы необходимы, во-первых, для создания упора откосного крепления, а во-вторых, для уширения сооружения в нижней части при слабых грунтах основания. При прочном грунте основания профиль откосного оградительного сооружения проектируют обжатым (без особого уширения внизу). При слабых грунтах основания наряду с уширением профиля сооружения в нижней части стараются выполнить его симметричным.

Крупность камня, отсыпаемого поверх ядра, может быть одинаковой или увеличиваться снизу вверх послойно. Большое число зон с камнем различной крупности характерно для оградительных сооружений, устраиваемых на больших глубинах с сильным волнением, при этом ядро сооружения выполняют из мелкофракционного материала.

Крепление откоса со стороны моря и гребня сооружения выполняют из элементов тем большей крупности (массы), чем больше параметры расчетных волн и круче откос. На тыловом откосе крупность элементов крепления зависит еще и от конструкции верха сооружения, а также отметки его гребня.

Эффективным креплением откоса является наброска (иногда специальная укладка) глыб естественного камня; благодаря многочисленным неровностям каждая глыба достаточно устойчива при волнении, а наброска из глыб обладает хорошей проницаемостью. Однако глыбы нужной массы не всегда удается получить в достаточном количестве из карьера, так как удельная доля крупного камня, добываемого в карьере, невелика относительно всей массы камня различной крупности. Если процент выхода глыб необходимой крупности оказывается меньшей той части, которую составляет крепление от общей массы камня в сооружении, добыча их в карьере становится экономически невыгодной. В таком случае для защитного покрытия целесообразнее использовать искусственные бетонные массивы или блоки. К настоящему времени разработано большое число фигурных блоков самой разнообразной формы (рис. 13.2).

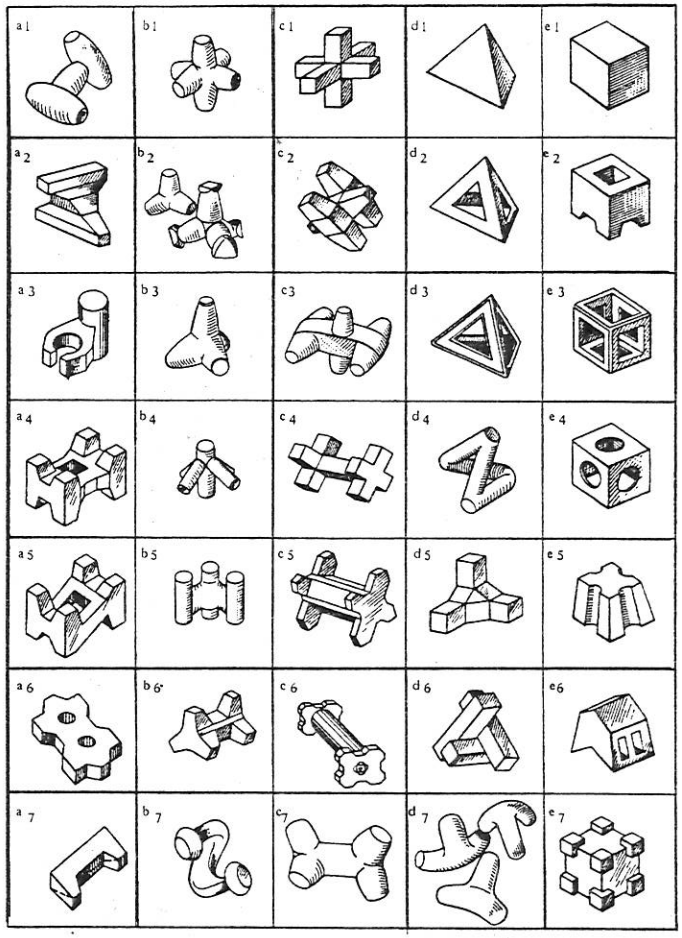


Рис. 13.2. Искусственные фигурные блоки, применяемые для крепления откосов: a_1 - долос (стабар); a_2 - дипод (акмон); a_3 - монобар; a_4 - Н-образный блок; a_5 - И-образный блок; a_6 - стоум; a_7 - бипод (П-блок); b_1 - гексапод; b_2 - стабилопод (впереди), кеадрипод (сзади); b_3 - тетрапод; b_4 - стапод; b_5 - трибар, b_6 - трибар модифицированный; b_7 - динозавр; c_1 - гексалег; c_2 - аккропод; c_3 - аккропод модифицированный; c_4 - квадрибар; c_5 - квадрибар модифицированный; c_6 - гантелеобразный блок; c_7 - мексапод; d_1 - тетраэдр; d_2 - тетраэдр пустотелый (США); d_3 - тетраэдр пустотелый (Япония); d_4 - стабит; d_5 - трипод (Нидерланды); d_6 - трипод (Япония); d_7 - артилис (трехпалый криволинейный блок); e_1 - куб; e_2 - нубус (США); e_3 - коб (Великобритания); e_4 - столблок; e_5 - коб (куб с желобами); e_6 - свиблок; e_7 - блок ВНЗ

Фасонные блоки устойчивее на откосе при меньшей массе, чем каменные глыбы и бетонные кубы, поскольку обладают большей волногасящей способностью и взаимной зацепляемостью. Но такие блоки не лишены и некоторых недостатков: чем сложнее форма блоков, тем дороже их изготовление, затруднительное (при необходимости) из-

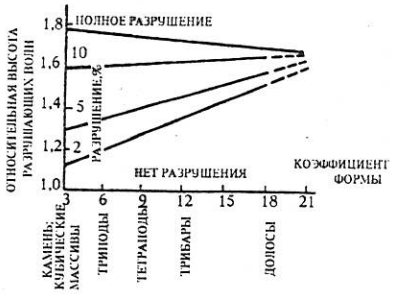


Рис. 13.3. Зависимость характера разрушения покрытий откосов из фасонных блоков от формы блока

влечение отдельного блока из наброски. Разобрать наброску блоков сложной формы (например, для повторного их использования) практически невозможно. Из-за выступающих частей фасонных блоков покрытия из них более уязвимы, чем из каменных глыб, при действии на откос волн, параметры которых превышают расчетные.

Изменение характера повреждений (доходящих до разрушения) покрытий откосов из различных блоков в зависимости от их формы и степени превышения высоты действующих волн над расчетными показано на рис. 13.3.

Чем круче откос и больше размеры расчетной волны, тем более сложной формы блоки применяют для защитных покрытий откосов. Пологие откосы грунтовых сооружений, возводимых на относительно небольших глубинах, чаще всего защищают каменной наброской. При этом широко используют асфальт, битумные составы, синтетические материалы.

Верх сооружения может быть закреплен теми же элементами, что и внешний откос, или иметь надстройку (рис. 13.4). Надстройку возводят в том случае, когда на гребне сооружения устраивают автомобильную или железную дорогу, либо поставлена задача (с целью снижения материалоемкости) понижения отметки верха наброски. В последнем случае для предотвращения перелива поверх сооружения больших количеств воды при волнении на его гребне устраивают бермы, парапеты, камеры гашения.

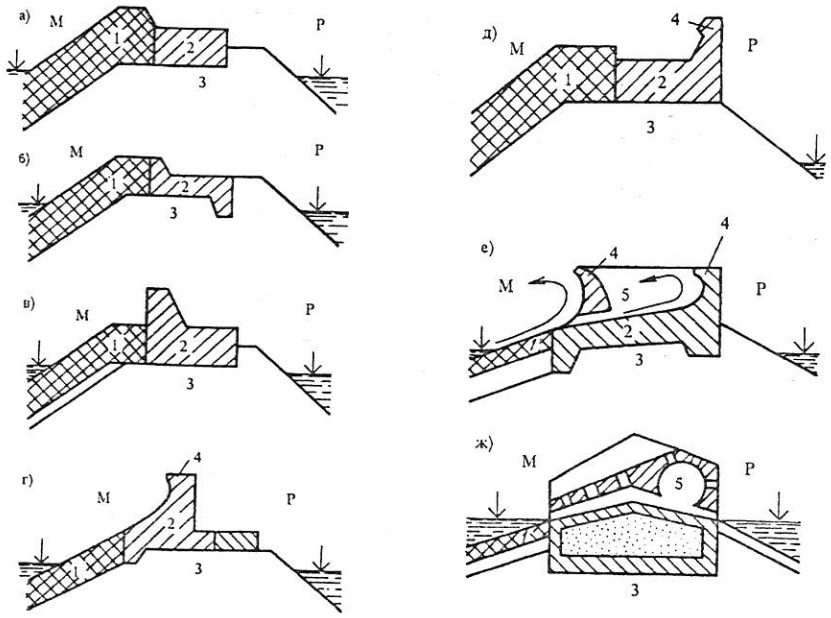


Рис. 13.4. Схемы надстроек на гребне оградительного сооружения откосного профиля:
а - д - без камеры гашения; е, ж - с камерой гашения; 1 - крепление; 2 - надстройка; 3 - верхняя часть сооружения; 4 - волноотбойный козырек; 5 - камера гашения

Проектирование сооружения откосного профиля включает выбор его конструкции, средств защиты откоса от размыва, определение волногасящих свойств покрытия, проверку устойчивости отдельных элементов крепления (массивов, блоков, камней, плит) и откоса совместно с основанием, назначение средств защиты основания перед сооружением от размывов, проектирование корневых и головных частей сооружения.

Оградительные сооружения откосного профиля отличаются большим разнообразием конструктивных форм, поперечного сечения, типа крепления, распределения материала внутри профиля. При проектировании невозможно сразу назначить конструкцию в полном соответствии с местными естественными условиями и требованиями эксплуатации и надежности. Приходится проводить технико-экономическое сравнение нескольких вариантов.

Проектирование основного тела сооружения, выбор типа крепления, конструкции, надводной части сооружения, оценка эффективности их защитных свойств всегда сопровождаются модельными исследованиями. Запроектированное сооружение проверяют на воздействие волновых нагрузок и размывающих скоростей, на ледовые воздействия и устойчивость откосов при сейсмических воздействиях.

Темпы строительства оградительных сооружений откосного типа зависят от способов производства работ и совершенства строительного оборудования. Состав строительных работ включает: разработку карьера, погрузку и транспортировку материалов для наброски к месту строительства, создание полигона для изготовления и промежуточного хранения элементов защитного покрытия откосов, подготовку бетонной смеси для бетонирования верхнего строения, отсыпку камня в сооружение (возможны два метода: пионерный — с берега с использованием наземных строительных машин, строительство с воды с помощью плавсредств либо совмещение этих методов).

Темпы изготовления фасонных блоков зависят от оборудования и организации работ.

§ 51. Воздействия внешних факторов на оградительные сооружения откосного профиля

Оградительные сооружения откосного профиля подвергаются неблагоприятному воздействию волнения, льда (в северных районах), сейсмики (в сейсмически активных районах). Основное силовое воздействие оказывают волны, для предотвращения проникновения которых на акваторию порта и создаются такие сооружения.

Воздействие волн на откос отлично в момент удара струи, сбрасываемой с гребня волны, и во время наката и ската волнового заплеска, а также неодинаково на сплошных и проницаемых, на крутых и пологих откосах [30]. Однако во всех этих случаях сохранность сооружения зависит прежде всего от надежности крепления.

При креплении грунтовых дамб плитами необходимо, чтобы их прочность была достаточна для восприятия ударной нагрузки разрушающихся волн, а вес, характеризующийся толщиной плиты, обеспечивал бы их устойчивость при действии взвешивающего волнового давления при откате волн.

Устойчивость при волновом воздействии крепления, выполненного из наброски камня, массивов или блоков, будет достигнута при условии сохранения большинства его элементов проектного положения, что обеспечивается достаточным весом каждого элемента крепления и взаимной зацепляемостью всей совокупности элементов. Вес устойчивого элемента зависит от крутизны откоса и в значительной степени связан со взаимозацепляемостью с другими элементами. Откосные сооружения любой конструкции необходимо гарантировать от размывов грунта основания перед ними и с тыловой стороны, поэтому если волновые скорости превышают размывающие, крепление должно быть уложено и перед откосами в виде ковра толщиной ~ 1,0 м с обратным фильтром.

Для выполнения сооружением своих волнозащитных функций и сохранности тылового откоса нельзя допускать больших переливов и переплесков воды через сооружение. В связи с этим при проектировании важно знать высоту наката волны на откос со стороны моря и назначать отметку верха сооружения так, чтобы отдельные переплески, возможные во время штормов, не оказывали разрушительного воздействия на элементы тылового откоса сооружения и не вызывали недопустимого волнения на акватории порта.

Зоной разрушения волны над откосом является участок от места срыва сбойной струи с гребня волны до встречи ее с откосом (рис 13.5). Эта зона заключена между участком с глубиной разрушения волны или, как ее называют, критической глубиной, и местом удара струи. Критическая глубина d_{cr} м, при гладком откосе определяется по формуле [37]

$$d_{cr} = h(0{,}47 + 0{,}023\frac{\bar{\lambda}}{h})\frac{1+ctg^2\varphi}{ctg^2\varphi} \quad ; \qquad (13.1)$$

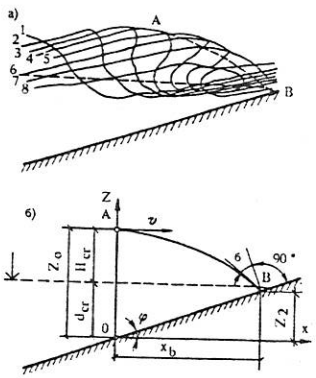


Рис. 13.5. Обрушение гребня волны на откос: а - изменение во времени (1...8) волновой поверхности при разрушении волн на откосе (хронограмма); б - схема обрушения струи воды на откос

Для волн крутизной $h/\bar{\lambda} = 0{,}02$ до 0,14 критическая глубина d_{cr} на откосах с заложением $ctg\varphi$ =1,5...5 изменяется от 0,7h до 1,7h. Чаще всего расчетные волны имеют крутизну $h/\bar{\lambda}$ = 0,04...0,06 и критическую глубину от 0,9h до 1,2h.

В момент срыва струи с гребня волны скорость ее движения υ, м/с, может быть определена (по Н. Н. Джунковскому) как сумма орбитальной и поступательной скоростей (последняя условно выражается через скорость перемещения формы волны) на глубине d_b:

$$\upsilon = h\sqrt{\frac{\pi g}{2\bar{\lambda}}cth\frac{2\pi d_b}{\bar{\lambda}}} + n\sqrt{\frac{g\bar{\lambda}}{2\pi}th\frac{2\pi d_b}{\bar{\lambda}}} \quad ; \qquad (13.2)$$

где, $$n = 4{,}7\frac{h}{\bar{\lambda}} + 3{,}4\left(\frac{ctg\varphi}{1+ctg^2\varphi} - 0{,}85\right) \quad ; \qquad (13.3)$$

Вектор этой скорости принимается горизонтальным. Сорвавшаяся струя, имея вертикально направленное ускорение силы тяжести, движется по параболической траектории (см. рис. 13.5, б). Она сбрасывается с гребня

волны в точке А, возвышающейся над спокойным уровнем на высоту H_{cr}, м:

$$H_{cr} = \left[0{,}95 - (0{,}84ctg\varphi - 0{,}25)\frac{h}{\bar{\lambda}}\right]h \quad ; \qquad (13.4)$$

Следовательно, возвышение гребня волны над плоскостью откоса z, м, равно

$$z = d_{cr} + H_{cr} \quad ; \qquad (13.5)$$

Ординату z_2, м, точки В на рис. 13.5, б, или точки 2 на рис. 13.6, куда ударяет струя и где приложено максимальное расчетное волновое давление p_d, можно определить по формуле:

$$z_2 = d_{cr} - \frac{1}{ctg^2\varphi}\left(\sqrt{2ctg^2\varphi + 1} - 1\right)\left(d_{cr} + H_{cr}\right) \quad ; \qquad (13.6)$$

Эпюру волнового давления на откос при ударе струи принимают в виде кусочно-линейной функции (рис. 13.6).

Максимальное волновое давление на откос при $1{,}5 \le ctg\varphi \le 5$, укрепленный монолитными или сборными плитами, p_d, кПа, определяют по формуле

$$p_d = k_s k_f p_{rel}\rho g h \quad ; \qquad (13.7)$$

$$k_s = 0{,}85 + 4{,}8\frac{h}{\bar{\lambda}} + ctg\varphi\left(0{,}028 - 1{,}15\frac{h}{\bar{\lambda}}\right) \quad ; \qquad (13.8)$$

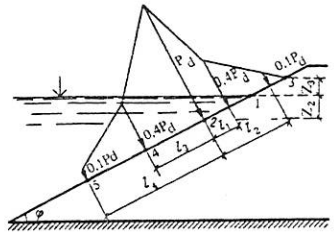


Рис. 13.6. Волновое давление на гладкий откос

k_f — коэффициент, зависящий от пологости волны $\bar{\lambda}/h$:

$\bar{\lambda}/h$ 10 15 20 25 35

k_f.....1 1,15 1,3 1,35 1,48

p_{rel} — максимальное относительное волновое давление, снижающееся с увеличением высоты волны h, м:

h, м.....0,5 1,0 1,5 2,0 2,5 3,0 3,5 ≥ 4,0

p_{rel}.....3,7 2,8 2,3 2,1 1,9 1,8 1,75 1,7

На участках крепления по откосу выше и ниже точки 2 (см. рис. 13.6) на расстояниях $l_1 = 0{,}0125L_\varphi$ и $l_3 = 0{,}0265L_\varphi$, м, давление составляет 40 % максимального, на расстояниях $l_2 = 0{,}0325L_\varphi$ и $l_4 = 0{,}0675L_\varphi$ давление равно 10 % максимального.

Величина L_φ равна

$$L_\varphi = \frac{\bar{\lambda}ctg\varphi}{\sqrt[4]{ctg^2\varphi - 1}} \quad ; \qquad (13.9)$$

Покрытие откоса из плит испытывает не только ударное давление сброшенной с гребня струи, определяемое по формулам (13.7) ... (13.9), но и взвешивающее давление при откате волнового заплеска с откоса. Это давление p_c, кПа, зависит от размера плит b_f, м, и коэффициентов k_s, k_f, изменяясь вдоль по откосу в зависимости от относительного давления $p_{c.rel}$ (рис. 13.7). Давление p_c определяется по формуле

$$p_c = k_s k_f p_{c.rel}\rho g h \quad ; \qquad (13.10)$$

а расстояния x относят к нижней вдоль откоса грани плиты.

В качестве расчетных параметров волн при проектировании оградительных сооружений откосного профиля принимают: среднюю длину волны, высоту волны 1 %-ной обеспеченности в системе волн, когда откосы покрыты бетонными плитами, и 2 %-ной обеспеченности, если откосы покрыты проницаемой наброской из камня, массивов или фигурных блоков. Однако высоту наката во всех случаях определяют для волн с высотой 1 %-ной обеспеченности в системе. Обеспеченность волнения в режиме, обеспеченность расчетного уровня и величину нагона во время расчетного шторма принимают по рекомендациям [37].

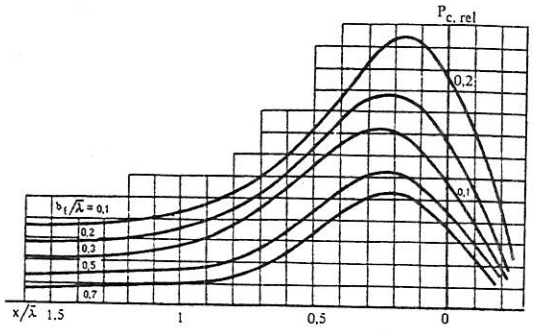


Рис 13.7. Определение относительного волнового противодавления

Таблица 13.1

Коэффициенты шероховатости k_r и проницаемости k_p откоса

Тип крепления откоса	Относительная шероховатость r/h_1,%	Коэффициент шероховатости k_r	Коэффициент проницаемости k_p
Бетонными (железобетонными) плитами	-	1	0,9
Гравийно-галечниковое, каменное или бетонными (железобетонными) блоками	Менее 0,002	1	0,9
	0,005...0,01	0,95	0,85
	0,02	0,9	0,8
	0,05	0,8	0,7
	0,1	0,75	0,6
	Более 0,2	0,7	0,5
Примечание. Характерный размер шероховатости r, м, следует принимать равным среднему диаметру зерен (камней) материала крепления откоса или среднему размеру бетонных (железобетонных) блоков.			

Высота наката волн на откос при глубине воды перед откосом $d \geq 2h_{1\%}$ может быть определена по формуле

$$h_{run,i\%} = k_r k_p k_{sp} k_i k_{run} h_{1\%}; \qquad (13.11)$$

где k_r и k_p — коэффициенты шероховатости и проницаемости (табл. 13.2); k_{sp}—коэффициент, учитывающий изменение высоты наката волн при непосредственном воздействии ветра различной скорости (относительно высоты наката при зыби) (табл. 13.3); k_i—коэффициент, учитывающий статистическую изменчивость высоты наката волн, имеющих одни и те же параметры:

Обеспеченность
высот наката
волн, i, %...0,1 1 2 5 10 30 50
k_i. 1,1 1,0 0,96 0,91 0,86 0,76 0,68

Таблица 13.2

Коэффициент k_{sp}

Скорость ветра, м/с	Значения k_{sp} при заложении откоса ctgφ		
	1...2	3...5	Более 5
20 и более	1,4	1,5	1,6
10 и менее	1,1	1,1	1,2
5 и менее	1,0	0,8	0,6

При подходе фронта волны к сооружению под углом α, град, со стороны открытой акватории высота наката волн снижается по мере увеличения угла а:

α, град 0 10 20 30 40 50 60
Коэффициент
снижения
наката k_α.....1 0,98 0,96 0,92 0,87 0,82 0,76

Относительная высота наката волны зыби (без ветра) на гладкий непроницаемый откос, равная отношению величины наката 1 %-ной обеспеченности $h_{run.o}$ к высоте волны 1 %-ной обеспеченности $k_{run} = \frac{h_{run.o}}{h_{1\%}}$ зависит от пологости волны и заложения откоса ($\frac{\bar{\lambda}_d}{h_{d1\%}}$ и ctgφ) (рис. 13.8).

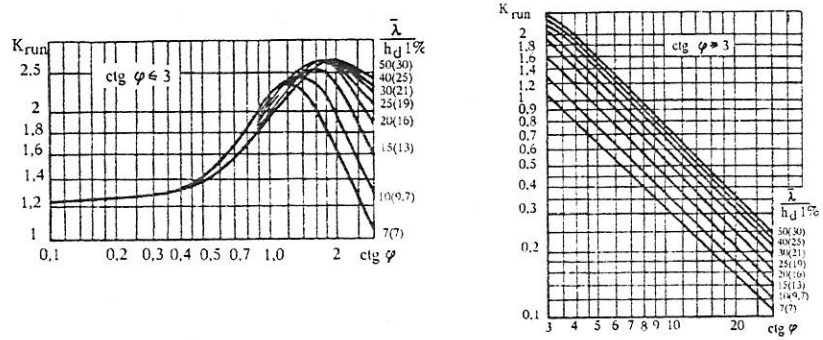


Рис. 13.8. Определение относительной высоты наката регулярных волн на гладкий откос

Наибольшая скорость на откосе при обрушении волны будет в зоне удара струи. Выше этой зоны и ниже ее скорость уменьшается. На уровне, соответствующем уров-

ню спокойной воды, скорость накатывающегося потока может быть определена по зависимости (13.12) (выше по откосу убывает линейно до нуля):

$$\upsilon_{o.g.u} = \frac{10k\sqrt{g}}{2\pi + ctg\varphi}\sqrt[6]{h^2\bar{\lambda}} \quad ; \qquad (13.12)$$

где k — произведение коэффициентов шероховатости k_r и проницаемости k_p.

Скорость скатывающегося потока на том же уровне, выраженная через высоту наката волны, при коэффициенте потери по пути потока η будет равна

$$\upsilon_{o.r.a} = \sqrt{\eta 2gh_{run}} \quad ; \qquad (13.13)$$

Ниже с увеличением глубины скорости уменьшаются и при глубинах $z \geq d_1$:

$$\upsilon_z = \frac{n\pi h}{\sqrt{\frac{\pi\bar{\lambda}}{g}sh\frac{2\pi z}{\bar{\lambda}}}} \quad ; \qquad (13.14)$$

где n — коэффициент, зависящий от пологости волны $\bar{\lambda}/h$;

$\bar{\lambda}/h$ 8 10 15 20

n..... 0,6 0,7 0,75 0,8

Нижняя граница активной скоростной зоны характеризуется глубиной

$$d_1 = \frac{1{,}22}{(ctg\varphi)^{0.8}}\sqrt{h\bar{\lambda}} \quad ; \qquad (13.15)$$

Ледовые воздействия на откос при сплошном ледяном покрове или движении больших полей льда зависят от сопротивления льда сжатию и изгибу [37]. При действии ледяных полей на откосное сооружение в момент удара может произойти разрушение льда, тогда действующую на откос силу $F_{b.w}$, МН, можно выразить через сопротивление льда сжатию R_c, МПа:

$$F_{b.\omega} = 0{,}5R_c bh_d \quad ; \qquad (13.16)$$

где b — протяженность сооружения по фронту, м, h_d — расчетная толщина льда, принимаемая равной толщине льда 1 % ной обеспеченности в ряду максимальных годовых значений.

Если лед при контакте с откосом не разрушится, а начнет изгибаться, тогда усилие, передаваемое на откос, F_h, МН, можно представить как функцию временного сопротивления льда на изгиб R_f, МПа, равного $R_f = 0{,}5R_c$ и откосе:

$$F_h = 0{,}05bR_c h_d^2 \quad ; \qquad (13.17)$$

При ударе движущейся со скоростью υ, м/с, льдины, площадь которой А, м², действующая на откос сила может составить $F_{c.w}$, МН.

$$F_{c.w} = 0{,}07\upsilon\, h_d\sqrt{AR_c} \quad ; \qquad (13.18)$$

При проектировании сооружения в качестве расчетной сдвигающей силы из трех рассмотренных следует принимать наименьшую, поскольку именно она реализуется в момент контакта льдины с откосом.

При быстром повышении температуры сплошной ледяной покров перед сооружением претерпит значительное температурное расширение. Если соленость льда менее 2 ‰, линейную нагрузку q, МН/м, на сооружение в таких условиях, согласно [37], рекомендуется вычислять по формуле:

$$q = h_d k_l p_t \quad ; \qquad (13.19)$$

где k_l — коэффициент, учитывающий снижение давления с увеличением протяженности ледяного покрова, p_t — давление за счет упругой и пластической деформации, МПа, при температурном расширении льда. Значения k_l и p_t, можно определить по [37].

Наиболее опасным взаимодействием ледяного покрова с сооружением оказывается при образовании ледяной платформы (рис 13.9). При заданной скорости движения ледяного покрова более толстый лед быстрее надвигается на гребень дамбы и переползает через него. На небольших глубинах надвиг льда происходит интенсивнее, поскольку в таких условиях раньше образуется подводная ледяная платформа (рис. 13.9, д).

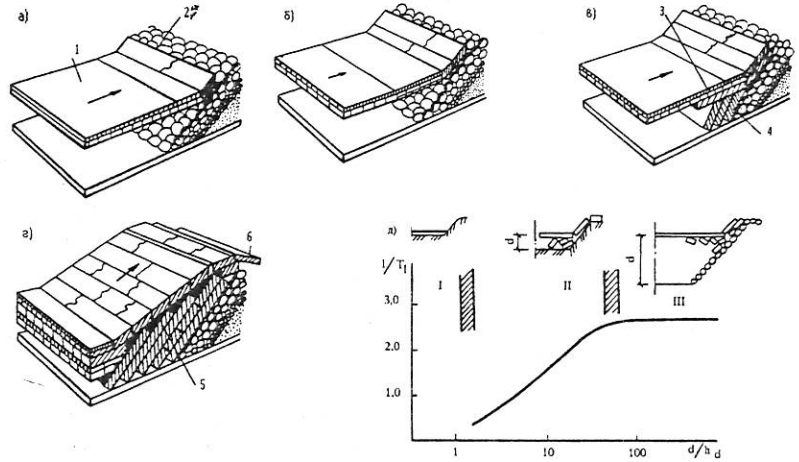


Рис. 13.9. Наползание льда на откос оградительного сооружения: а - г - последовательные фазы процесса образования ледяной платформы; д - влияние глубины воды на продолжительность наползания льда до гребня сооружения; 1 - ледяное поле; 2 - защитное покрытие откоса; 3 - надвиг ледяного поля на ледовый покров; 4 - ледяные глыбы (куски льда), ушедшие под воду и покрывшие подводный откос сооружения; 5 - ледяная платформа; 6 - лед, переползший через гребень платформы; I - промерзание до дна; II - глубина воды влияет на время наползания льда до гребня сооружения; III - время наползания льда не зависит от глубины воды $T_l = l/\upsilon$ (где l - длина ледяного поля, υ - скорость движения ледяного поля)

Модельными исследованиями установлено: ледовое давление на откосное сооружение при дроблении льда толщиной 1,4 м составило 1640 кН/м; ледовое давление на вертикальную стенку (а ею может быть ледяная платформа) вспучивающегося льда толщиной 0,9 м (зимнего) и дробящегося льда толщиной 1,4 м (весеннего) 2080 кН/м. Камни массой 8 т сохраняют устойчивость на откосе с заложением 1,5 при надвигах льда и переползании его через гребень дамбы.

В Швейцарии предложена методика расчета на сейсмические нагрузки, построенная на допущении, что сейсмическое горизонтальное ускорение грунта b_{Eh}=0,25g, на уровне верха откосной части сооружения и на уровне гребня оно равно соответственно 0,40g и 0,50g (рис. 13.10).

Устойчивость сооружения на горизонтальные сейсмические нагрузки проверяется сравнением горизонтальной квазистатической эквивалентной силы землетрясения E_h

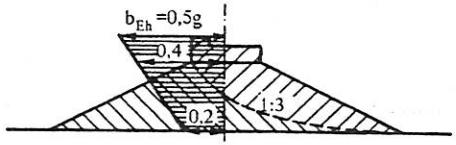


Рис. 13.10. Горизонтальные составляющие ускорения при землетрясении

и горизонтальной составляющей T усилий, возникающих при скольжении части профиля сооружения по криволинейной поверхности:

$$E_h = \sum b_{E_h} G \; ; \qquad (13.20)$$

$$T = G(tg\alpha - tg\varphi) \; ; \qquad (13.21)$$

где b_{Eh} — горизонтальное ускорение, G — масса части сооружения, сдвигающейся по криволинейной поверхности, определяемая по площади поперечного сечения и объемным весам наброски и верхнего строения, $tg\alpha$ — коэффициент внутреннего трения материала наброски, $tg\varphi$ — тангенс угла наклона поверхности скольжения.

При $T>E_h$ сооружение считается устойчивым.

Вертикальное сейсмическое ускорение b_{Eu} принимается равным половине горизонтального, расчет массы сооружения на вертикальную устойчивость ведется по такой же методике.

Сейсмические воздействия на сооружение могут усугубляться одновременным действием волнения, что может привести к большему нарушению устойчивости массы наброски.

Сложность процессов взаимодействия откосных оградительных сооружений с действующими факторами не позволяет во всей полноте воспроизвести их в лабораторных условиях и описать математически, поэтому особое значение имеют наблюдения за состоянием построенных сооружений, анализ причин их повреждений и аварий.

§ 52. Конструкции оградительных сооружений откосного профиля

Конструкции оградительных сооружений откосного профиля обусловлены многими факторами. Степень сложности конструктивных проработок зависит главным образом от волновых условий и глубины воды перед сооружением, принятых в качестве расчетных.

Оградительные сооружения из естественных материалов (песка, гравия и камня) возводят в районах, где высота волны не превышает 5...6 м. У сооружений из песка откос со стороны моря может иметь защитное покрытие. Проектировать сооружение из песка с неукрепленным внешним откосом можно лишь при высоте волн не более 2 м и только в том случае, если вектор равнодействующей потока волновой энергии мало отклоняется от нормали к откосу.

Грунтовые дамбы с неукрепленными откосами (рис. 13.11, а) имеют распластанный профиль, уклон их откоса со стороны моря составляет 1:10... 1:50, контур поперечного сечения обычно несимметричный. По характеру взаимодействия с волнением такие откосы аналогичны естественным берегам. Уклон откоса зависит от крупности песка и силы волнения.

Откосы песчаных дамб можно укреплять железобетонными плитами, камнем, асфальтом (рис. 13.11,б-г) и другими материалами. Железобетонное крепление устраивают из монолитных плит, бетонируемых на месте, сборных омоноличенных или неомоноличенных плит. Иногда неомоноличенные плиты соединяют гибкими связями. Неомоноличенные плиты всегда укладывают на слой обратного фильтра. Размер сборных плит и их толщина зависят от параметров волнения и заложения откоса.

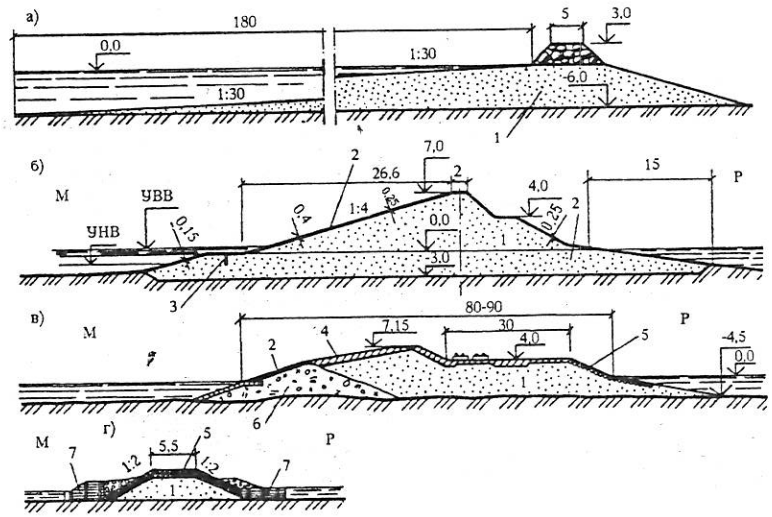


Рис. 13.11. Оградительные сооружения из грунта с неукрепленными (а) и укрепленными (б, в, г) откосами: 1 - грунт; 2 - асфальт; 3 - деревянный шпунт; 4 - защитное крепление; 5 - каменная отмостка; 6 - глина с валунами; 7 - ряжи с каменным заполнением

Крепление откосов грунтовых дамб разделяют на основное и облегченное: основное устраивают в зоне разрушения волн, облегченное делают ниже и выше основного крепления. Верх крепления назначают выше верхнего расчетного уровня до границы наката волны, низ крепления — ниже нижнего расчетного уровня в зависимости от волновых скоростей на откосе.

Для возведения каменно-набросных откосных оградительных сооружений используют рваный камень и обломки массой от 10...16 кг до нескольких тонн изверженных или твердых осадочных пород (известняков, прочных песчаников). Сооружения из несортированного камня (рис. 13.12, а и 13.1, б) возводят при относительно небольшой глубине и слабом волнении (h = 2...2,5 м). Откос сооружения со стороны моря чаще всего отсыпают с уклоном 1:3...1:5, а волнение переформировывает его и уположивает до 1:8...1:12. Одновременно с уположиванием откоса происходит самоотмостка поверхностного слоя наброски: более крупные камни остаются на откосе, а мелкие скатываются вниз за пределы зоны волнового разрушения.

В настоящее время из несортированного камня строят чаще всего оградительные сооружения для защиты берегов, для портов такие сооружения недостаточно надежны.

Сооружения из сортированного камня (рис. 13.13, 13.1, в, 13.12, в-е) имеют более обжатый профиль, чем сооружения из несортированного камня. Их откосы устойчивее, но из-за большой пустотности (особенно в верхнем слое крупных камней) такие сооружения в значительной степени проницаемы для волн, поэтому необходимо принимать достаточную ширину их на уровне воды.

По распределению материала внутри профиля сооружения из сортированного камня можно разделить на два типа. К первому типу относятся сооружения, ядро которых (преимущественно из мелкого камня) составляет почти полный профиль. Гребень

ядра таких сооружений близок к уровню воды. Поверх ядра отсыпают один или два слоя камня (см. рис. 13.1, в, 13.12,6, 13.13, б-г). Второй тип сооружений из сортированного камня (см. рис. 13.12, в-е, 13.13, а) имеет послойное распределение материала; гребень ядра, отсыпаемого из мелкого камня или песка, находится намного ниже уровня воды. Поверх ядра отсыпается несколько слоев камня с возрастающей крупностью. Наиболее крупным камнем покрывают гребень сооружения и приурезовую часть откоса со стороны моря. Со стороны гавани послойная укладка выполняется из камня меньшей крупности, чем по морскому откосу, так как волновое воздействие там меньше.

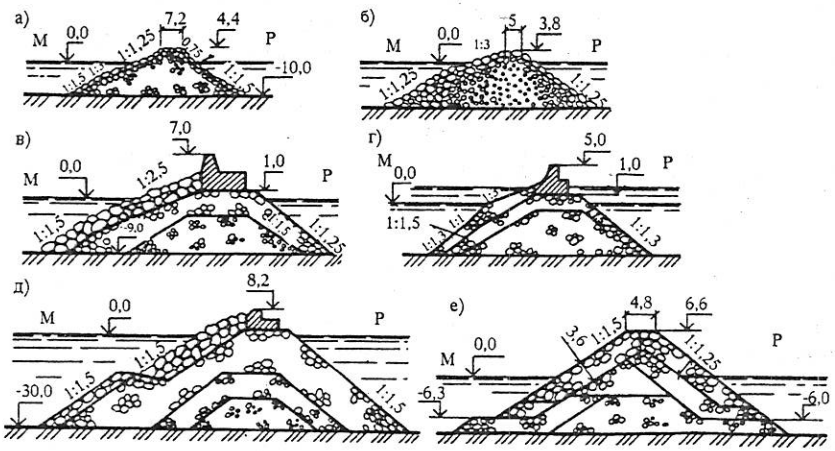


Рис. 13.12. Оградительные сооружения несимметричного профиля из наброски несортированного камня (а, б), сортированного камня без надстройки (е), сортированного камня с надстройкой (в - д)

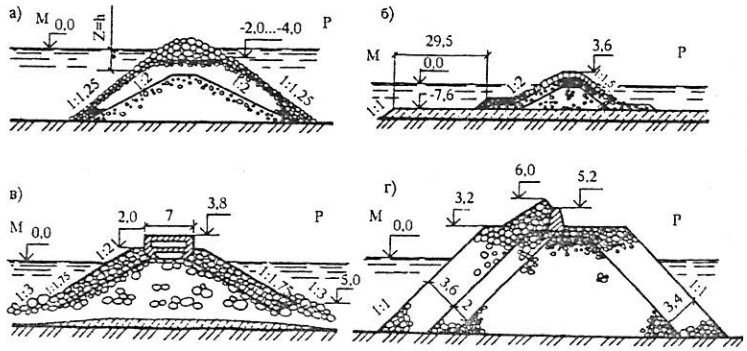


Рис. 13.13. Оградительные сооружения симметричного профиля из наброски сортированного камня без надстройки (а, б) и с надстройкой (в, г)

Западный волнолом порта Ла-Гуайра (Венесуэла) (см. рис. 13.12, б) относится к первому типу набросных сооружений из сортированного камня. Он был рассчитан на действие волн высотой 6 м. Монолиты каменного крепления на гребне волнолома имеют массу 15...20 т и сравнительно правильную форму, что позволило уложить их достаточно плотно друг к другу. Откос со стороны моря имеет двухслойное крепление: верхний слой из камня массой 6...16 т, нижний слой из камня массой 4...6 т.

Для придания камню крепления большей устойчивости его иногда омоноличивают асфальтом, однако, это не всегда бывает эффективным. Примером является Плимутский волнолом, построенный более 150 лет назад. Длина его 1620 м, ширина понизу 128 м, высота 17 м. Вначале его фронтальный откос имел уклон 1:4. Частые повреждения вынуждали досыпать камень в тело сооружения. Для закрепления откоса с морской стороны было решено залить камень крепления гудроном выше низкого уровня воды (приливно-отливные колебания составляют примерно 5 м). После омоноличивания камня поверхность откоса стала гладкой и водонепроницаемой, что сыграло отрицательную роль: скорость потока на откосе при скате волны стала настолько большой, что камень ниже омоноличенного крепления начал размываться. Крепление сверху разрушилось, откос переформировался — вверху его уклон составил 1:2, внизу — 1:5. Переформирование откоса и повреждения во время штормов прекратились только тогда, когда сделали крепление из крупных монолитов. Разрушение крепления в данном случае произошло еще и потому, что его нижняя граница была недостаточно заглубленной под уровень воды.

Эффективным оказалось омоноличивание оградительного мола в Эймидзене (у входа в порт Амстердам), рассчитанного на воздействие волн высотой 7,5 м. При удлинении мола защитный слой был выполнен из камня крупностью от 5 до 50 см. Камни смешивали с асфальтобетоном, имеющим температуру 70...120°С, и укладывали на откос. После укладки камень заливали асфальтом. Крепление из камня, омоноличенного асфальтом, имеет толщину 2 м и низкое заложение нижней границы (см. рис. 13.13, в).

Учитывая, что вопрос долговечности асфальта пока еще до конца не изучен, для крепления откосов предпочитают использовать камень большой крупности без омоноличивания (всюду, где такой камень имеется).

В районах, где высота волн превышает 5 м, для обеспечения устойчивости откоса требуется камень больших размеров, который добыть не всегда возможно. В таких случаях для крепления откосов применяют искусственные (бетонные) массивы и фигурные блоки.

До 1950 г. для крепления откосов и строительства сооружений откосного профиля применяли только обыкновенные бетонные массивы в виде кубов и параллелепипедов, иногда со срезанными углами и снятой фаской по ребрам. В настоящее время крепление защитного покрытия откосов значительно чаще осуществляют фигурными блоками сложной формы.

На первых этапах применения массивов для крепления откосов довольно часто устраивали правильную выкладку их (рис. 13.14, а-в) вместо наброски (т. е. хаотического расположения массивов с большими пустотами между ними). Характеры взаимодействия с волнением откосов, покрытых массивовой кладкой и наброской, существенно различны. При любой массе обыкновенные массивы, лежащие на крутом откосе, будут сползать вниз. Для предотвращения сползания на крутых откосах устраивали упорную кладку массивов горизонтальными рядами в виде ступенчатого барьера (рис. 13.14, а). Однако и в этом случае происходило быстрое расстройство крепления, так как камень на откосе ниже барьера быстро вымывался и откос оползал, а за ним сползало крепление.

Примером неудачной конструкции каменнонабросного оградительного сооружения с креплением из массивовой кладки служит волнолом в Александрии (Египет) (рис.

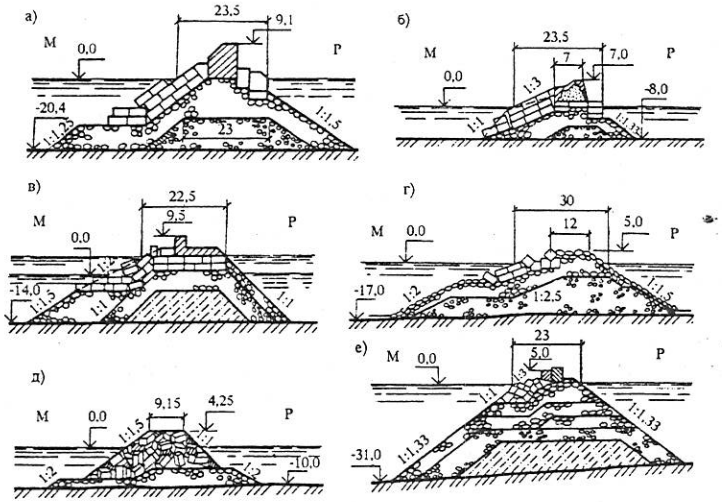


Рис. 13.14. Оградительные сооружения с применением для защитного покрытия и тела сооружения обыкновенных массивов

13.14,б). Неравномерная осадка камня повлекла за собой осадку массивов и расстройство кладки. Под воздействием ударов волн и волновых заплесков массивы были разбросаны. При одновременном отражении волн от откоса увеличивались донные скорости перед сооружением, что привело к подмыву основания и сползанию массивов с откоса. Противодавление при откате волны расстроило массивовую кладку на откосе; верхние массивы оказались сброшенными волной.

Мол Сафи в Марокко (рис. 13.14, в) имеет в зоне активного действия волнового противодавления массивовую наброску. И хотя на гребне и на упорной берме покрытие выполнено в виде тщательной кладки массивов, расстройства покрытия, подобно рассмотренному, здесь не происходит. Мол рассчитан на волну высотой 7,6 м. Высота прилива в районе порта значительная — примерно 9 м. На гребне сооружения устроена монолитная бетонная надстройка с парапетом. Перед надстройкой имеется берма шириной 7 м, которая снижает волновую нагрузку на надстройку и парапет. Сооружение, выведенное в море на глубину 14 м, не разрушается волнением.

Примером устойчивого сооружения, откосы которого защищены массивовой кладкой, может служить также волнолом при входе в Панамский канал (см. рис. 13.13, б). В основании этого сооружения залегает мощная толща илов (от 14 до 22 м), покрытая слоем песка толщиной 1 м. Для уменьшения давления на илы создано искусственное основание из песка толщиной 3 м и шириной до 100 м (плавающее основание), благодаря чему максимальная осадка сооружения во время строительства не превышала 1,2 м. Бетонные массивы крепления имеют массу от 8 до 16 т. Форма массивов позволила создать плотное покрытие по гребню сооружения с перекрытием швов в плане. Массивы, уложенные выше уровня воды, имеют на верхней грани искусственную шероховатость зубчатого типа. В нижней части откосы мола покрыты крупным камнем. Эта наброска камня одновременно выполняет роль упорных берм для удержания массивов крепления.

Северный мол порта Зонгулдак в Турции (рис. 13.14, г), выходящий на глубину 17 м, возведен на слабых грунтах. Конструкция мола обусловлена опасностью появления больших осадок. Расчетная высота волны 8,5 м. Крепление принято из бетонных массивов. Массивы массой 60 т уложены в строго определенном порядке, по характеру волногашения крепление соответствует наброске, так как пористость всей совокупности массивов большая. Устойчивому положению бетонных массивов способствуют скошенные грани нижнего ряда, между которыми ребром вверх уложены верхние массивы.

Хорошие волногасящие свойства наброски массивов способствовали появлению сооружений из массивовой наброски. Наброска выполняется из бетонных массивов, имеющих форму параллелепипедов чаще всего с соотношением сторон 1:1:1,5 и самую различную массу. Сооружения из наброски массивов имеют крутые откосы 1:1...1:1,5. Если в основании сооружения залегают сжимаемые грунты, массивы укладывают на каменную постель. Для предотвращения раскатывания массивов, образующих тело сооружения, на берме каменной постели целесообразно укладывать упорные бордюрные массивы (см. рис. 13.1, д). Каменная постель перераспределяет нагрузку от массивовой наброски (весьма обжатого профиля) на грунт и частично защищает дно перед наброской от размыва. Гребень сооружения из массивовой наброски чаще оставляют открытым — без монолитной надстройки. При достаточной ширине гребня набросного сооружения даже при небольшом возвышении его над водой (примерно 0,5h) волнения позади сооружения не наблюдается и, наоборот, при небольшой ширине гребня волны проникают через сооружение, даже если возвышение его значительное (порядка высоты волны h). Для хорошей защиты гавани от волнения ширина наброски на отметке спокойного уровня воды должна быть не менее (3,5...4)h, причем возвышение гребня над спокойным уровнем должно составлять не менее 0,7h (здесь h — высота расчетной волны перед сооружением).

Сооружения из массивовой наброски возводят на относительно небольших глубинах, чаще всего в зоне действия прибойных волн. В этой зоне гашение волновой энергии в наброске массивов особенно эффективно.

Волнолом в Туапсе (рис. 13.14, д), построенный из массивов массой 40 т, при проектировании рассчитывался на волну высотой 6 м. Грунты основания — илистые пески — после окончания строительства дали осадку около 2 м. При принятой крутизне откосов 1:1 масса массивов оказалась недостаточной, поэтому в первые годы после возведения происходило их растаскивание. Пришлось набросать в тело сооружения дополнительные массивы.

Широкого распространения сооружения из массивовой наброски не получили. Значительно чаще массивовая наброска используется в качестве крепления.

Примером служит мол в Марселе (см. рис. 13.14, е), тело которого выполнено из каменной наброски. Марсельский мол имеет ярко выраженную послойную наброску камня в теле сооружения (второй тип), а на гребне — надстройку под защитой довольно развитой бермы. В креплении использованы массивы массой 35 т.

На волноломе в Филипвиле (Бельгия), имеющем аналогичную конструкцию, где надводная и подводная части откоса массивовой наброски одинаково круты (1:1), парапетная стенка, придвинутая близко к урезу, разрушилась от ударов волн во время сильного шторма.

Мол в Катании (Италия), построенный по типу марсельского, был разрушен из-за того, что массивовая наброска на откосе имела небольшую толщину, а крепление на

гребне сооружения было выполнено в виде сплошной горизонтальной кладки. Поток накатывающейся воды устремлялся по горизонтальной площадке и с силой ударял о парапет. И хотя волнолом в Катании имел более мощный профиль, чем мол в Марселе, он разрушился из-за сильных ударов волн о парапет.

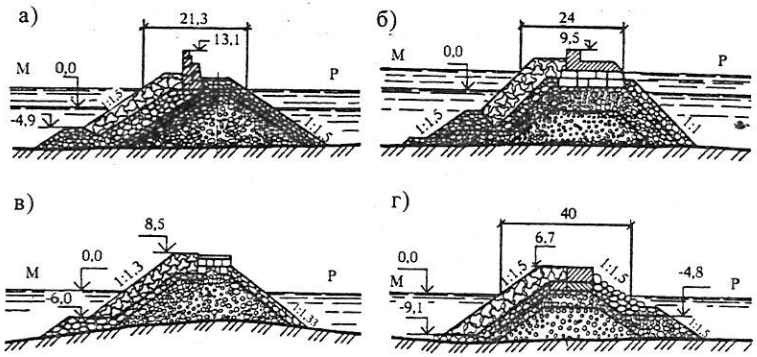


Рис. 13.15. Оградительные сооружения с защитным покрытием из тетраподов

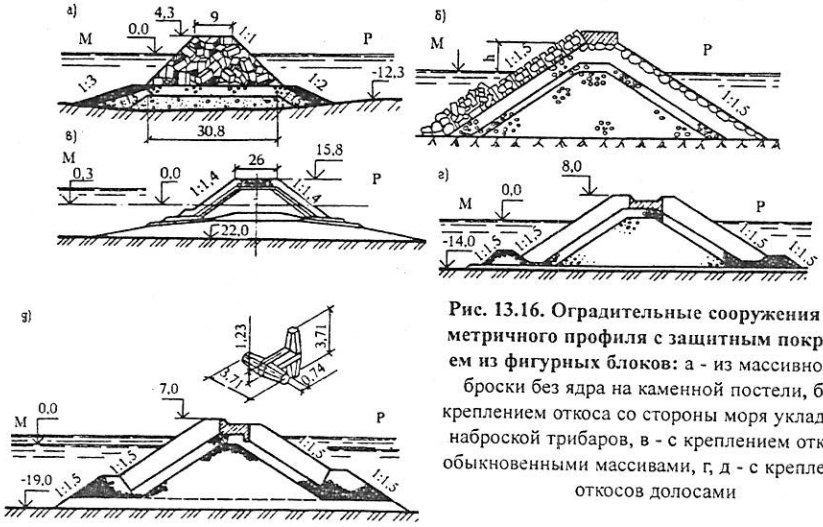
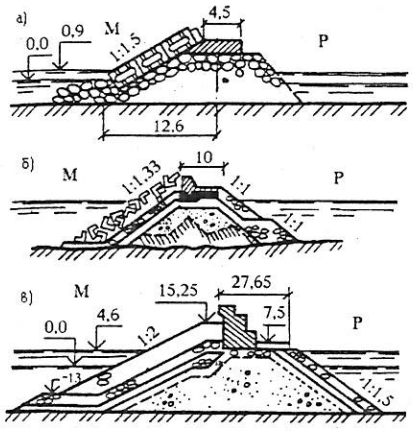


Рис. 13.16. Оградительные сооружения симметричного профиля с защитным покрытием из фигурных блоков: а - из массивной наброски без ядра на каменной постели, б - с креплением откоса со стороны моря укладкой и наброской трибаров, в - с креплением откосов обыкновенными массивами, г, д - с креплением откосов долосами

При защите акваторий портов от сильного волнения при высоте волн более 8 м масса обычных массивов, необходимая для обеспечения их устойчивости на откосе, оказывается очень большой. В связи с этим с 50-х гг. в портостроении начали применять искусственные бетонные блоки с взаимозацепляющими формами (см. рис. 13.2). Наибольшее распространение получили тетраподы (рис. 13 15), так как они были изобретены одними из первых и хорошо себя зарекомендовали. Однако в настоящее время довольно широко применяют фигурные кубы, трибары, гексалеги, долосы и т. д. (рис. 13.16 и 13.17).



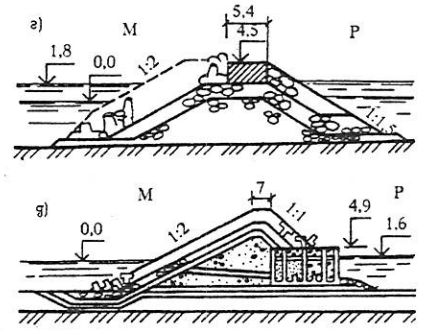


Рис. 13.17. Оградительные сооружения несимметричного профиля с защитным покрытием из фигурных блоков: а, б, в, - с покрытием откоса со стороны моря трибарами, стабитами и долосами, г, д - с креплением откосов квадриподами

Откосы набросных сооружений из фигурных блоков имеют большую шероховатость и проницаемость, что обеспечивает лучшее гашение волновой энергии. Высокая степень проницаемости наброски из этих элементов способствует снижению взвешивающего давления на блоки при откате волны и быстрому уравниванию гидростатического давления внутри наброски с давлением на сооружение со стороны моря. Основное свойство фигурных блоков — взаимозацепляемость — обеспечивает устойчивость креплений при меньшей их массе, чем из прямоугольных обыкновенных массивов и камней. Зацепляемость фигурных блоков позволяет создавать крепления с крутыми откосами (1:1), а при специальной укладке даже круче 1:1.

Крепления из фигурных блоков, позволяющие возводить оградительные сооружения обжатого профиля при меньшей массе каждого элемента, несмотря на сложность изготовления блоков часто оказываются экономически целесообразными даже при обычном волнении и не только на морях, но и на водохранилищах. В связи с этим в настоящее время фигурные блоки широко применяют, подробно исследуют и модифицируют, т. е. ведут обширный поиск в этой области. Экономический эффект достигается не только экономией бетона в креплении, но и сокращением объема каменной наброски ядра и переходных слоев камня при крутых откосах. Высота наката волн на откос из фигурных блоков невелика, поэтому большого возвышения верха сооружения не требуется.

Впервые фигурные блоки (тетраподы) были использованы для защиты дамбы Сус в Тунисе в 1952 г. В это сооружение было уложено 1550 тетраподов массой 4 т. Затем было построено несколько сооружений с креплением из тетраподов. В 1958 г. был построен мол в порту Рота в Испании (рис. 13.15, а) протяженностью 2100 м. Морской участок мола, параллельный берегу, подвержен воздействию юго-западных штормов, при которых высота волн достигает 5 м. Ядро мола отсыпано из камня мягких пород, его покрытие — из более прочного известняка. Откос со стороны моря укреплен тетраподами массой 25 т. В крепление волнолома уложено свыше 10 тыс. тетраподов.

Аналогичное покрытие морского откоса крутизной 1:1 имеет участок мола Сафи, продленный в море (рис. 13.15,б). Крепление рассчитано на волну высотой 7,3 м. Тет-

раподы, покрывающие фронтальный откос, имеют массу 25 т, армированы. Крепление выполнено наброской тетраподов в воду без участия водолазов. Для определения необходимого числа тетраподов производилась пробная наброска блоков на суше, в результате чего выбрана плотность 22 тетрапода на 100 м². Всего было уложено в сооружение 1300 тетраподов.

Свартокский мол в порту Берлевог (Норвегия) после неоднократного разрушения был защищен креплением из тетраподов массой 15 т (рис. 13.15, в). Крепление рассчитано на волну высотой 9 м.

Удлинение мола на 170 м в Кресент-Сити (Калифорния) (рис. 13.15, г), рассчитанного на волну высотой 7 м, с креплением откоса со стороны моря тетраподами массой 25 т, имеет усиленное крепление тылового откоса из тяжелого камня. Такое крепление оказалось необходимым для защиты этого откоса от разрушения при переливе волн значительной высоты через гребень сооружения. Укладка тетраподов проводилась по секциям в строго определенном порядке: вначале укладывали три нижних ряда первого слоя, затем два ряда верхнего слоя, после этого попеременно по одному ряду в нижнем и верхнем слоях. В двухслойное крепление укладывали 52 тетрапода на 100 м². Практика показала, что тщательная укладка каждого тетрапода со строгим выбором его места требует много затрат времени и средств.

Использование тетраподов для создания оградительных сооружений получило широкое распространение. Только в Японии одной специализированной компанией «Ниппон Тетрапод» в период с 1956 по 1970 г. было построено молов и волноломов общей длиной около 19 км, куда было заложено 283 тыс. тетраподов массой от 2 до 25 т.

В конце 50...60-х годов появилось много фигурных блоков, сходных по форме с тетраподом (акмон, квадрипод, стабилопод) и отличных от него (гексалег, гексапод, долос, коб, кубус, свиблок, стабит, стапод, трибар, трипод и многие другие), но широкое распространение, кроме тетраподов, получили немногие. В 70-х годах довольно часто стали применять защитное покрытие из долосов, рискнув даже использовать их в особо тяжелых волновых условиях (мол в Синише). Авария мола порта Синиш всколыхнула научную гидротехническую мысль, заставила подвергнуть анализу имеющиеся способы оценки устойчивости блоков на откосе.

§ 53. Устойчивость элементов крепления откосов

Камни и массивы недостаточной массы при воздействии волн на откос могут потерять устойчивость и скатиться вниз. Потеря устойчивости происходит от удара струи, сбрасываемой с гребня волны, турбулентных процессов внутри вальца и при скате воды с откоса, когда скорости потока достигают наибольших значений.

Устойчивость на откосе камней и массивов различных форм и размеров зависит от скоростного напора, опрокидывающего или сдвигающего их, а также от степени защемления их среди других элементов.

Строгого математического описания процесса обрушения волны на откосе нет, поэтому невозможно хотя бы приближенно увязать массу и форму элемента покрытия откоса (камня, массива) с разнообразными по величине и направлению силами, возникающими в разные моменты времени в зоне разрушения волны. В инженерной практике для оценки необходимой массы элемента защитного покрытия откоса пользуются эмпирическими формулами, учитывающими параметры расчетного волнения (высоту волны h и ее длину $\bar{\lambda}$), угол наклона откоса φ, форму элемента, его материал.

Согласно СНиП [37], массу массива (блока) m, т, определяют по формуле

$$m = \frac{3{,}16 k_{fr} \rho_m h^3}{\left(\frac{\rho_m}{\rho} - 1\right)^3 \sqrt{1 + ctg^3 \varphi}} \sqrt{\frac{\bar{\lambda}}{h}} \quad ; \qquad (13.23)$$

где ρ_m и ρ — плотность материала элемента крепления и воды, k_{fr} — коэффициент устойчивости, принимаемый для камня в наброске равным 0,025, для обыкновенных бетонных блоков в наброске — 0,021, для тетраподов и других фигурных блоков в наброске — 0,008, а для фигурных блоков в укладке — 0,006.

Коэффициент устойчивости при $\frac{\bar{\lambda}}{h} > 15$, а также при наличии бермы рекомендуется принимать по опытным данным.

Массу элемента покрытия ниже зоны разрушения волн (z>0,7h), согласно [37], следует определять по формуле

$$m_z = m \exp\left(-\frac{7{,}5 z^2}{h\bar{\lambda}}\right) \quad ; \qquad (13.24)$$

За рубежом для определения массы устойчивых элементов покрытия откосов широко используются формулы Ирибаррена (Испания) (13.25) и Хадсона (США) (13.26):

$$m = \frac{N \rho_m h^3}{(f \cos\varphi - \sin\varphi)^3 \left(\frac{\rho_m}{\rho} - 1\right)^3} \quad ; \qquad (13.25)$$

$$m = \frac{\rho_m h^3}{K_\Delta \left(\frac{\rho_m}{\rho} - 1\right)^3 ctg\varphi} \quad ; \qquad (13.26)$$

где N и K_Δ — коэффициенты устойчивости элемента защитного покрытия на откосе, изменяющиеся в широком диапазоне в зависимости от формы фигурных блоков, f =tgα — коэффициенты трения (α — угол трения материала).

Обе эти формулы выведены авторами для защитного слоя из натурального камня, коэффициенты устойчивости для камней были ими получены из опытов, а структура формул — из условия, что устойчивость камня обеспечивается за счет собственного веса без зацепления элементов.

Зацепляемость блоков обеспечивает эффект защемления их в наброске, о чем можно судить по коэффициенту защемления K_Δ, выявленному в результате исследований ВНИИ ВОДГЕО. Этот коэффициент равен отношению подъемного усилия, прикладываемого к блоку для извлечения его из наброски (выполненной на горизонтальной плоскости), к весу этого блока (табл. 13.4).

Коэффициент K_Δ зависит от вида кладки блоков: при кладке впритык коэффициент защемления оказывается тем больше, чем больше площадь поверхности контакта между смежными блоками. Правильная кладка искусственных блоков характеризуется

в несколько раз большими коэффициентами защемления, чем наброска. Особенно большой защемляющей способностью обладают наброски из звездообразных блоков (тетраподов, квадриподов, гексаподов и гексалегов). Коэффициент защемления этих блоков возрастает пропорционально увеличению длины их лучевых отростков, но вместе с этим снижается прочность блока. Большой зацепляемостью обладает блок «динозавр» (рис. 13.2,b7) (французский патент), который по зацепляемости эффективнее долосов в несколько раз.

Таблица 13.4

Коэффициенты защемления (90 %-ной обеспеченности) фигурных блоков в наброске $K_{C90\%}$

Элемент наброски	$K_{C90\%}$	Элемент наброски	$K_{C90\%}$
Рваный камень	1	Гексалег с короткими лучами	1,8
Шар	1,2	Полный тетраэдр (холлоублок, тетрахэндрон)	2,2
Молотоблок	1,2		
Куб	1,3	Квадрипод	2,4
Параллелепипед	1,3	Тетрапод	2,7
Дипод (акмон)	1,6	Козловой блок (санрен)	2,8
Трибар американский	1,6	Гексапод	3,2
Долос	1,7	Гексалег с длинными лучами	3,8

Волногасящая способность крепления возрастает с увеличением его пористости. При очень плотной кладке возникает большое взвешивающее давление, поэтому для целей волногашения слишком плотная правильная кладка фигурных блоков нежелательна. Пористость наброски фигурных блоков больше пористости наброски карьерного камня, равной примерно 40 %; пористость наброски массивов кубической формы равна 47%, тетраподов и квадриподов — 50 %, тетраэдров, стабитов и стабилиподов — 60 %.

Анализ причин повреждений покрытий откосов из искусственных блоков показал, что большая пористость наброски блоков, благоприятная для гашения волновой энергии, вместе с тем повышает вероятность перехода отдельных элементов покрытия в неустойчивое положение во время длительных штормов большой силы. Блоки, находящиеся в неустойчивом положении, при ударах волн могут поворачиваться вокруг какой-либо точки, а затем под действием собственной массы возвращаться в первоначальное положение; при таких перемещениях возможны удары о соседние блоки и взаимное повреждение. Накапливаясь, повреждения доводят блок до разрушения; части разрушенного блока могут быть либо сброшенными с откоса, либо с большей степенью свободы, чем целый блок, двигаться в свободном пространстве, тараня и разрушая другие блоки.

§ 54. Рекомендации по проектированию оградительных сооружений откосного профиля

Проектирование оградительного сооружения откосного типа производится после назначения планового расположения системы ограждения акватории порта, определения расчетных параметров естественных факторов; обоснованного признания целесообразности применения откосного типа сооружения при выборе его среди других возможных

типов сооружений, выполняющих те же функции; достаточности запасов местных материалов необходимого качества. При этом предварительно устанавливают распределение по крупности камня, добываемого в карьере, возможный выход из всей массы камня глыб и самых крупных фракций при принятой схеме разработки карьера.

Проектирование собственно откосного сооружения начинается с назначения профиля основного тела и конструкции надводной части с учетом возможности или нежелательности перелива волн через сооружение; характера защитного покрытия внешнего (в необходимых случаях и внутреннего) откоса; ширины постели исходя из условий восприятия нагрузок грунтами основания.

При назначении высоты и ширины гребня в процессе проектирования учитывается, что с увеличением этих параметров существенно возрастает стоимость сооружения. В связи с этим определение оптимальных значений высоты и ширины гребня сопряжено, как правило, с допущением перелива очень высоких волн в расчетном шторме через оградительное сооружение. Поскольку пока еще не удалось разработать аналитический метод расчета влияния перелива на волнение в огражденной акватории и определение параметров гребня сооружения, высота и ширина гребня откосного сооружения в ряде стран нормированы на основании данных эксплуатации.

Согласно проектной практике, у нас в стране отметку гребня откосного сооружения определяют через высоту наката волны на внешний откос

$$z_c = h_{run} + 0{,}1h \ ; \qquad (13.27)$$

В Японии принимают, при допустимости перелива волн через гребень, высоту надводной части над уровнем полной воды в сизигию не меньше $0{,}6h_{1/3}$, где $h_{1/3}$ — значительная "показательная" волна, примерно равная $h_{13\%}$. При недопустимости перелива высоту надводной части сооружения принимают равной $1{,}25h_{1/3}$ над уровнем полной воды в сизигию, в портах с высокой обеспеченностью штормовых условий — $(0{,}6...1{,}25)h_{1/3}$ над суммарным уровнем, определяемым как уровень полной воды в сизигию плюс уровень штормовых нагонов по многолетним данным.

Для сооружений на слабых грунтах при назначении высоты гребня необходимо учитывать возможные осадки грунта и уплотнение наброски.

Ширина гребня назначается обычно на основании модельных испытаний при расчетных режимах волнения, а также с учетом обеспечения устойчивости сооружения и уклона наброски. По японским нормам и нормам США ширина гребня должна быть не меньше трехкратной ширины наибольшего элемента защитной наброски. Для определения ширины гребня нормами США рекомендована эмпирическая формула

$$B_c = 3\left(\frac{m}{\rho_m}\right)^{1/3} \ ; \qquad (13.28)$$

где m — масса элементов защитного слоя, ρ_m — плотность материала этих элементов.

При назначении ширины гребня приходится учитывать условия производства работ при строительстве оградительного сооружения (например, необходимость прохода по гребню строительной техники) и условия эксплуатации сооружения (необходимость прокладки по гребню инженерных коммуникаций, проезжей дороги, прогулочных дорожек). Для возможности проезда по гребню машин и кранов его ширина должна быть не менее 6 м.

Гребень откосного сооружения может быть закреплен камнем, бетонными массивами или фигурными блоками, железобетонными конструкциями. Отметка подошвы надстройки должна обеспечивать наименьшую вероятность повреждения гребня сооружения волнением. Часто отметку подошвы надстройки принимают на 0,7h выше максимального расчетного уровня. При креплении откоса со стороны моря фигурными блоками эта отметка может быть близка к уровню воды (см. рис. 13.14), а при наличии камеры гашения — ниже уровня воды. Ширина бермы перед парапетом или массивом надстройки желательна не менее (0,5...1,0)h.

Уклон откосов оградительного сооружения принимают в зависимости от силы волнения, глубины воды перед сооружением, характера крепления откосов и способа производства работ при отсыпке материала. Откосы по контуру сооружения могут быть круче откосов отсыпки ядра из песка или мелкого камня и круче откосов отсыпанных поверх ядра слоев камня. Обычно внешние контурные откосы проектируют не круче 1:1,25.

Иногда на откосе со стороны моря делают берму выше уровня воды (рис. 13.13, г), для снижения заплесков на гребень сооружения. Однако при действии на откос высоких волн берма может стать причиной расстройства защитного крепления — при откате волны элементы крепления на мористом крае бермы быстро теряют устойчивость, а ударное воздействие волн на откос выше бермы оказывается сильнее, чем в случае ровного откоса.

Берма под водой, являющаяся верхом упорной призмы с морской стороны, должна быть покрыта достаточно крупным камнем, что предотвратит размыв упорной призмы при сильном волнении. Иногда вместо упорной призмы на берму постели устанавливают упорный массив для удержания наброски массивов (см. рис 13.14, д) откосного крепления.

Стремление к обжатому профилю сооружения, т. е. принятию более крутых откосов, вызываемое желанием уменьшить площадь поперечного сечения сооружения, увеличивает стоимость крепления откосов. Крутые откосы должны иметь верхнее покрытие из крупных элементов, что приводит к необходимости увеличения общей толщины крепления, поскольку под любым слоем каменной отсыпки крупность материала не должна быть меньше размера пустот вышерасположенного слоя. Соотношение диаметров камней (по форме близких к шарам) смежно расположенных слоев должно быть 3:1 (а масс соответственно — 9:1). С уположением откоса окажется возможным применить покрытие из элементов меньшей крупности, однако общий объем отсыпанного материала возрастет.

Согласно СНиП [37], при определении воздействий на откосное сооружение максимальный расчетный уровень следует принимать 5 %-ной обеспеченности в режиме (уровень, наибольший из 20 максимальных годовых уровней) в безледный период; при определении расчетных параметров волнения необходимо располагать данными наблюдений за уровнями на протяжении не менее 25 лет. Обеспеченность расчетного шторма при определении волновых характеристик принимают равной 2 %, а в особых случаях при надлежащем обосновании — 1 %.

Расчетная обеспеченность высоты волны в системе при определении высоты наката волн на откос принимается равной 1 %, а при определении массы элементов крепления откоса — 2%.

При расчетах необходимо учитывать приливно-отливные, сгонно-нагонные, сезонные и годовые колебания уровней.

§ 55. Конструкция и расчет оградительных сооружений смешанного типа

К оградительным сооружениям смешанного типа относятся такие, нижняя часть которых представляет собой высокую постель в виде призмы из каменной наброски (t_b>0,5d_b), а верхняя — вертикальную стенку различной конструкции (рис. 13.18, а...в). Иногда к смешанному типу относят сооружения, у которых перед вертикальной стенкой имеется наброска из крупных камней или бетонных массивов (рис. 13.18, г). При этом наброска должна возвышаться над спокойным уровнем воды и иметь достаточную ширину поверху; в противном случае вместо снижения волновой нагрузки на стенку можно получить обратный эффект в результате образования разбитых волн. Такую конструкцию часто применяют для усиления оградительных сооружений или при их восстановлении (Поти, Новороссийск).

При резком изменении глубины воды, например, при наличии высокой каменной постели, волны разрушаются на глубинах, значительно больших, чем вычисленные по формулам для случая постепенно убывающих глубин. Глубина разрушения волн будет тем больше, чем резче изменение глубины в данном месте. Следовательно, при оградительном сооружении смешанного типа волны будут разбиваться у стенки при большей глубине над бермой, чем при сооружении вертикального типа, поэтому глубина воды над бермой d_{br} должна быть не менее (2...1,5)h.

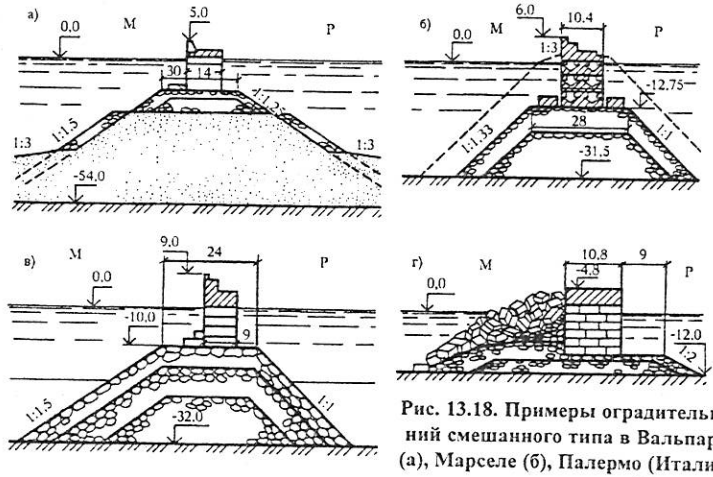


Рис. 13.18. Примеры оградительных сооружений смешанного типа в Вальпараисо (Чили) (а), Марселе (б), Палермо (Италия) (в) и Мадрасе (г)

Кроме того, из опытных данных и теоретических расчетов следует, что при относительной глубине d/λ>0,25 и указанных соотношениях глубины воды d_b и толщины постели t_b, глубины над бермой d_{br} и высоты волны h возможны случаи, когда при определенной крутизне волны давление со стороны гавани будет больше давления со стороны моря. Это следует учитывать при назначении толщины постели, а следовательно, и глубины над бермой в сооружениях смешанного типа и проверять расчетом.

Постель обычно отсыпают из камня различной крупности: в ее ядро укладывают мелкий камень или гравий, затем ядро прикрывают камнем, крупность которого по мере увеличения высоты постели возрастает так, чтобы на всех уровнях призма была устойчива против размыва при волнении.

Толщина защитного крепления на откосах должна в 3 раза или более превышать максимальный размер камня, но не должна быть менее 1 м. Массу камней на откосах и берме постели подбирают в соответствии с указаниями данной главы.

Уклоны откосов постели принимают в соответствии с крупностью камня, однако во всех случаях откосы не должны быть круче 1:2 с морской стороны и 1:1,5 со стороны гавани.

При проектировании сооружений смешанного типа необходимо определить осадку грунта основания сооружения и осадку каменной постели вследствие уплотнения, проверить ширину наружной и внутренней берм (см. гл. 10), определить волновые скорости на откосах и берме постели, необходимую массу камней, уложенных на откосе (см. §53), а также устойчивость вертикальной стенки и прочность ее элементов (см. гл. 12).

Конструкцию отдельных элементов сооружений смешанного типа принимают в соответствии с рекомендациями по проектированию сооружений вертикального и откосного профилей.

ГЛАВА 14
СКВОЗНЫЕ И ПЛАВУЧИЕ ВОЛНОЛОМЫ

§ 56. Сквозные волноломы

Теоретические и экспериментальные исследования убедительно показывают, что волновая энергия сосредоточена в приповерхностном слое жидкости – в слое толщиной, равной трем высотам волн, сосредоточено 98% волновой энергии. Такое положение привело к созданию оградительных сооружений со стенкой, заглубленной под уровень примерно на 2-2,5h и закрепленной на опорах различной конструкции. Эта стенка, или преграда, может быть выполнена в виде ящика, тонкого экрана, двух экранов, образующих открытую снизу камеру (резонатор), наклонной плоскости, решетчатой конструкции и др. (рис 14.1). Такие сооружения получили название сквозных волноломов. Строительство подобных сооружений было осуществлено в ряде портов (рис. 14.2).

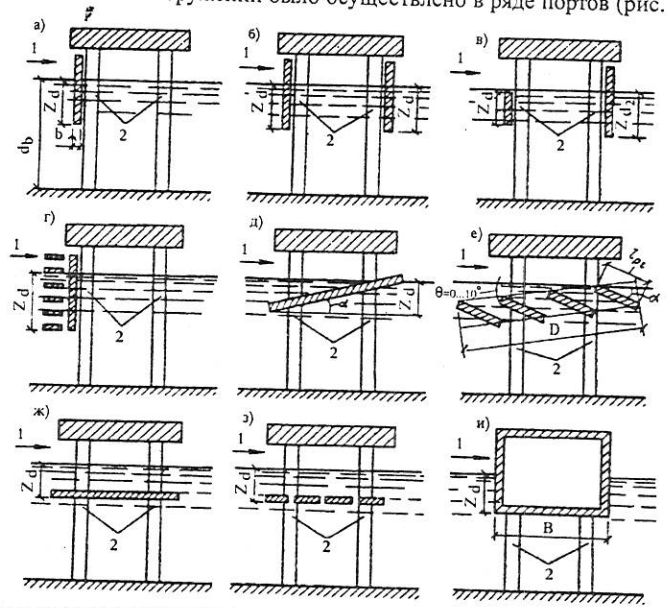


Рис. 14.1. Схемы сквозных волноломов с одним тонким экраном (а), двумя тонкими экранами (б); с двумя тонкими экранами неодинаковой высоты (в), с решетчатым вертикальным гасителем и экраном (г), с гасителем в виде наклонной плоскости (наклонным экраном) (д), с гасителем в виде нескольких наклонных пластин (е), с горизонтальным экраном (ж), с гасителем в виде решетчатого горизонтального экрана (з), ящичного типа (и) 1 - направление волнения; 2 - опоры

В последнее время предложено несколько конструкций оградительных сооружений, снабженных системой полостей, сквозных отверстий и каналов, а также сооружений из вертикальных элементов с промежутками, например, в виде свайного частокола. Эти сооружения, несколько условно, правда, также можно отнести к сквозным волноломам (рис. 14.2).

В нашей стране предложен и детально исследовался сквозной волнолом с неподвижным решетчатым гасителем. Волнолом состоит из отдельных опор, на которых за-

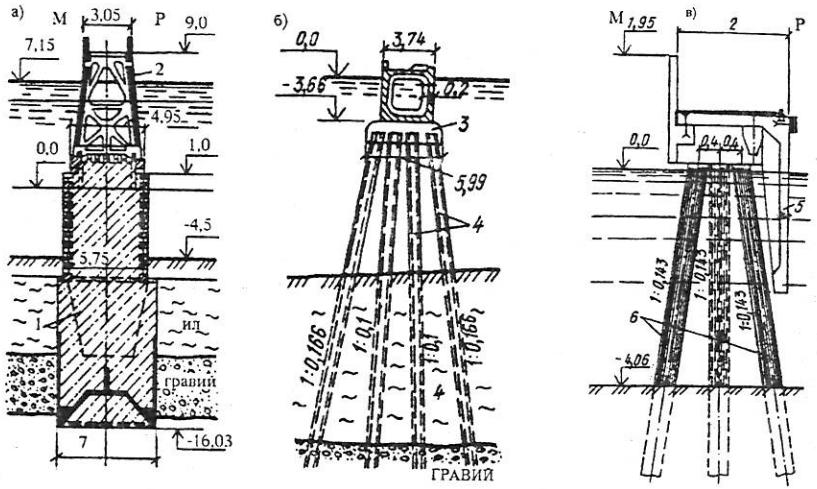


Рис. 14.2. Примеры осуществленных сквозных волноломов: а - мол со сквозной надстройкой в порту Гавр (Франция); б - мол ящичного типа в порту Веденсвилл на Женевском озере (Швейцария); в - мол с тонким экраном; 1 - кессон, 2 - надстройка; 3 - ростверк; 4 - стальные сваи; 5 - железобетонный экран; 6 - железобетонные козловые сваи 0,33 см, длиной 10 м

креплена система волногасящих пластин, объединенных связями в жесткую пространственную систему. Ширина решетки D принимается равной 0,4 $\bar{\lambda}$, верх пластин располагается на спокойном уровне, заглубление пластин z_d принимается равным 0,5h. Шаг пластин t принимают в пределах $(1,25...1,5)l_{pl}$. При указанных параметрах гасителя коэффициент гашения k_{dim}= 0,1 - 0,15.

Нормальное давление на первые две пластины, направленное снизу вверх, составляет 4 10^3 ρgh кПа, а давление, направленное сверху вниз, - 3,3 10^3 ρgh кПа. Давление на опоры определяется как для отдельно стоящих конструкций.

При расчете сквозных волноломов прежде всего определяют степень гашения волн. С этой целью для волнолома в виде тонкого вертикального экрана предложено несколько методов расчета как точных, так и приближенных. В первом случае исходят из теории волн малой амплитуды, вследствие чего результаты расчета значительно отличаются от данных опытов. Во втором случае известные решения дают практически совпадающие с опытом значения. В нормативном документе рекомендуется коэффициент гашения волн при тонком экране, если $B < \bar{\lambda}/2$, определять по формуле, предложенной проф. Д.Д.Лаппо:

$$k_{dim} = \frac{h_r}{h_{in}} = \sqrt{\frac{(1-\zeta)\,sh\frac{2\pi}{\bar{\lambda}}(d_b - z_d)\,sh\frac{2\pi}{\bar{\lambda}}(2d_b - z_d)}{sh\frac{2\pi d_b}{\bar{\lambda}} - sh\frac{4\pi d_b}{\bar{\lambda}}}} \quad ; \qquad (14.1)$$

где ζ– коэффициент сопротивления, учитывающий местные потери и вычисляемый по формуле:

$$\zeta = \left(\frac{h}{h + 0{,}5\bar{\lambda}}\right)\exp\left[-\frac{z_d}{2(d_b - z_d)}\right] \qquad (14.2)$$

где z_d – заглубление экрана под уровень воды.

Практически те же результаты дает формула Р.Вигеля (США), по которой им построены расчетные графики.

Коэффициент гашения волнолома с двумя экранами (рис. 14.1,б) рекомендуется определять по формуле (14.1), применяя ее сначала для первого, переднего экрана, а затем для второго, беря при этом за исходную высоту волны ее значение после гашения первым экраном. Рассчитанный таким образом коэффициент гашения удовлетворительно совпадает с данными эксперимента.

Формулой (14.1) можно воспользоваться для определения коэффициента гашения и при других гасителях путем введения поправочного коэффициента m.

При двух экранах разной высоты (рис. 14.1, в), если $z_{d,1} \approx 0{,}5z_{d,2}$ и $a = 0{,}5h_d$, значение коэффициента m принимают равным:

z_d/d_b	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3
m	1	0,9	0,6	0,4	0,3

Для этого же случая степень гашения можно определить по экспериментальным графикам [106], предложенным проф. Танако (Япония).

Для гасителя в виде наклонной плоскости (рис. 14.1,д) при a=30 коэффициент m = 0,44 при $h/\bar{\lambda} = 1/8$ и m = 0,55 при $h/\bar{\lambda} = 1/15$.

Для решетчатого гасителя (рис 14.1,е) при размере пластин $l_{pl} = (0{,}07 - 0{,}09)\,\bar{\lambda}$ и при угле θ = 0 коэффициент гашения k_{dim} в основном зависит от отношения $D/\bar{\lambda}$ и эта зависимость может быть аппроксимирована осредненной экспериментальной кривой (рис. 14.3) приведенной работе. При отношении $D/\bar{\lambda} = 0{,}4$ коэффициент гашения k_{dim}= 0,2. При увеличении угла θ > 10° коэффициент гашения резко снижается, поэтому, если колебания уровня незначительны, следует применить θ = 0. При больших колебаниях уровня можно применять решетчатую конструкцию гасителя, шарнирно закрепленную на устоях и меняющую вслед за уровнем свое положение по высоте.

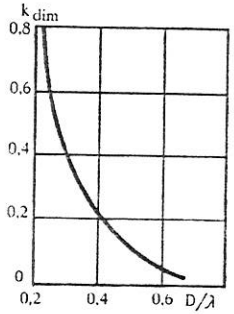


Рис. 14.3. Зависимость коэффициента гашения k_{dim} для решетчатого волнолома от отношения $D/\bar{\lambda}$

Для волнолома ячеистого типа (рис. 14.1, и) коэффициент гашения вычисляют по формуле, предложенной А.М. Жуковцом:

$$k_{dim} = \frac{1}{1 + 3{,}1B/\bar{\lambda}}\exp\left(-\frac{2\pi z_d}{\bar{\lambda}}\right) \qquad (14.3)$$

Волновое давление на сквозные волноломы зависит от их конструкции и определяется ее характерным размером. Для вертикальных стенок, заглубленных под уровень (тонкий экран, передняя грань ячеистого типа – рис. 14.4), при прочих постоянных условиях волновое давление зависит от

относительного заглубления $z_d/\bar{\lambda}$ и вычисляется по формуле:

$$P'_{x,c} = P_{x,c}\frac{1+k_{ref}}{2} \qquad (14.4)$$

где $P_{x,c}$ – равнодействующая давления стоячих волн на сплошную стенку в пределах заглубления экрана или ящика; k_{ref} – коэффициент отражения.

Коэффициент отражения вычисляется при B< h/2 по формуле:

$$k_{ref} = 1 - \frac{\operatorname{sh}\frac{2\pi}{\bar{\lambda}}(z_d + d_b)\operatorname{sh}\frac{2\pi}{\pi}(z_d + 2d_b)}{\sqrt{\operatorname{sh}\frac{2\pi}{\bar{\lambda}}\left(\frac{h}{2}+d_b\right)\operatorname{sh}\frac{2\pi}{\bar{\lambda}}\left(\frac{h}{2}+2d_b\right)\operatorname{sh}\frac{2\pi d_b}{\bar{\lambda}}\operatorname{sh}\frac{4\pi d_b}{\bar{\lambda}}}} \qquad (14.5)$$

и при B ≥ h/2 по формуле:

$$k_{ref} = \sqrt{1-\exp\left(-\frac{4\pi z_d}{\bar{\lambda}}\right)} \qquad (14.6)$$

Взвешивающее давление на конструкцию ячеистого типа принимается в виде эпюры трапецеидального вида (рис 14.6), краевые ординаты которой определяются по формулам:

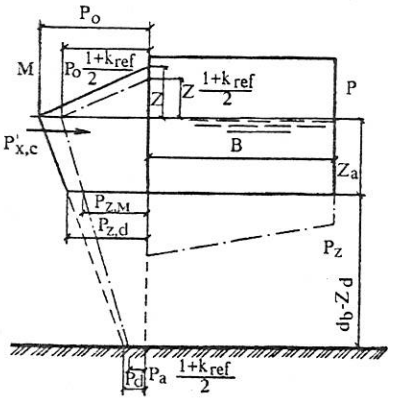


Рис. 14.4. Эпюры волнового давления на сквозной волнолом ящичного типа

Со стороны моря

$$P_{z,m} = P_z(1+k_{zef})/2 \qquad (14.7)$$

Со стороны гавани

$$P_{z,p} = k_{dim}P_{z,m} \qquad (14.8)$$

§57. Плавучие волноломы

Способность плавающих на поверхности жидких тел гасить волны общеизвестна и достаточно давно использовалась для защиты различных объектов от воздействия волн. Первые сведения о применении плавучих волноломов относятся к середине прошлого века, когда они были осуществлены во Франции в виде плавучих деревянных решеток, развитых по вертикали. Во время шторма эти сооружения были сорваны с якорей и разрушены. Так же неудачно кончилась попытка использовать плавучий волнолом

в России на Финском заливе примерно в то же время. В дальнейшем проектов плавучих волноломов было предложено очень много, но они либо вообще не были осуществлены, либо построенные волноломы терпели аварию в результате развития больших усилий в цепях и их обрыва, соударения отдельных частей волнолома и по другим причинам.

В настоящее время идея плавучих волноломов является едва ли не самой популярной из-за необходимости защиты ряда объектов, расположенных на большой глубине, где возведение стационарных волноломов технически невозможно, а также необходимости временной защиты отдельных сооружений, устройств или механизмов. Поиск наиболее рациональных и эффективных конструкций плавучих волноломов активно ведется как у нас, так и за рубежом. Только за период с 1960 по1970 г. во Франции, США и Японии зарегистрировано 45 изобретений. Несколько оригинальных конструкций плавучих волноломов предложено в России.

Наметились определенные тенденции в разработке конструкций плавучих волноломов:

а) отказ от применения понтонов с сильно развитой вертикальной передней стенкой ввиду больших усилий, развивающихся в этом случае в якорных цепях;

б) применение в различных комбинациях наклонных плоскостей;

в) деление волнового потока на отдельные струи в вертикальном и горизонтальном направлениях;

г) создание плавающих жестких или гибких горизонтальных поверхностей большой протяженности;

д) применение горизонтальных подводных экранов;

е) создание систем из отдельных плавающих элементов;

ж) применение синтетических гибких материалов.

Гашение энергии волн плавающими волноломами различной конструкции происходит в результате частичного или полного отражения волн, принудительного разрушения волн, нарушения регулярности волнового движения, внутренней структуры волн, увеличения турбулентной вязкости воды.

Плавающее тело, в частности, волнолом, на волне совершает вынужденные колебания. Если частота собственных колебаний волнолома будет близка к частоте вынужденных колебаний, т.е. к частоте волны, то наступит явление резонанса, амплитуда колебаний резко увеличится, что вызовет возрастание усилий в якорных цепях вплоть до разрушающих. По-видимому, при малых размерах понтонов это и наблюдалось в прошлом.

Колеблющееся на волне плавающее тело, в свою очередь, является генератором волн. При колебании в противофазе, что наблюдается в зарезонансной области, когда период собственных колебаний больше периода волн, генерируемая волна будет способствовать гашению волнения. Период собственных колебаний волнолома возрастает с ростом его массы, что наиболее просто достигается увеличением его ширины.

В результате исследования взаимодействия прямоугольного понтона с волной группой научных сотрудников под руководством Д.Д. Лаппо был предложен волнолом-причал «Катамаран». Отношение высоты остаточной волны к высоте исходной волны для конкретных размеров волнолома B = 19 м, l = 220 м, из стандартных понтонов (8,2x35 м) составляет h_r/h_{in} = 0,25…0,5 в зависимости от длины волны.

Наряду с описанной конструкцией в настоящее время проектируются плавучие волноломы с вертикальной передней гранью без якорного крепления (рис 14.5,а) либо с устройствами, поглощающими и рассеивающими часть энергии. К последним относят-

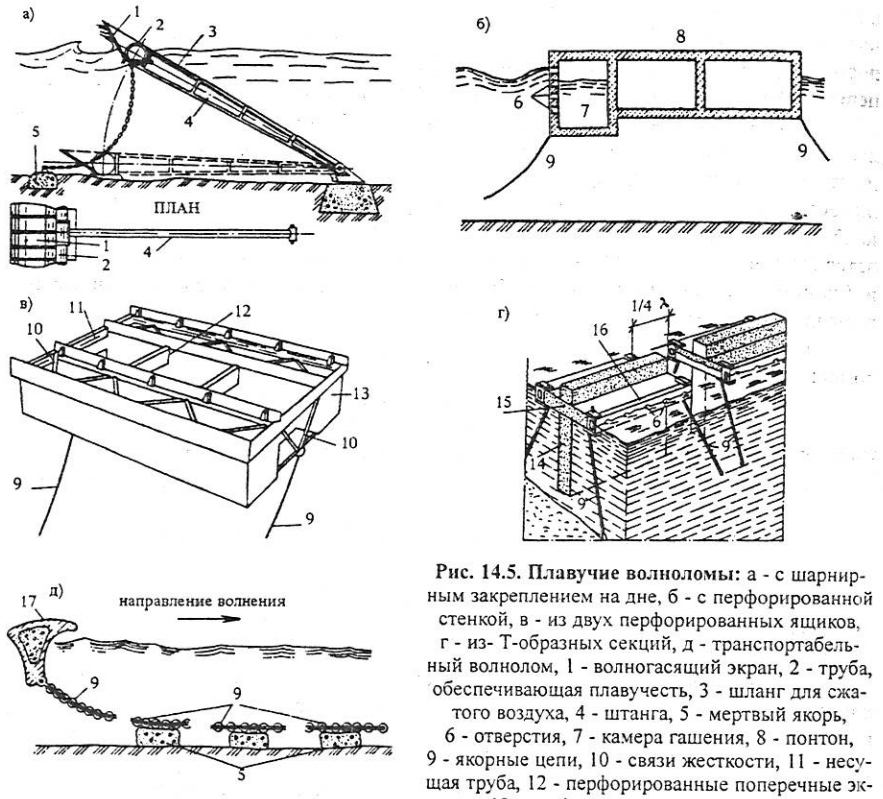


Рис. 14.5. Плавучие волноломы: а - с шарнирным закреплением на дне, б - с перфорированной стенкой, в - из двух перфорированных ящиков, г - из- Т-образных секций, д - транспортабельный волнолом, 1 - волногасящий экран, 2 - труба, обеспечивающая плавучесть, 3 - шланг для сжатого воздуха, 4 - штанга, 5 - мертвый якорь, 6 - отверстия, 7 - камера гашения, 8 - понтон, 9 - якорные цепи, 10 - связи жесткости, 11 - несущая труба, 12 - перфорированные поперечные экраны, 13 - перфорированные ящики, 14 - волногасящая стенка, 15 - горизонтальная платформа, 16 - волногасящая камера, 17 - плавучий элемент; 18 - гребень

ся волнолом с перфорированной передней стенкой и камерой гашения (рис 14.5, б), имеющий коэффициент отражения в различных модификациях k_{ref} = 0,2...0,3, и волнолом, который гасит энергию благодаря инерции плавающего тела (рис. 14.5, д): при подходе гребня волны поток воды действует на гребень 18 и поворачивает плавучий элемент 1 на 90^0, гребень 18 при этом занимает вертикальное положение, предотвращая переплеск волны; при подходе впадины волны гребень 18 снова занимает горизонтальное положение.

Во избежание столкновения и повреждения секций, устанавливаемых без шарнирного соединения, во время волнения их часто располагают вразбежку. Понтоны, входящие в состав волноломов, можно изготовлять из металла, железобетона или пластмассы.

Из жестких систем, развитых горизонтально, интересное предложение дано фирмой «Харрис» (Англия). Разработанный для порта Гавр волнолом представляет собой плоскую конструкцию, собранную из отдельных пустотелых балок-блоков, заполненных пенопластом и жестко скрепленных между собой ригелями. Блоки собраны так, что по всей длине волнолома остаются продольные щели. Размер конструкции по направлению распространения волн (ее ширина) должен быть больше длины волны и практически составляет 200 м и более. Длина волнолома в 20 раз больше ширины. К дну конструкция крепится несколькими рядами якорей. Волна гасится в результате движения над горизонтальной плоскостью, при ее перекатывании через блоки и турбулизации в щелях. Усилия в якорных цепях меньше, чем у волноломов ячеистого типа. Волнолом рассчитан на гашение волн высотой h=10 м. Степень гашения увеличивается, если период колебания волнолома будет больше периода волны.

В некоторых предложениях (Япония) с этой целью рекомендуется снизу подвешивать грузы. Для лучшего гашения энергии перекатывающихся через понтоны волн на их верхней палубе устраивают специальные ребра.

Для более легких условий в США запатентована система из пластмассовых понтонов размеров 1,5x3x1,5 м, собранных с промежутками. Ширина собранных понтонов равна примерно длине волны. Принцип гашения волн тот же, что и у волнолома системы «Харрис».

В Англии разрабатываются проекты плавучих аэродромов и защищающих их волноломов, собираемых из железобетонных понтонов, соединяемых на плаву при помощи натяжения проволочных пучков. Понтоны состоят из поперечных и продольных перегородок, объединяемых верхней и нижней плитами. Полости понтона заполняются пенополистиролом с замкнутыми ячейками. В плане волнолом имеет зигзагообразную форму, ширина его 100 м, длина 1...1,5 км.

Принудительное разрушение волн происходит при включении в состав волнолома одной или нескольких (рис. 14.6) наклонных пластин. Одной из удачных конструкций этого типа является решетчатый волнолом, предложенный в России проф. В.С.Христофоровым и др. На основании исследований рекомендуется принимать угол наклона пластин к горизонту $\alpha = 25^0$, ширину пластин $l_{pl} = 1{,}3h_{in}$, шаг пластин $t=1{,}3l_{pl}$, общую ширину гасителя $D=3(t+l_{pl}\cos\alpha)$, общую ширину по стабилизаторам $C=11h_{in}$, ширину переднего и заднего стабилизаторов $C_f = C_b = 3{,}5h_{in}$, высоту от верха решетчатого волногасителя до низа стабилизатора $H'=2h_{in}$, расстояние между стабилизаторами двух соседних секций $m = 0{,}25h_{in}$, длину секций $L_s = 0{,}67\bar{\lambda}$.

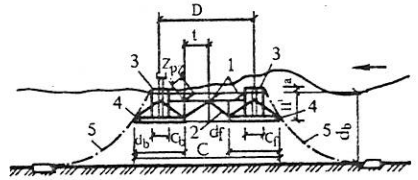


Рис. 14.6. Волнолом с гасителем в виде нескольких наклонных пластин: 1 - наклонные пластины, 2 - несущая решетка, 3 - плавучести, 4 - стабилизаторы, 5 - якорные цепи с мертвыми якорями

Коэффициент гашения волн вычисляют по формуле:

$$k_{dim} = 2k_1k_2 \qquad (14.9)$$

где коэффициенты $k_1 = f_1(d_b/h_{in}, h/\bar{\lambda})$ и $k_2=f_2(\theta)$ определяют по графику на рис 14.7.

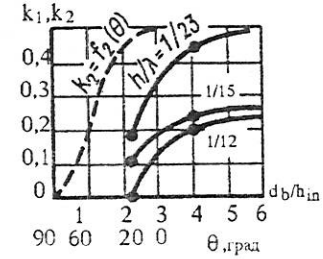


Рис. 14.7. График, зависимости коэффициента k_1 от крутизны волны h/λ и относительной глубины d_b/λ (при $\theta = 0$) и коэффициента k_2 от угла θ между лучом волны и нормалью к продольной оси сооружения

Нагрузку (вертикальную и горизонтальную) на 1 м длины волнолома N, кН/м, определяют по формуле:

$$N = 10nN_1\varphi h_{in}^{\ 2} \qquad (14.10)$$

где N_1 – нагрузка на 1 м длины волнолома от волны высотой h_{in}=1 м; n, φ– экспериментальные коэффициенты, определяемые соответственно по табл. 14.1 и графикам на рис. 14.10.

Таблица 14.1

Удельная нагрузка N_1 и коэффициент n

Нагрузки	N_1	n
Вертикальные на опорах:		
передних:		
вверх	0,4	1,5
вниз	0,15	1,4
задних:		
вверх	0,3	1,2
вниз	0,15	1,2
Горизонтальные:		
по волне	0,3	1,6
против волны	0,1	1,6
Усилия в якорных цепях:		
Передних	0,3	1,65
задних	0,15	1,6

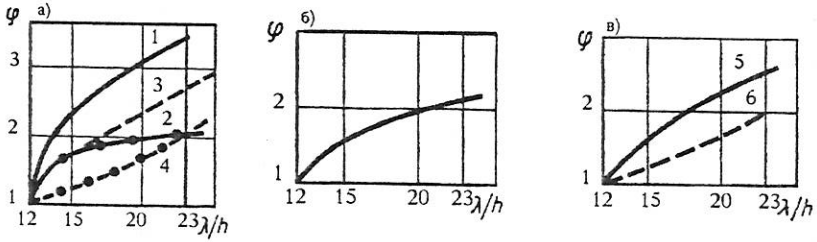


Рис. 14.8. Графики зависимости коэффициента φ от пологости волны λ/h для определения вертикальных нагрузок на волнолом (а), горизонтальных нагрузок на волнолом (б) и усилий в якорных цепях (в): 1 и 2 - усилия, действующие в передних опорах вниз и вверх; 3 и 4 - усилия, действующие в задних опорах вниз и вверх; 5 и 6 - усилия в передних и задних цепях

Усилия в шарнирных соединениях секций, нормальные к оси волнолома S_n, кН, и продольные S_1, кН, определяют по формулам $S_n = 55{,}5h_{in}^2$ и $S_1 = 32{,}2h_{in}^2$. Предварительное натяжение якорных цепей составляет 20% расчетного. Усилия в якорных цепях резко снижаются по сравнению с понтоном прямоугольного профиля. Так, если при волнении с параметрами h_{in}=3,5 м, $\bar{\lambda}$ = 33 м и глубине воды d_b=22,5 м усилия в цепях передних якорей решетчатого гасителя составляют 66 кН/м, то для понтона они равны 280 кН/м.

Очень удачная конструкция плавучего волнолома предложена сотрудниками ЦНИИСа Г.Д. Хасхачиком, А.М. Морозовым и другими (рис. 14.9). Основное достоинство ее – значительное уменьшение усилий в якорных цепях; для тех же параметров волнения, что указаны выше, при ширине волнолома, равной длине волны, эти усилия составляют 17 кН/м.

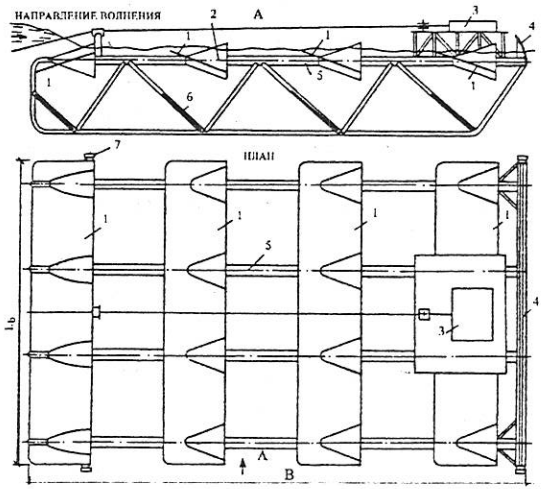


Рис. 14.9. Плавучий волнолом решетчатой конструкции системы ЦНИИСа: 1 - плоскости-гасители; 2 - понтоны конической формы; 3 - якорные устройства; 4 - козырек; 5 - рама; 6 - стабилизаторы; 7 - шарнир

Уменьшение якорных усилий происходит, во-первых, в результате применения гасителя решетчатого типа, который при эффективном гашении волны подвергается меньшему волновому давлению, а во-вторых, в результате применения в конструкции волнолома стабилизирующих устройств активного действия, которые наряду с вовлечением в работу волнолома значительных присоединительных масс воды способствуют уменьшению якорных усилий путем использования энергии качки волнолома.

Относительный коэффициент гашения волны $k_{dim,r}$ и усилия в якорных цепях N_a, МН, определяют по эмпирическим зависимостям.

$$k_{dim,r} = \frac{h_{in} - h_r}{h_{in}} = 1 - \exp[-1{,}15(B/\bar{\lambda})^{3/2}] \qquad (14.11)$$

$$N_a = 0{,}017\rho_w g m h_{in}^{\ 2} L_b \qquad (14.12)$$

где B – ширина волнолома по направлению луча волны; m – коэффициент, учитывающий влияние относительной ширины волнолома $B/\bar{\lambda}$; при $B \approx \bar{\lambda}$ значение m = 0,8; L_b – длина волнолома.

Относительный коэффициент гашения при m = 0,8 составляет $k_{dim,r}$= 0,7.

ГЛАВА 15
ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЯХ

§ 58. Классификация причальных сооружений

Причальные сооружения классифицируют по ряду признаков: сроку службы, значению их для порта, капитальности, форме поперечного профиля, типу конструкции, материалам, из которых их выполняют, и расположению относительно линии берега. Классификация по трем первым признакам приведена в гл. 10.

По форме поперечного профиля причальные сооружения бывают вертикального, откосного, полуоткосного и полувертикального профиля (рис. 15.1). Сооружения вертикального поперечного профиля наиболее дорогостоящие, но и самые удобные в эксплуатационном отношении, особенно при значительных глубинах. Поэтому в морских портах, где глубины у причалов достаточно велики, эта форма обделки берега имеет наибольшее распространение.

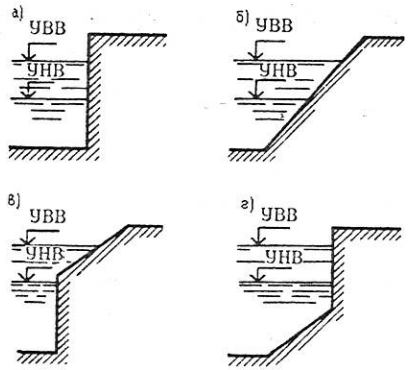


Рис. 15.1. Формы поперечных профилей берега: а - вертикальная; б - откосная; в - полуоткосная; г - полувертикальная

Сооружения откосного поперечного профиля — наиболее простые и дешевые, но менее удобные в эксплуатационном отношении; в морских портах применяются в основном в сочетании с плавучими причалами и причалами в виде отдельных бычков и пал. В речных портах достаточно широко распространены как вертикальные, так и откосные формы обделки берегов.

Сооружения полуоткосного и полувертикального поперечного профиля чаще всего используют на свободных реках и водохранилищах, причем полуоткосные формы применяют при длительном стоянии низких уровней воды, а полувертикальные — при высоких уровнях воды и больших глубинах.

В зависимости от расположения причальных сооружений относительно линии берега их подразделяют на набережные, причалы со съездами, оторочки, пирсы и рейдовые причалы (рис. 15.2).

Набережными и оторочками называют сооружения, которые на всем своем протяжении примыкают к берегу (набережные) или к существующим мелководным причалам (оторочки).

Причалы со съездами представляют собой причальные сооружения, возведенные параллельно берегу или под некоторым углом к линии берега, но в некотором удалении от него и соединенные с ним короткими эстакадами или дамбами (съездами).

Пирсами называют причальные сооружения, расположенные в акватории под углом к берегу (см. гл. 4).

Рейдовые причалы находятся в удалении от берега, связи с ним не имеют и могут быть различной конструкции.

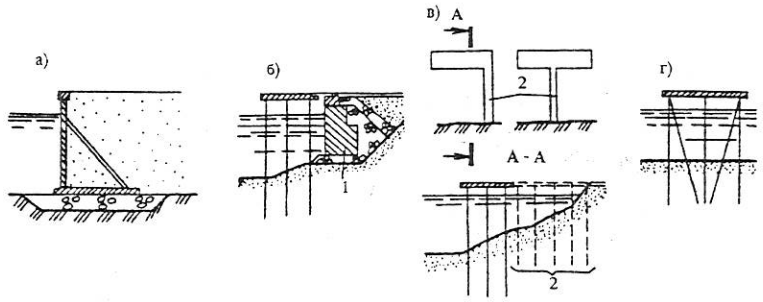


Рис. 15.2. Классификация причальных сооружений в зависимости от расположения относительно линии берега: а - набережная-стенка; б - оторочка; в - причалы со съездом (план, разрез); г - пирс сквозной конструкции; 1 - существующее сооружение; 2 - съезды

Особую группу сооружений составляют плавучие причалы, выполняемые в виде понтонов различной конструкции. Применяют их при больших колебаниях уровня воды в водоеме, недостаточной для подхода судов глубине у стационарных причалов, а также при небольших грузооборотах (особенно на внутренних водных путях).

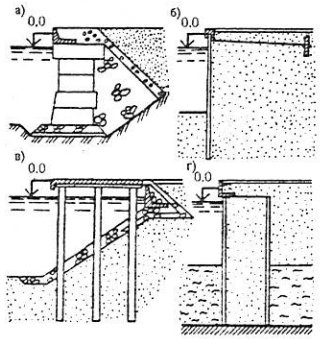


Рис. 15.3. Классификация причальных сооружений по конструктивным признакам: а - гравитационные; б - типа тонкой стенки; в - с высоким ростверком; г - на специальном основании

По конструктивным признакам вертикальные причальные сооружения подразделяют на пять основных групп: гравитационные (рис. 15.3, а), типа тонкой стенки (больверки) (рис. 15.3, б), с высоким свайным ростверком (рис. 15.3, в), смешанные и на специальных основаниях (на опускных колодцах, кессонах и пр.) (рис. 15.3, г).

В зависимости от наличия или отсутствия в конструкции причальных сооружений сплошной стенки их подразделяют на набережные-стенки (рис. 15.3, а, б) и сквозные сооружения (рис. 15.3, в). Набережные-стенки, обычно воспринимающие горизонтальное давление грунта, расположенного за ними выше отметки дна у причала, часто называют распорными сооружениями, а сквозные в связи с отсутствием давления грунта в этой зоне на сооружение или незначительной его величиной называют безраспорными сооружениями. Для распорных сооружений основной расчетной нагрузкой является горизонтальное давление грунта, для безраспорных основную роль играют эксплуатационные нагрузки.

Гравитационными называются такие причальные сооружения, устойчивость которых на сдвиг, опрокидывание и пр. обеспечивается их собственным весом.

Больверком называется сооружение в виде сплошной шпунтовой стенки, обычно омоноличенной поверху надстройкой (шапочным брусом). Больверк может быть заанкерованным или незаанкерованным. Устойчивость сооружений типа «больверк» обеспечивается отпором грунта, в который забит шпунт, и анкерной опорой. При отсутствии анкерной опоры устойчивость стенки обеспечивается только защемлением ее в грунте основания.

Причальными сооружениями с высоким свайным ростверком называют сооружения на свайном основании, у которых плита ростверка находится выше поверхности дна. Устойчивость свайных сооружений обеспечивается защемлением свай в грунте.

Больверки либо сооружения на сваях или сваях-оболочках применяют при залегании в основании грунтов, допускающих погружение свай на требуемую глубину. В этом случае тип сооружения выбирают на основании технико-экономического сравнения вариантов.

Сооружениями смешанного типа называют такие, в состав которых входит ряд элементов, характерных для нескольких конструкций причальных сооружений.

В зависимости от применяемого материала причальные сооружения бывают деревянные, металлические, бетонные, железобетонные и смешанные, элементы которых выполнены из разных материалов (например, основание из металлических свай, верхнее строение из бетона). Наибольшее распространение имеют бетонные и железобетонные причальные сооружения.

В связи со значительным ростом водоизмещения судов и необходимостью строительства глубоководных причалов (глубиной до 20...25 м и более) в мировой практике получили распространение набережные и пирсы с использованием металла — стальных труб (часто с переменной толщиной стенки) диаметром 1...3 м, мощного шпунта и т. п.

§ 59. Нагрузки, действующие на причальные сооружения

Нагрузки, действующие на причальные сооружения, могут быть постоянные и временные, в том числе длительно действующие, кратковременные и особые [15] (см. гл. 10).

Ниже рассматриваются нагрузки, учитываемые при расчете причальных сооружений.

Собственный вес причального сооружения и связанных с ним конструкций определяют исходя из их геометрических размеров и соответствующих значений плотности материалов. При определении веса элементов конструкций, находящихся в воде, учитывают гидростатическое взвешивание. Вес неподвижного оборудования устанавливают по его паспортным данным.

Вертикальные эксплуатационные нагрузки подразделяют на две группы. В первую группу включают нагрузки от передвижных перегрузочных механизмов и транспортных средств, передаваемые на причальные сооружения в виде ряда сосредоточенных сил от катков или колес, во вторую группу — нагрузки от складируемых грузов. Величины и схемы нагрузок первой группы зависят от грузоподъемности и типов перегрузочных механизмов и транспортных средств. Характеристики их приводятся в паспортах перегрузочных механизмов и соответствующих нормативных документах [3,5].

При определении усилий от временных нагрузок в элементах причальных сооружений необходимо отыскивать их наиневыгоднейшие для работы конструкций положения.

Нагрузки от складируемых грузов зависят от рода груза и высоты его штабеля. Удельное давление q, кПа, определяют по формуле

$$q = \gamma \cdot h, \qquad (15.1)$$

где γ — удельный вес груза, кН/м^3, h — высота штабеля, м.

Высота штабеля зависит от ряда факторов: вида груза, его месторасположения (у кордона или в тылу причала), противопожарных требований, прочности тары для тарно-штучных грузов и т. п. В связи с этим удельное давление от складируемых грузов изменяется в зависимости от специализации причала и по его ширине.

В зависимости от назначения причала [3] вертикальные нагрузки на причальные сооружения в морских портах подразделяют на четыре категории 0, I, II, и III:

0.....для навалочных грузов, крупнотоннажных контейнеров, металлов, оборудования, тяжеловесов, пакетов штучных грузов и круглого леса.

I – II.....для лесных и тарно-штучных грузов.

II – III....для зерновых и нефтеналивных грузов, грузопассажирских операций и служебно-вспомогательного флота.

По ширине причала нагрузки дифференцируют по зонам (рис. 15.4, табл. 15.1).

Таблица 15.1

Характеристики нагрузок по зонам для различных категорий грузов

Категория эксплуатационной нагрузки на причал	Нагрузка от перегрузочных машин и транспортных средств			Нагрузка от складируемых грузов, кПа		
	портальные краны	железнодорожный состав, кН на 1 м пути	безрельсовый транспорт	зона Б q_1	зона В q_2	зона Г q_3
0	К-350	140	Н-300	40	120	200
I	К-350	140	Н-300	40	60	100
II	К-250	140	Н 300	30	40	60
III	-	-	Н-100	15	20	20

Примечание. Для кранов цифры означают максимальное вертикальное усилие, передаваемое от катка крана на рельс, кН, нагрузки от машин безрельсового транспорта принимаются по СНиП «Мосты и трубы»

Зона А — прилегает непосредственно к линии кордона, где могут оказаться грузы с ограниченной высотой штабеля. Ширина ее назначается из условия обеспечения свободного передвижения портальных кранов, поэтому она заканчивается на расстоянии 2 м от первого подкранового пути. При обычных расстояниях между линией кордона и первым подкрановым рельсом 1,25...2,75 м эта зона практически отсутствует.

Зона Б — зона расположения основных перегрузочных механизмов и прикордонных транспортных устройств. Возможная высота штабелей складируемых грузов здесь тоже ограничена из-за сравнительно небольшой ширины этой зоны. Кроме того, нагрузки в этой зоне оказывают непосредственное воздействие на причальные сооружения, в связи с чем большие их величины не всегда могут быть оправданы из-за утяжеления причальных сооружений.

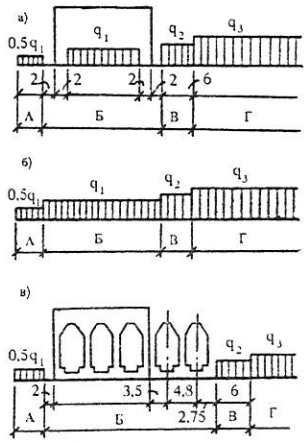


Рис. 15.4. Основные схемы расположения эксплуатационных нагрузок на причале (а-в) и разделение территории причала на зоны А-Г

Зоны А и Б составляют прикордонный участок территории причала.

Зона В — переходная, в которой располагаются откосы штабелей навалочных грузов. Ширина ее определяется заложением откоса штабеля. При складировании грузов, не создающих откосов (контейнеры, пиломатериалы и т. п), эта зона отсутствует.

Зона Г — тыловая. Интенсивность нагрузки от складируемых грузов здесь наибольшая, так как высота штабелей в этой зоне может быть принята предельно допустимой для данного рода груза. Ширина этой зоны ограничивается радиусом действия перегрузочных машин и размерами тыловой территории причала.

С усовершенствованием технологии перегрузочных работ, конструкций перегрузочных механизмов и транспортных средств, увеличением глубин у причалов указанные величины нагрузок могут изменяться. Так, на специализированных причалах в настоящее время усилие от ног крана на причал достигает 4...5 МН, а нагрузка в тыловой зоне — 300 кПа.

Нагрузки от судов. К ним относятся нагрузки от навала на причальное сооружение пришвартованного судна, от натяжения швартовов и от навала судна при его подходе к сооружению.

Навал на причальное сооружение пришвартованного судна обусловливается воздействием на судно ветра и течения, направленным в сторону причала.

Нагрузка от ветрового навала W, кН, зависит от скорости ветра и парусности судна и может быть определена по формулам:

$$\left.\begin{aligned} W_q &= 73{,}6\cdot 10^{-5} A_q \upsilon_q^2 \xi \\ W_n &= 49\cdot 10^{-5} A_n \upsilon_n^2 \xi \end{aligned}\right\} \qquad (15.2)$$

где W_q и W_n — поперечная и продольная составляющие ветрового навала, кН, υ_q и υ_n — соответствующие скорости ветра 2%-ной обеспеченности, м/с, A_q и A_n — парусность надводной части судна в плоскости, перпендикулярной направлению ветра, м^2; ζ — безразмерный коэффициент, принимаемый в зависимости от размеров судна.

Наибольший размер силуэта судна в продольном или поперечном направлении, м	До 25	50	100	200 и более
ξ	1	0,8	0,65	0,5

Суммарную величину поперечной или продольной относительно линии кордона составляющей нагрузки от навала на причал пришвартованного судна при действии на него течения Q_w, кН, определяют по формуле

$$Q_w = 0{,}59 A_i \upsilon_i^2 ; \qquad (15.3)$$

где υ_i — поперечная или продольная составляющая скорости течения*, м/с, A_i — боковая или лобовая подводная площадь судна, м^2.

Рассмотренные нагрузки передаются причальному сооружению в местах его контакта с корпусом судна. Поэтому усилие на единицу длины причального сооружения q_n, кН/м, будет зависеть от соотношения между длиной причала L_i, м, и длиной прямолинейной вставки (часть борта) судна l_b, м:

$$\text{При } L_i > l_b \qquad q_n = k\frac{R_x}{l_b} ; \qquad (15.4)$$

$$\text{При } L_i < l_b \qquad q_n = k\frac{R_x}{L_i} ; \qquad (15.5)$$

где R_x — суммарная нагрузка от навала судна на причальное сооружение, кН; k = 1,1 — поправочный коэффициент, учитывающий эксцентриситет приложения нагрузки относительно середины участка контакта судна с причалом.

При стоянке судна у причала, образованного палами, нагрузка от его навала передается в виде сосредоточенных сил, причем только на те палы, которые расположены в пределах прямолинейной вставки судна. Распределение нагрузки на палы производят с учетом их жесткости.

Нагрузки на причальное сооружение от натяжения швартовов обусловливаются действием на судно ветра и течения, направленных от причала (в сторону акватории). Эти нагрузки для морских судов определяют по формулам (15.2) и (15.3), как и нагрузки от навала пришвартованного судна. Однако в этом случае при определении надводной парусности судна учитывают влияние экранирующих преград (причала, складов и других береговых сооружений), расположенных с наветренной стороны судна.

Передача швартовных нагрузок на причальные сооружения осуществляется швартовными концами, закрепленными к тумбам или рымам. Поскольку судно удерживается у причала одновременно несколькими швартовами, то усилие S, кН, передаваемое на одну тумбу, будет равно

$$S = \frac{Q_{tot}}{n \sin\alpha \cos\beta} \qquad (15.6)$$

где Q_{tot} — суммарная поперечная составляющая швартовной нагрузки, кН, n — число работающих тумб, принимаемое равным 2, 4, 6 и 8 при длине судна 50, 150, 250 и 300 м соответственно; α и β — углы наклона швартовов, град (рис. 15.5), относительно линии кордона и горизонтальной плоскости (обычно $\alpha = 30°$, $\beta = 20°$).

Для речных судов сила натяжения швартовов определяется по табл. 15.2. Составляющие усилия S: поперечная S_q, продольная S_n и вертикальная S_V (см. рис. 15.5) могут быть определены по формулам:

$$S_q = \frac{Q_{tot}}{n}; \qquad (15.7)$$

$$S_n = S\cos\alpha\cos\beta ; \qquad (15.8)$$

$$S_V = S\sin\beta ; \qquad (15.9)$$

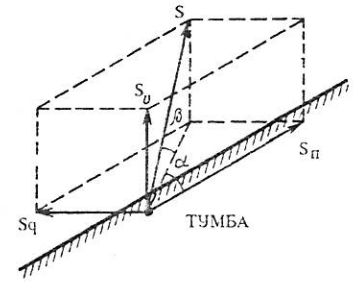


Рис. 15.5. Схема разложения усилия, передаваемого на тумбу от натяжения швартова

Нагрузка от навала судна при его подходе к причалу обусловливается тем, что в момент контакта с причальным сооружением судно еще обладает некоторой непога-шенной скоростью. Характер изменения

* Согласно СНиП 2. 06. 04—82 * скорости ветра и течения в формулах (15.2) и (15.3) принимаются 2 %-ной обеспеченности за навигационный период.

этой нагрузки во времени и ее величина зависят от целого ряда факторов: массы судна и присоединенной массы воды, массы сооружения, конструкции отбойных устройств, угла подхода судна к сооружению, его скорости в момент касания сооружения, возможности судна разворачиваться в плане и т. д.

Таблица 15.2

Сила натяжения швартовов S для судов пассажирских, грузовых, грузопассажирских и технического флота

Расчетное водоизмещение судна в грузу D , тыс. т.	S , кН
Менее 1	30—145
1—2	125—195
2—3	145—245
3—5	195
5—10	245
Более 10	295

Точное определение этой нагрузки с учетом всех указанных факторов достаточно сложно, поэтому при вычислении ее вводят упрощающие предположения. В частности, при использовании энергетического метода кинетическую энергию подходящего к причалу судна с учетом присоединенной массы воды E_q приравнивают к суммарной энергии деформации $E_{tot} = E_e+E_i$, выделяя часть энергии, затрачиваемую на деформацию отбойных устройств (E_e), и причального сооружения (E_i); при $E_e>10E_i$, величиной E_i, пренебрегают.

Величина E_q, кДж, может быть определена по выражению

$$E_q = \psi \frac{D\upsilon^2}{2} \; ; \qquad (15.10)$$

где D — водоизмещение судна, т, υ — нормальная к причалу составляющая скорости движения судна, м/с; ψ — обобщенный коэффициент энергии навала, учитывающий характер взаимодействия судна с причальным сооружением.

Величина ψ в зависимости от конструкции причального сооружения равна: для причалов в морских портах со сплошной стенкой $\psi = 0,5$, набережных и оторочек эстакадного типа $\psi = 0,55$ и пирсов сквозной конструкции $\psi = 0,65$. Для речных причалов эта величина изменяется соответственно от 0,3 до 0,45.

Зная E_q, поперечную горизонтальную нагрузку на причал F_q при подходе к нему судна можно определить графически (рис. 15.6). Вначале строят кривую $E_q=f(f_t)$, где f_t характеризует деформативность причального сооружения и отбойных устройств. При этом деформации причальных сооружений и отбойных устройств $f_t=f_1+f_2$, для ряда значений F_q определяют либо расчетом по общим правилам строительной механики, либо экспериментальным путем*. Площадь w между кривой $F_q=f(f_t)$ и осью f_t в этом случае представляет общую энергию (работу) деформаций E_{tot}.

* Характер таких кривых для некоторых типов отбойных устройств приведен в гл. 19

Затем строят кривую $E_{tot}=f(f_t)$, являющуюся интегральной кривой по отношению к графику $F_q=f(f_t)$: абсцисса этой кривой равна соответствующим площадям графика ω. Горизонтальную нагрузку на причал F_q при заданной энергии навала судна E_q определяют, как показано на рис. 15.6 (см. пунктирную линию).

Значения допускаемых нормальных составляющих скоростей подхода морских судов к причалам изменяются от $\upsilon = 0,22$ м/с для судов водоизмещением менее 2 тыс. т до $\upsilon = 0,08$ м/с для судов водоизмещением более 200 тыс. т. Для речных судов скорости подхода изменяются от 0,3 до 0,1 м/с.

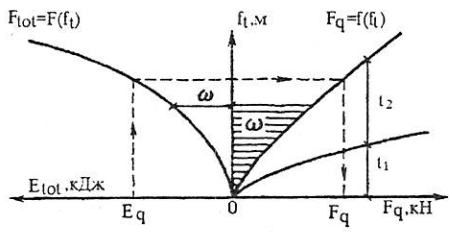


Рис. 15.6. Схема к определению горизонтальной нагрузки на сооружения от навала на него судна в момент его подхода к причалу

Ледовые нагрузки оказывают существенное влияние на работу причальных сооружений в районах со сравнительно тяжелыми ледовыми условиями. В практике эксплуатации причальных сооружений были случаи серьезного повреждения и даже полного их разрушения льдом в результате недоучета ледовых нагрузок и воздействий при проектировании сооружений.

Воздействие льда на сооружения обусловливается его температурными деформациями, перемещением под действием ветра и течения, а также колебаниями уровня воды в водоеме. Силовое воздействие льда проявляется в виде навала ледяных полей на сооружение, удара льдин о сооружение, а также зависания примерзшего к сооружению льда при колебаниях уровня воды.

Различают два вида воздействия движущихся льдин на отдельные опоры: льдина, ударившись об опору, полностью останавливается или, продолжая двигаться, прорезается опорой. В последнем случае нагрузка на опору часто оказывается наибольшей, так как ее величина обусловливается прочностью самого льда. Особым видом воздействия льда является истирание им элементов сооружения, что необходимо учитывать при их проектировании. Для речных сооружений большую опасность представляет нагрузка от примерзшего льда при колебаниях уровня воды.

Рекомендации по определению ледовых нагрузок на причальные сооружения приведены в СНиП [9].

Давление грунта на причальные сооружения в виде стенки (гравитационной, шпунтовой, смешанного типа) является основной нагрузкой. В портовом строительстве, как правило, для определения давления грунта в основном используют два метода: первый базируется на так называемой классической теории давления грунта, основы которой были разработаны в XVIII в. Кулоном, а второй — на теории предельно напряженного состояния грунта, получившей широкое распространение благодаря работам отечественных ученых В.В. Соколовского, С.С. Голушкевича и др.

Совпадение предельных значений активного и пассивного давления грунта по обоим методам наблюдается только при вертикальных гладких тыловых поверхностях жестких стенок и горизонтальных свободных поверхностях грунтов засыпки. Наибольшие расхождения отмечаются при наклонных шероховатых тыловых поверхностях стенок. В неблагоприятных условиях эти расхождения для активного давления в некоторых случаях достигают 25—30 %, а для пассивного — еще больше.

В настоящее время разработаны и заложены в СНиП уточненные рекомендации по определению бокового давления грунта, учитывающие практически все возможные случаи его взаимодействия с ограждающими сооружениями (см. гл. 10).

§ 60. Особенности проектирования причальных сооружений

Общие принципы проектирования и расчета портовых гидротехнических сооружений изложены в гл. 10.

Причальные сооружения должны обладать стойкостью против воздействия на них волн, льда, процессов переменного замораживания и оттаивания, увлажнения и высыхания, агрессивного воздействия воды и складируемых грузов биологической среды. Поэтому их необходимо выполнять из материалов, устойчивых против агрессивного воздействия среды и механического истирания, или применять защитные облицовки, покрытия и пропитки.

При проектировании причальных сооружений, как правило, следует предусматривать обустройство их отбойными и швартовными приспособлениями, подкрановыми путями, а также возможность (в соответствии с технологическими требованиями) прокладки инженерных сетей (водопровода, воздухопровода, электрокабелей и т. п.). В набережных должна быть обеспечена грунтонепроницаемость стен, а в тех случаях, когда возможно повышение уровня воды, в обратной засыпке нужно предусматривать дренажные устройства.

В последнее время при строительстве причалов с вертикальными стенками начинают применять сооружения с волногасящими устройствами, что позволяет уменьшить высоту отражаемых от сооружений волн и улучшить тем самым волновой режим на акватории порта.

ГЛАВА 16
ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПРИЧАЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

§ 61. Классификация гравитационных причальных сооружений

Причальные сооружения гравитационного типа обычно состоят из трех основных частей: искусственного основания (постели), основной конструкции и надстройки (надводной части).

Постель выполняют из наброски камня на слое обратного фильтра. Устраивают ее с целью уменьшения давления, передаваемого сооружением на грунтовое основание, его неравномерности, а также для защиты последнего от размыва волнением, течением и винтами судов (см. гл. 12).

Основное назначение надстройки — выравнивание конструкции и омоноличивание ее сборных элементов; на надстройке монтируется также технологическое оборудование. Надстройка возводится насухо, конструктивно может быть выполнена более легкой и иногда из материалов, отличающихся от материала основной части сооружения.

Конструкцию основной части назначают с учетом гидрологических и геологических условий, имеющихся строительных материалов и строительного оборудования. В зависимости от конструктивного решения гравитационные причальные сооружения могут быть в виде кладки массивов, массивов-гигантов, ряжей, уголкового профиля, оболочек большого диаметра. Условно сюда могут быть отнесены и сооружения на отдельных опорах гравитационного типа, расположенных на некотором расстоянии друг от друга (до 20...30 м), пролеты между которыми перекрыты верхним строением (чаще всего балочного типа).

Причальные сооружения гравитационного типа применяют при наличии в основании скальных грунтов или плотных и средней плотности сжимаемых грунтов, обладающих достаточно высокой несущей способностью и обеспечивающих относительно равномерную осадку сооружений. Такие причальные сооружения можно возводить и на слабых грунтах, специально закрепленных для восприятия расчетных нагрузок, что вызывает, естественно, дополнительные затраты (см. гл. 12). Конструкции этого типа успешно эксплуатируются в тяжелых гидрометеорологических условиях, в частности, ледовых, и в агрессивный морской среде. Причальные сооружения гравитационного типа в зависимости от конструкции можно применять практически при любых глубинах, необходимых для эксплуатации современных крупнотоннажных судов.

§ 62. Причальные сооружения из массивовой кладки

Сооружения этого типа получили широкое распространение во второй половине прошлого столетия, когда были созданы краны сравнительно большой грузоподъемности. Выполняют их из правильной кладки массивов обычно массой 25...100 т. Массивы укладывают горизонтальными рядами — курсами с перевязкой швов.

Наибольшее распространение в свое время получили набережные трапецеидального профиля, одним из примеров которых является набережная, построенная в порту Поти в 1863 - 1907 гг. (рис. 16.1, а). Выполнена она из правильной кладки массивов массой около 30 т. В основании набережной отсыпана постель из камня, заглубленная на 2 м ниже проектной отметки дна. С тыловой стороны стенки отсыпана призма из камня для снижения бокового давления грунта на набережную и предотвращения вымывания

грунта через швы кладки. Однако, как показал опыт эксплуатации подобных сооружений, при наличии на акватории порта волнения отсыпка призмы из камня не обеспечивает достаточной защиты от вымывания грунта через швы кладки. В результате происходит просадка территории и нарушается нормальная эксплуатация причала. Поэтому позднее призмы из камня стали прикрывать со стороны грунта слоем щебня, гравия или карьерной мелочи (рис. 16.1, в).

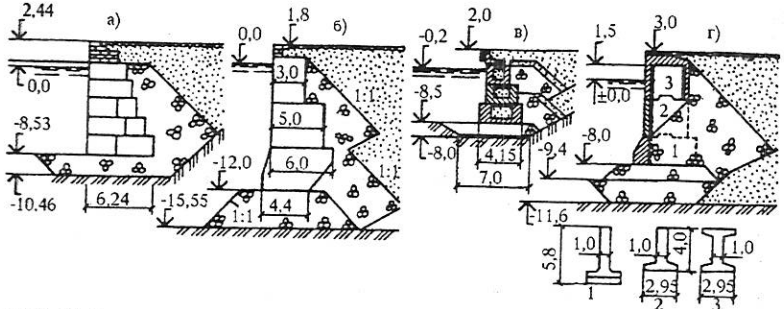


Рис. 16.1. Набережные из массивовой кладки в порту Поти (а), в бассейне Мустафа (Алжир) (б), конструкции Равье (Джибути) (г), из пустотелых массивов в Клайпеде (в)

Наиболее существенными недостатками этих набережных является большой расход бетона и неравномерность напряжений в их основании, поэтому в настоящее время сооружения трапецеидального профиля применяются редко.

Для уменьшения расхода бетона и неравномерности напряжений по подошве сооружения были предложены ряд конструкций, в которых уменьшается боковое давление грунта и эксцентриситет равнодействующей всех сил, приложенных к набережной, относительно середины ее подошвы, что и способствует выравниванию напряжений в ее основании. Среднее же их значение в связи с уменьшением ширины подошвы стенки несколько возрастает (рис. 16.1, б, в, г).

Наиболее рациональный профиль сооружений из массивов массой около 100 т был предложен в 50-х годах Союзморниипроектом, который разработал типовые проекты набережных для глубин 4,5...11,5 м (см. 16.2, а). Ряд таких набережных построен в портах Находка, Новороссийск и др. Характерной их особенностью является расположение массивов в сечении. Наличие свеса верхнего массива за тыловую грань стенки (названного разгружающей консолью) приводит к уменьшению бокового давления грунта на стенку, а также к смещению центра тяжести сооружения в сторону засыпки. Этому же способствует и выступ за тыловую грань набережной массива второго курса. Выступ верхнего массива в сторону гавани позволил выдвинуть в ту же сторону нижний массив, не опасаясь повреждения швартующихся у причала судов. Все это в конечном счете позволило снизить вес набережной по сравнению с весом сооружений трапецеидального профиля, а следовательно, и расход бетона на единицу длины сооружения.

Наиболее существенная экономия бетона достигается при использовании пустотелых крупногабаритных массивов для строительства набережных столбчатой конструкции (рис. 16.2,б), применяемых на скальном основании.

Сооружения из массивовой кладки, как причальные, так и оградительные, в конструкции которых отсутствуют тонкостенные элементы, обладают достаточной долговечностью и хорошо сопротивляются воздействию льда. Конструкция сооружений проста. При изготовлении массивов и их укладке в сооружение не требуется сложного оборудования. Однако эти конструкции чувствительны к неравномерным осадкам, поэтому укладка массивов ведется по курсам и каждый следующий курс укладывается после затухания осадки нижележащих, в связи с чем значительно увеличиваются сроки строительства.

Имеются примеры (правда, исключительные), когда причальное сооружение из массивовой кладки на глинистых грунтах строилось в течение 8 лет (порт Владивосток). Но и в благоприятных условиях строительство подобных сооружений ведется 2-3 года. Сооружения из массивовой кладки весьма материалоемки и, следовательно, дорогостоящи.

В отечественной практике причалы из массивовой кладки наиболее широко применяются при глубине у кордона 11,5 м (пять курсов). В нефтегавани Шесхарис построен мол-причал на слабых грунтах с глубиной на берме 14,5 м (семь курсов), который получил существенные деформации. Однако в некоторых портах набережные из массивовой кладки массой до 100 т с глубиной у кордона 20 м (р. Конго) благополучно эксплуатируются в течение многих лет.

В речных условиях набережные из массивовой кладки массой 30...50 т строят обычно небольшой высоты (до 8,5 м) во избежание неравномерных осадок или в сочетании с облегченными надстройками (Волгоградский пассажирский район, порт Осетрово) (рис. 16.2, в).

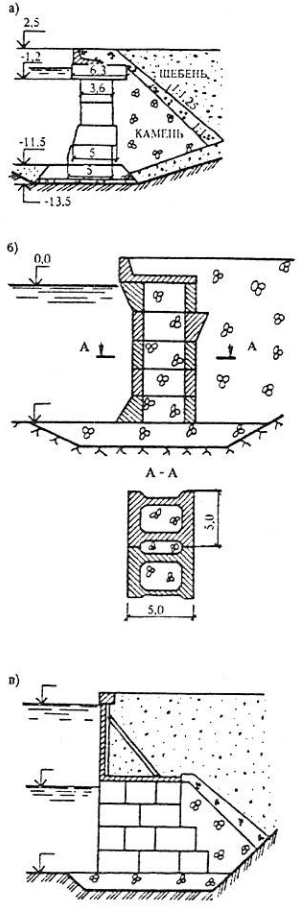


Рис. 16.2. Набережные из массивовой кладки рациональной конструкции (а), из кладки пустотелых массивов столбчатой конструкции (б), смешанной конструкции из массивовой кладки с уголковой надстройкой (в)

§ 63. Причальные сооружения из массивов-гигантов

Причальные сооружения из массивов-гигантов нашли сравнительно широкое распространение как в морских, так и в речных портах. Общие принципы проектирования таких причальных сооружений те же, что и оградительных сооружений (см. гл. 12). Однако форма массивов-гигантов, применяемых для возведения причальных сооружений, в ряде случаев несколько иная. Используют массивы как симметричной, так и (очень часто) несимметричной формы. Например, массивы-гиганты набережной в порту Гдыня (рис. 16.3, а) шириной 6,2 и длиной 18,15 м имеют симметричную форму, в продольном направлении они разделены четырьмя переборками на пять отсеков. В переборках предусмотрены

окна для уменьшения массы массивов. Засыпка за массивами выполнена из песка. Малое число швов в конструкциях набережных из массивов-гигантов обеспечивает возможность надежного перекрытия этих швов с помощью обратного фильтра, позволяя тем самым обойтись без устройства призмы из камня за стенкой (если она не требуется для уменьшения давления грунта).

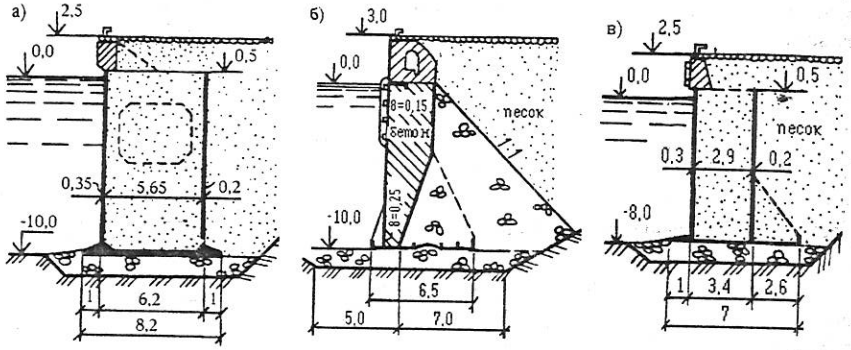


Рис. 16.3. Набережные из массивов-гигантов в портах Гдыня (Польша) (а), Талькогуанно (Чили) (б), Клайпеда (в)

Несимметричную форму имеют массивы-гиганты набережной, построенной в порту Талькогуанно (Чили) в 1904—1907 гг. (рис. 16.3, б), а также в ряде других портов. Принятая форма массивов позволила снизить давление грунта на конструкцию за счет обратного уклона нижней части тыловой стены ящика. Однако возникли значительные трудности при изготовлении массивов такой формы (их бетонировали в лежачем положении) и транспортировании. При установке на место для придания им вертикального положения пришлось использовать плавучие краны.

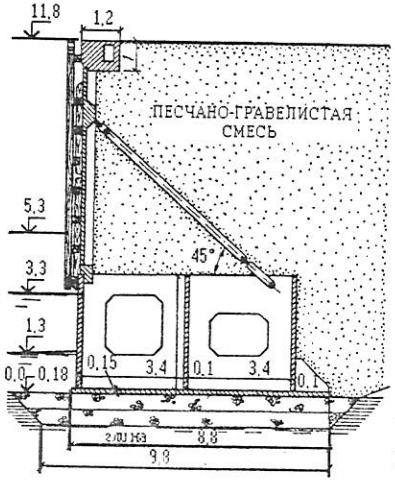


Рис. 16.4. Набережная из массивов-гигантов с надстройкой из железобетонных плит в Пермском порту

Более удачной конструкцией сооружения из несимметричных массивов-гигантов является набережная в порту Клайпеда (рис. 16.3, в). Выполнена она из массивов шириной 3,4 м и длиной 21,7 м. В продольном направлении массивы разделены десятью переборками на 11 отсеков. Несмотря на несимметричную форму, на плаву они занимали вертикальное положение, что обеспечивалось соответствующим подбором толщины стен и днища массивов.

При значительных колебаниях уровня воды в водоеме и при расположении его преимущественно на низких отметках, что обычно наблюдается в речных условиях, строят набережные из массивов-гигантов с надстройкой.

Такая набережная построена в Пермском порту в 1960-1963 гг., (рис. 16.4). Высота массивов-гигантов 4,3 м выбрана исходя из строительных уровней, при которых глубина воды составляла 3...4 м. При такой высоте массивы-гиганты имеют небольшую осадку 2,2 м, что позволяет доставлять их на плаву к месту установки. Ширина массивов по днищу 8,8 м, длина 17,4 м. Подобные массивы-гиганты применялись также в Томском и ряде других речных портов.

Массив-гигант собран из отдельных омоноличенных между собой плит. Толщина торцовых плит, днища и переборок принята 0,15 м, наружных стен — 0,18 м. Надстройка смонтирована из ребристых плит толщиной 0,15, шириной 3,15 и высотой 7 м, выполненных из предварительно напряженного железобетона. Анкеровка элементов надстройки осуществлена с помощью металлических тяг сечением 20х150 мм, соединенных шарнирно с закладными частями надстройки и переборок. Для морских условий сборный тип массивов-гигантов вряд ли может найти широкое применение ввиду повышенной агрессивности среды, поэтому в каждом конкретном случае требуется серьезное обоснование.

Благодаря применению массивов-гигантов резко сокращаются сроки строительства по сравнению с возведением сооружений из кладки массивов, обеспечивается возможность строительства причалов практически с любой необходимой глубиной у кордона (до 22...25 м и больше), снижается расход бетона, не требуется тяжелое крановое оборудование.

В то же время сооружения из массивов-гигантов отличаются высокой стоимостью устройств для спуска массивов на воду, поэтому применение их целесообразно лишь при большом объеме работ. В тяжелых ледовых условиях приходится использовать достаточно сложные и дорогостоящие устройства для защиты стенок ящика массива-гиганта в зоне переменного уровня. Массивы-гиганты можно применять в тех случаях, когда исключаются большие неравномерные осадки, и при весьма тщательном выравнивании постели.

Достоинства рассматриваемой конструкции причалов обеспечили широкое применение их в практике мирового портостроения.

§ 64. Причальные сооружения из ряжей

Ряжевые причальные сооружения из дерева до 50-х гг. имели сравнительно широкое распространение как за рубежом, так и в нашей стране, особенно в северных районах. В настоящее время они постепенно вытесняются современными менее трудоемкими конструкциями из бетона, железобетона и металла. Целесообразность применения ряжевых причальных сооружений обусловливается наличием на месте строительства леса, местного камня, пригодного для гидротехнического строительства, и отсутствием в воде древоточцев.

По своей конструкции причальные сооружения из ряжей во многом схожи с оградительными сооружениями. Основное отличие состоит в том, что поперечному профилю ряжей в причальных сооружениях часто придают

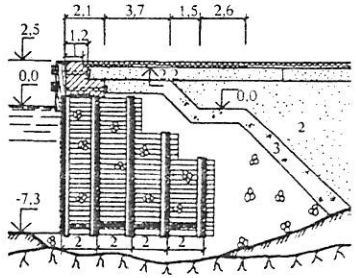


Рис. 16.5. Набережная из ряжей в Сороком порту: 1 - песок; 2 - рефулированный грунт; 3 - обратный фильтр

несимметричную ступенчатую форму. Хотя симметричный ряж и более удобен при дорубке на плаву и буксировке его к месту строительства, но он требует больше древесины и обходится дороже. Горизонтальное же положение днища несимметричных ряжей достигается загрузкой части их клеток соответствующим количеством камня (рис. 16.5).

Ряжевые конструкции хорошо сопротивляются воздействиям льда, достаточно долговечны при расположении под водой. В то же время эта конструкция многодельна, не поддается индустриализации, район ее применения ограничен.

В причальных сооружениях из ряжей глубина у кордона, как правило, не превышает 8...10 м. Максимальная высота ряжей, обусловливаемая прочностью древесины, не превышает 15...17 м (Якутский порт).

В практике портового строительства делались попытки создания ряжевых набережных и из железобетонных элементов. Был разработан ряд проектов, а одна набережная построена на пристани Усолье на р. Ангаре. Однако распространения они не получили из-за высокой трудоемкости монтажных работ при их возведении.

§ 65. Уголковые набережные

Набережные уголкового типа в портовом строительстве начали применять сравнительно давно. Однако широкое распространение получили лишь после разработки конструкций из сборного железобетона. В настоящее время в нашей стране в портовом строительстве используются три конструктивные разновидности уголковых набережных: с внутренней анкеровкой, с внешней анкеровкой и контрфорсные.

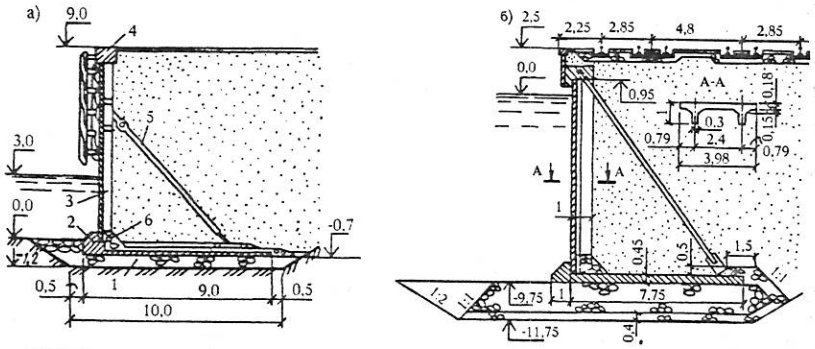


Рис. 16.6. Уголковые набережные с внутренней анкеровкой конструкции Гипроречтранса, применяемые на внутренних водных путях (а) и конструкции Черноморниипроекта для морских портов (б): 1 - постель; 2 - фундаментная плита; 3 - лицевая плита; 4 - шапочный брус; 5 - анкерные тяги из полосовой стали; 6 - обратный фильтр

Конструкция уголковой набережной с внутренней анкеровкой (рис. 16.6) была разработана в 50-е годы Гипроречтрансом и использована вначале для строительства «насухо» в водохранилищных портах (Тольятти, Самара и др.), а затем и для строительства «в воду» (Волгоград, Новороссийск, Херсон и др.).

Набережные этого типа, широко применяемые на внутренних водных путях (рис. 16.6, а), состоят из вертикальных и горизонтальных элементов таврового сечения, соединенных между собой анкерными тягами. Вертикальные элементы установлены на горизонтальные и опираются на специальные выступы в них. Размеры элементов унифицированы, что позволяет изготовлять их для набережных разной высоты на одной технологической линии, а транспортировать и монтировать с помощью одних и тех же механизмов. Ширина вертикальных элементов 1,6 м, фундаментных плит 1,53 м, толщина полок 0,15 м, ширина ребер 30 см. В местах установки анкеров с целью обеспечения хорошей заделки закладных частей для крепления анкерных тяг ребра уширяются до 0,7 м.

Поверх вертикальных элементов уложен шапочный брус из монолитного железобетона. Анкерные тяги выполнены из полосовой стали, поставленной на ребро. Элементы, предназначенные для монтажа набережных различной высоты, отличаются лишь своей длиной и высотой ребер. Вертикальные элементы часто изготовляют из предварительно напряженного железобетона, горизонтальные — из ненапряженного.

Для морских портов Союзморниипроектом и его филиалами разработан ряд модификаций этой конструкции набережной. На рис. (16.6, б) приведена набережная, разработанная Черноморниипроектом для глубин 6,5; 8,25; 9,75 и 11,5 м. Набережная выполнена из унифицированных элементов заводского изготовления. Ширина элементов 3,98 м. В местах сопряжения лицевых плит с ребрами с целью исключения концентрации напряжений предусмотрено устройство вутов.

В зависимости от глубин перед набережными изменяются толщина фундаментных плит и высота ребер лицевых плит. Лицевые плиты для набережных с глубинами 9,75 и 11,5 м изготовляют из предварительно напряженного железобетона, а для набережных с глубинами 6,5 и 8,25 м — как из предварительно напряженного, так и ненапряженного железобетона. Фундаментные плиты изготовляют из ненапряженного железобетона.

Анкерные тяги состоят из двух стальных полос, соединенных одна с другой с помощью накладок и диафрагм. Шапочный брус выполняют из монолитного железобетона с облицовкой плитами заводского изготовления.

Блоки набережной (шириной 3,98 м) монтируют на берегу и устанавливают кранами на заранее подготовленную постель из камня, отсыпанного на слой щебня. Масса блоков для глубин 11,5 м не превышает 100 т.

Следует отметить, что действующие нормы [15], учитывая жесткие требования к выравниванию оснований под уголковые стенки, допускают применение постелей из гравия, но при условии выполнения защитных мероприятий против подмыва набережной и технико-экономическом обосновании такого решения.

Одним из основных вопросов при проектировании сборных уголковых набережных является обеспечение грунтонепроницаемости швов (стыков) между их элементами. Некоторые из способов перекрытия швов приведены на рис 16.7. Первые два способа (рис. 16.7, а, б) применяют на внутренних водных путях при строительстве "насухо".

Основным отличием уголковых набережных с внешней анкеровкой (рис. 16.8,а) является то, что их лицевые плиты анкеруются не к фундаментальным, а к специальным анкерным плитам, которые монтируются также из унифицированных элементов. Наличие анкерных плит предопределяет и несколько иную работу набережных этого типа — устойчивость их обеспечивается не только собственным весом, но и анкерными плитами. В результате при одинаковой длине фундаментальных плит напряжения в основаниях набережных с внешними анкерами будут меньше, чем набережных с внутренней анкеровкой. Основные недостатки таких набережных — неудобства производства работ по установке вертикальных плит и малая монтажная жесткость конструкции при строительстве «в воду».

Уголковые контрфорсные набережные-стенки состоят из лицевых, фундаментных и контрфорсных плит, омоноличенных в единый блок. Как показано на рис. 16.8, б, лицевые плиты плоские, толщиной 0,25 м по всей высоте, кроме зоны переменного уровня, где их толщина увеличена до 0,4 м.

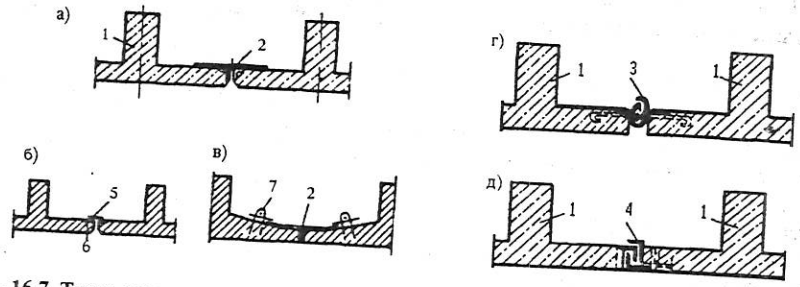


Рис. 16.7. Типы перекрытия швов между вертикальными элементами уголковых набережных при строительстве "насухо" (а, б) и "в воду" (в-д):
1 - вертикальные элементы таврового сечения; 2 - рулонный материал (геотекстиль); 3 - стальной замок от шпунта ШП-1; 4 - уголковый прокат; 5 - стальная полоса на сварке; 6 - закладные детали; 7 - металлическая скоба с клином

Толщина фундаментных плит переменная (в направлении линии кордона) и увеличивается от 0,2 м у краев до 0,5 м под контрфорсами. Толщина контрфорсных плит 0,2 м. Все плиты имеют обычную арматуру. При ширине блока 4 м и глубине у причала 11,5 м масса блока не превышает 100 т. Швы между блоками (вертикальные и горизонтальные) перекрываются двумя слоями рулонного материала.

Основными достоинствами конструкций в виде уголковых стенок являются полная унификация элементов, индустриализация их изготовления, что обеспечивает высокое качество изделий и повышает срок службы сооружений, сравнительно небольшая стоимость и высокие темпы строительства. К недостаткам следует отнести необходимость в специальных мерах защиты тонкостенных элементов от воздействия внешних факторов (удара судов, льда), относительную сложность монтажа при строительстве «в воду» из отдельных элементов или необходимость применения кранов большой грузоподъемности при монтаже стенки из предварительно собранных блоков. Уголковые набережные имели высоту до 13,5 м.

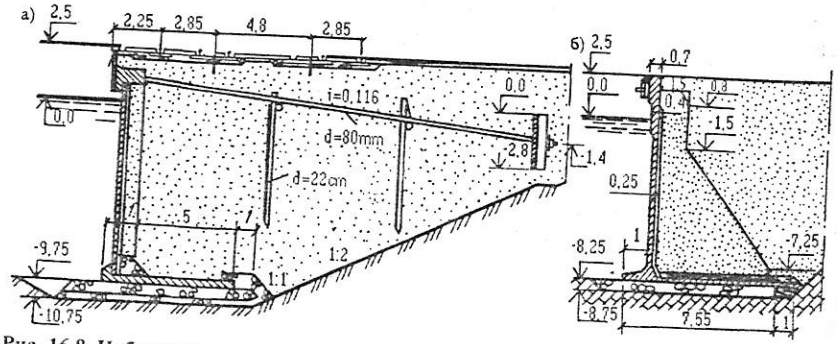


Рис. 16.8. Набережные уголкового типа с внешней анкеровкой (а) и контрфорсная (б)

§ 66. Причальные сооружения из оболочек большого диаметра

Как в нашей стране, так и за рубежом широкое распространение получили гравитационные причальные сооружения из оболочек большого диаметра, что объясняется рядом их существенных преимуществ: универсальностью конструкции, малым числом элементов, сравнительно небольшим расходом бетона и возможностью в ряде случаев возведения набережных без устройства постели из камня. Все это способствует индустриализации строительства, уменьшению трудоемкости работ, сокращению сроков возведения сооружений и в конечном итоге снижению их стоимости.

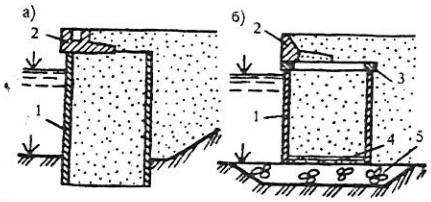


Рис. 16.9. Основные типы причальных сооружений из оболочек большого диаметра, заглубленных в грунт основания (а) и установленных на каменную постель (б): 1 - оболочка; 2 - надстройка; 3 - монолитное кольцо для монтажа сборной надстройки; 4 - обратный фильтр; 5 - каменная постель

Сооружения из оболочек большого диаметра (рис. 16.9) состоят из двух основных элементов — оболочки и надстройки. Оболочки устанавливают либо на каменную постель, либо непосредственно на грунт с заглублением подошвы на 1,5...2,5 м ниже проектной отметки дна путем монтажа в заранее подготовленные прорези или погружением с помощью подмыва, отгрузки или иными методами. Заглубление исключает возможность выпирания грунта, находящегося внутри оболочки, и ее подмыва.

Основным недостатком конструкций из оболочек большого диаметра является большая масса монтажных элементов, в связи с чем для транспортирования и монтажа сооружений требуется тяжелое грузоподъемное оборудование. Снижение массы сборных элементов может быть достигнуто разрезкой оболочек вертикальными (рис. 16.10, а) или горизонтальными (рис. 16.10, б) монтажными швами (см. гл., 12), а также путем устройства разгрузочных консолей и разгрузочных анкерных плит (рис. 16.10, в, г).

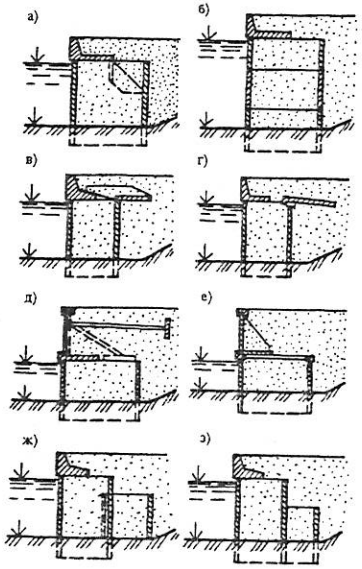


Рис. 16.10. Конструкции набережных из оболочек большого диаметра: а - монолитные или сборные оболочки с вертикальным членением (пунктиром показаны возможные профили оболочки в верхней тыловой части); б - оболочки, собираемые из колец; в, г - оболочки с разгрузочными анкерными плитами; д-е - оболочки со сборной заанкерованной или контрфорсной надстройкой уголкового профиля; ж - оболочки, устанавливаемые в два ряда, из которых тыловой выполняет роль разгрузочного; з - двухъячеистые монолитные оболочки

В последнем случае, кроме того, существенно выравниваются напряжения в основании причальных набережных.

При больших колебаниях уровня воды (более 3 м) целесообразно проектировать высокие сборные или монолитные надстройки контрфорсного типа или уголкового профиля с наклонным или горизонтальным анкером (рис. 16.10, д, е). Применение таких конструкций помимо снижения общей стоимости набережной и уменьшения массы оболочки существенно улучшает эксплуатационные условия швартовки судов при низких уровнях воды. Экономия железобетона в монолитных оболочках может быть достигнута практически без снижения устойчивости конструкции путем устройства вырезов в их верхней тыловой части, показанных пунктирной линией на рис. 16.10, а.

При строительстве глубоководных причальных набережных диаметр оболочек ограничивается не только их массой или массой составных элементов, но также в не меньшей степени размерами надстройки, несущая способность которой обратно пропорциональна квадрату длины или практически расстоянию между осями соседних оболочек. Если учесть, что надстройка воспринимает нагрузку от портальных кранов, железнодорожного состава и складируемых грузов, то станет очевидным значительное влияние надстройки на общую стоимость набережной.

На основании опыта проектирования и строительства рациональные пределы увеличения диаметра оболочек следует ограничить 9...12 м. Из оболочек такого диаметра могут быть построены набережные высотой до 13...16 м. При большей высоте помимо указанных выше разгрузочных плит могут применяться составные или комбинированные оболочки (рис. 16.10, ж, з), а также оболочки овального (продолговатого) поперечного сечения. Как правило, в этих случаях тыловая часть конструкции имеет меньшую высоту и толщину стен, чем основная оболочка, тем самым несколько компенсируя увеличение расхода материала по сравнению с оболочками цилиндрического сечения большего диаметра.

Вопросы конструирования оболочек, стыков между сборными элементами и узлов сопряжения соседних оболочек рассмотрены в гл. 12.

Для причальных набережных дополнительно приходится обеспечивать их грунтонепроницаемость в целом, используя различные конструкции перекрытия швов (рис. 16.11). Кроме того, криволинейность лицевой поверхности причальных сооружений из оболочек большого диаметра вызывает определенные трудности при устройстве отбойных приспособлений (см. гл. 19), особенно в тех случаях, когда при больших колебаниях уровня воды суда швартуются не только к поверхности надстройки, но и непосредственно к самим оболочкам. Следует отметить, что в этом случае необходимо защищать не только поверхность надстройки и оболочки по лицевой образующей, но также и боковую их поверхность, подверженную удару мелких судов при подходе к набережной.

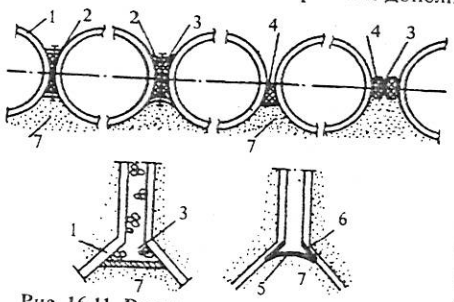


Рис. 16.11. Варианты перекрытия стыков между оболочками: 1 - цилиндрическая или полигональная оболочка; 2 - щиты опалубки; 3 - уплотнение в виде подводного бетона или гравийно-щебеночного фильтра; 4 - железобетонные нащельники; 5 - листовая сталь, приваренная к закладным частям; 6, 7 - обратная засыпка

Одной из первых в середине 50-х гг. была построена глубоководная набережная высотой 21,5 м во французском порту Гавр, известная под названием «Флорида». Оболочки высотой около 22 м и диаметром 11 м имели стенки толщиной 0,92 м с 40 отверстиями в них диаметром 0,7 м (рис. 16.12, а). Погружали их в грунт основания на 4...5 м. Для уменьшения напряжений под лицевой кромкой оболочки в верхней части стенки устроена сборно-монолитная ребристая разгрузочная консоль длиной 5,75 м, которая совместно с шапочным брусом выполняет также роль омоноличивающего элемента. Грунтонепроницаемость набережной обеспечивается специальными железобетонными сборно-монолитными нащельниками, пазы между которыми заполнены с помощью подводного бетонирования. Так как швартовые операции у набережной выполняются при колебаниях уровня воды до 8 м, на этой высоте устроены отбойные приспособления на специальных бетонных прямоугольных приливах, расположенных через одну оболочку.

Особенно оригинальным и интересным в инженерном отношении был метод изготовления этих громадных колодцев-оболочек. Так как масса одной оболочки превышала 350 т, была принята трехстадийная схема их бетонирования. На первой стадии на территории причала изготовляли нижнее кольцо высотой 4 м и транспортировали его плавучим краном грузоподъемностью 200 т на затопленную площадку с отметкой 3 м, расположенную на 3 м ниже уровня воды. На этой площадке оболочку наращивали до высоты 10,8 м и тем же плавучим краном грузоподъемностью 15,0 т с помощью расположенного внутри понтона переправляли на нижерасположенную площадку с отметкой — 3 м. Здесь ее возводили на полную высоту и тем же краном с помощью понтона грузоподъемностью до 350 т транспортировали к месту строительства набережной на расстояние до 2 км.

Своеобразным был метод погружения колодцев-оболочек до проектной отметки. Для этого использовали отверстия в стенках, через которые производились рыхление и выемка грунтов с помощью многочисленных грейферов и эрлифтирования. При такой технологии погружения плотность грунта основания внутри оболочки не нарушалась. После установки в проектное положение полость оболочки заполняли песчаным грунтом, отверстия в стенках со стороны акватории заделывали тощим бетоном и песком.

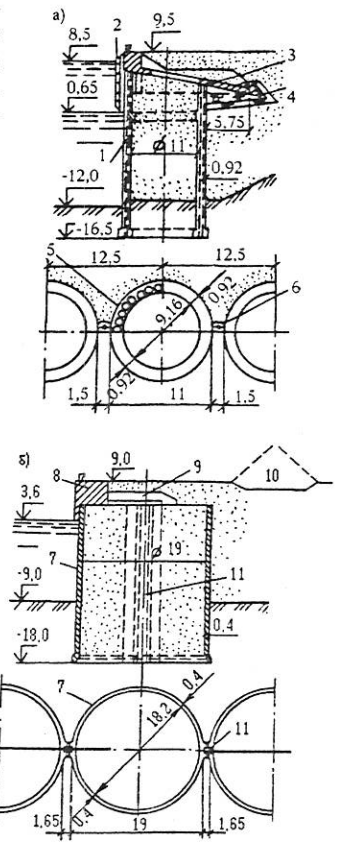


Рис. 16.12. Конструкции набережных с заглубленными оболочками: а - набережная в порту Гавр (Франция); б - причал для перегрузки руды в Дюнкерке (Франция); 1 - оболочки с утолщенной подошвой и отверстиями в стенках; 2 - отбойные устройства; 3 - разгрузочная консоль в виде плиты с контрфорсами; 4 - обратный фильтр; 5 - отверстия диаметром 0,7 м для разработки и удаления грунта при погружении оболочки; 6 - сборные железобетонные нащельники; 7 - монолитная оболочка; 8 - монолитная надстройка; 9 - плита перекрытия; 10 - склад руды; 11 - бетонное уплотнение швов

В начале 60-х гг. во французском порту Дюнкерк были построены причальные набережные высотой 18 м для перегрузки руды и прочих грузов. Конструкция запроектирована из железобетонных колодцев-оболочек диаметром 19 м со стенками толщиной 0,4 м (рис. 16.12, б). Для обеспечения грунтонепроницаемости стенки набережной в оболочках имеются специальные приливы — утолщения с трапецеидальными пазами, которые после установки оболочек в проектное положение заполняли бетонной смесью.

Входящие в состав набережной оболочки высотой 18...23 м изготовляли непосредственно на месте погружения в сухом котловане в двойной скользящей опалубке, наращивая арматурный каркас по мере бетонирования. Нижний пояс имел утолщение стенок и специальный нож для облегчения погружения оболочек. После изготовления колодцев на полную высоту их по очереди опускали в песчаные грунты основания на глубину 4 ... 9 м в зависимости от геологического строения площадки. Разрабатываемый землеройными машинами внутри оболочки грунт подавался наверх с помощью конвейеров. Интенсивность погружения достигала 2 м/сут., при соблюдении весьма жестких требований, не допускающих неравномерности осадок и перекосов. Учитывая громадную высоту набережных и заданную эксплуатационную нагрузку от складируемой руды у кордона до 0,2 МПа, любая другая конструкция причальной стены в этих условиях была бы более тяжелой и трудоемкой.

Впервые при строительстве в Марсельском порту мола с причалами для супертанкеров были применены предварительно напряженные цилиндрические оболочки диаметром 9 м и общей высотой около 22 м, собираемые из колец высотой 1,7...3,9 м со стенками толщиной 0,4 м (рис. 16.13, а). На верхнем кольце с лицевой стороны имеются утолщения до 1 м, а на нижнем кольце — опорные площадки шириной до 1,4 м. Оболочки омоноличивали с помощью специальных приливов, образующих коробчатые сечения размером 0,8х1,5 м, которые заполняли подводным бетонированием, и верхней монолитной плитой толщиной 1 м, объединяющей три оболочки в отдельную секцию. Для выравнивания напряжений в основании на середине высоты оболочек имеется небольшая разгрузочная консоль шириной 1 м, опирающаяся на контрфорсы нижних колец. После сборки оболочек на полную высоту их напрягали семью прядями арматуры, каждая из которых состоит из 12 проволок диаметром 8 мм и пропускается в специальное отверстие в стенках сборных колец.

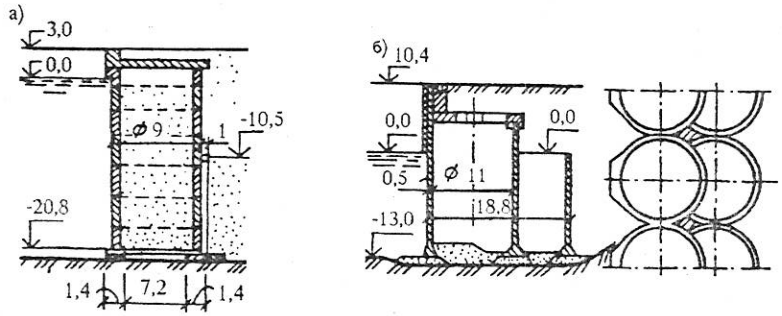


Рис. 16.13. Причальные набережные из оболочек, устанавливаемых на плотные грунты основания: а - набережные в порту Фос-Марсель из оболочек, собираемых из колец высотой 1,7...3,9 м; б - набережная в Ла-Паллис (Франция) из сдвоенных монолитных оболочек

В зарубежном портостроении применяются многоячеистые оболочки, обеспечивающие устойчивость сооружений при сравнительно небольших диаметрах оболочек. Например, во французском порту Ла-Паллис в 1970 г. построен мол с причалом длиной 1000 м из сдвоенных оболочек диаметром 11 м (рис. 16.13, б), образующих совместно с надстройкой высотой 4,5 м набережную высотой более 22 м. Лицевая ячейка представляет собой цилиндрическую оболочку с толщиной стенок 0,3...0,5 м и утолщением до 1,5 м в верхней части, подвергающейся воздействиям судов при их швартовке. Тыловая ячейка выполнена в виде неполного цилиндра со стенками толщиной 0,3 м и высотой 13 м, что на 5 м ниже основной ячейки. Омоноличенные при изготовлении ячейки устанавливают на заранее подготовленное основание из шести бетонных плит, засыпаемое затем щебнем. Большие колебания уровня воды (до 9,5 м) обусловливают необходимость возведения мощной бетонной надстройки, которая частично перекрывает пролет между оболочками с лицевой стороны.

В отечественном портостроении оболочки применяются с 1965 г. как в виде монолитных цилиндрических конструкций, так и собираемых из отдельных панелей. Наибольший интерес представляют причалы в восточном районе Новороссийского порта. По проекту ЧерноморНИИпроекта здесь построены причальные сооружения с глубиной воды 11,5 м и возвышением над ординаром 2,8 м. Основная конструкция причала (рис. 16.14) представляет собой железобетонные оболочки с наружным диаметром 10,7 м и толщиной стенок 0,2 м, собираемые из двух колец высотой по 6 м и массой 100 т, которые устанавливали на уплотненную каменную постель и заполняли горной массой также с послойным уплотнением. Кольца изготовляли на специальных стендах в двойной инвентарной опалубке на причале в зоне действия плавучего крана грузоподъемностью 100 т, с помощью которого их транспортировали и монтировали в проектное положение.

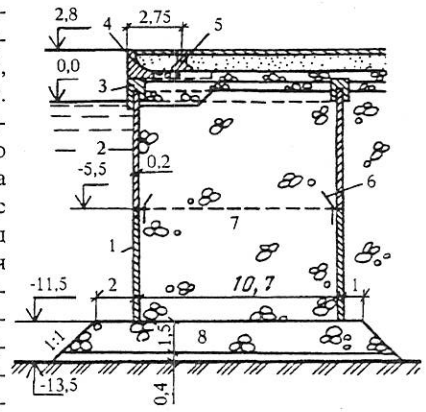


Рис. 16.14. Причальная набережная в Новороссийском порту: 1,2 - нижнее и верхнее кольца оболочки высотой по 6 м; 3 - железобетонное монолитное кольцо; 4 - сборная уголковая надстройка; 5 - балка подкранового пути; 6 - направляющие для монтажа верхнего кольца; 7 - каменная засыпка; 8 - каменная постель

Принципиально отличающаяся технология изготовления оболочек принята на строительстве причальных сооружений в Севастопольском рыбном порту, где по проекту института Гипрорыбпром для причалов с глубиной 9,75 м применяли оболочки диаметром 10,4 м, собираемые из десяти вертикальных криволинейных железобетонных скорлуп шириной 3 м и толщиной 0,2 м. Оболочки собирали на берегу в специальном кондукторе путем сварки закладных металлических пластин. Благодаря такой конструкции упругоподатливых в кольцевом направлении стыков принято одинарное поперечное расположение арматуры, рассчитанной на восприятие нормальных растягивающих сил, действующих в оболочке. Вертикальная арматура рассчитывается на монтажные нагрузки.

Учитывая большую массу собранной оболочки, для подъема, транспортирования и установки ее в сооружения вначале применяли два плавучих крана грузоподъемностью по 100 т и специальную траверсу, закрепляемую к оболочке в 20 точках (по две на каждую панель).

Недостаточная монтажная жесткость оболочек, собираемых из скорлуп, и большое число стыков, которые должны быть надежно защищены от коррозии, являются основными недостатками этой конструкции, препятствующими ее широкому применению, особенно при строительстве морских глубоководных портовых сооружений. В то же время в речных условиях при отсутствии тяжелых кранов целесообразно использовать оболочки полигонального очертания, собираемые из плоских плит непосредственно в проектное положение.

На основе отечественного и зарубежного опыта проектирования и строительства Гипроречтрансом впервые был разработан типовой проект причальных набережных из колодцев-оболочек большого диаметра высотой 7...12 м, возводимых на песчаных и глинистых грунтах, а также на слабых илистых основаниях, подстилаемых плотными грунтами. Оболочки полигонального или цилиндрического поперечного сечения собирают из монтажных элементов массой до 15 и 40 т в условиях строительства в воду при глубине до 6 м. Габаритные размеры, толщина и армирование основных элементов конструкции набережных стен рассчитаны на восприятие временной нагрузки интенсивностью 40 кН/м^2, швартовных усилий от судна водоизмещением 6700 т, воздействия волн высотой до 1 м и средних ледовых нагрузок.

Разработанные в проекте причальные набережные состоят из двух основных частей: нижней — из железобетонных колодцев-оболочек различного очертания в плане и верхней — надстройки, конструкция которой зависит от высоты набережной. В зависимости от грунтов основания колодцы-оболочки устанавливают в заранее отрытую траншею или погружают до проектной отметки под действием собственного веса, удаляя грунт из полости оболочки черпанием или с помощью гидромеханизации.

Полигональные колодцы-оболочки состоят из плоских плит шириной 2,0 м, длиной 7,5...8,5 м и толщиной 20 ... 25 см (лицевые плиты), соединенных между собой замками из угловой стали. Установленные в створ набережной оболочки в местах сопряжения имеют общие плиты, образуя при этом ячеистую конструкцию из правильных или вытянутых шестиугольников. (рис. 16.15).

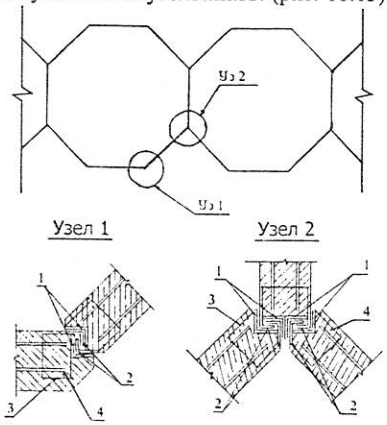


Рис. 16.15. Полигональные оболочки из плоских плит: 1 - угловой прокат L90x90x10; 2 - угловой прокат L100x63x10; 3 - закладная пластина δ =10 мм; 4 - поперечная арматура

Цилиндрические колодцы-оболочки собирают из отдельных колец высотой 2...4 м, с толщиной стенок 20 см, армированных двойной стержневой арматурой. Разработаны конструкции колец диаметром 6,5; 8,5 и 10 м, масса которых не превышает 40 т. Горизонтальный стык между сборными кольцами перекрывают эластичным рулонным материалом, а вертикальные швы между соседними оболочками заделывают подводным бетонированием. Помимо цилиндрических колодцев-оболочек, имеющих в плане форму окружности, в проекте рассмотрена возможность использования конструкций овального очертания.

В табл. 16.1 приведены основные технико-экономические показатели запроектированных конструкций при погружении их в грунт основания на глубину до 2 м подмывом. Следует отметить, что разработанные в проекте конструктивные решения речных причальных сооружений могут с одинаковым успехом применяться и в морской портостроительной практике, например, вариант с цилиндрическими оболочками, высота сборных звеньев которых может быть увеличена в соответствии с грузоподъемностью имеющегося кранового оборудования.

Таблица 16.1

Технико-экономические показатели типовых конструкций набережных

Высота набережной, м	Тип оболочки	Расход бетона, м^3		Расход стали, т		Трудоемкость на 1 м, чел –день.
		общий	в том числе сборного	общий	в том числе арматуры	
7	Полигональные	5,6	5,4	1,2	0,7	27
	Круглые	6,7	5,3	0,5	0,42	20
10	Полигональные	7,8	7	1,9	1,2	34
	Овальные	8,2	6,4	1,2	0,9	21
12	Полигональные (с разгрузочной плитой)	9,4	8,2	2,3	1,4	33
	Овальные	9,6	7,4	1,5	1,2	23

§ 67. Особенности расчета гравитационных причальных сооружений

Принципы расчета всех видов портовых гравитационных сооружений, в том числе и причальных, являются общими и изложены в гл. 10. Дополнительные расчеты причальных сооружений из массивовой кладки, массивов-гигантов и ряжей совпадают с подобными расчетами оградительных сооружений соответствующей конструкции (см. гл. 12). Нагрузки, действующие на причальные сооружения гравитационного типа, определяют в соответствии с рекомендациями гл. 15. Сбор нагрузок производят либо на 1 м длины сооружения, либо на его секцию в целом.

В качестве основных расчетных схем загружения причалов временной вертикальной нагрузкой принимаются обычно схемы, показанные на рис. 16.16 применительно к двум конструкциям гравитационного типа. Принцип размещения временной нагрузки заключается в создании наиболее невыгодного сочетания действующих нагрузок при соответствующем расчете всей конструкции или отдельных ее элементов.

Для расчета общей устойчивости любых конструкций по круглоцилиндрическим поверхностям принимается схема 5, при которой временная нагрузка располагается до вертикали, проведенной из точки пересечения поверхности сдвига u с радиусом R, проведенным под углом φ внутреннего трения грунта основания к вертикали (рис. 16.16, а).

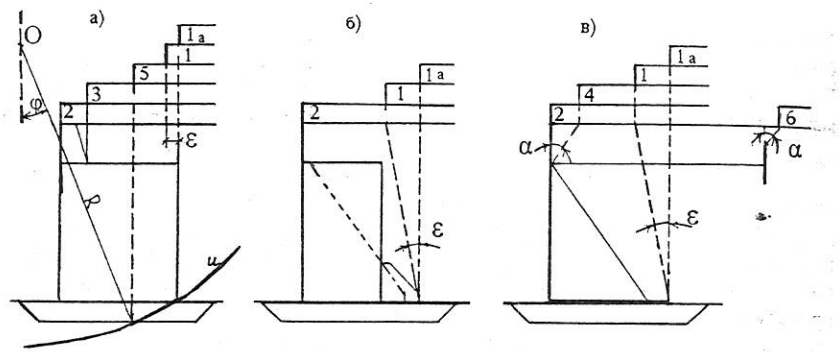


Рис. 16.16. Расчётные схемы расположения временной вертикальной нагрузки q: а - набережные из массивов-гигантов, массивовой кладки, оболочек большого диаметра и ряжевые; б - набережные из массивов-гигантов и уголковые набережные с контрфорсами; в - уголковые набережные с внутренней и внешней анкеровкой; 1...6 - расчётные схемы; φ - угол внутреннего трения грунта основания; $\alpha = 45° - \varphi/2$; ε - угол наклона расчётной плоскости, для песка $\varepsilon \approx 15°$

При проектировании стенок из кладки массивов (трапецеидального профиля), массивов-гигантов, оболочек большого диаметра и ряжей расчетными являются схемы 1, 2 и 3. Расположение временной нагрузки по схеме 1 принимают при определении устойчивости стенки на плоский сдвиг по постели, вместе с постелью и по швам кладки, для проверки эксцентриситета приложения равнодействующей нагрузок в подошве стенки и в швах кладки, а также при необходимости проверки устойчивости на опрокидывание.

Расположение нагрузки по схеме 2 принимают для определения нормальных напряжений в каменной постели на контакте с подошвой стенки и в грунте основания на контакте с каменной постелью, толщины постели, а также усилий в лицевой стене надстройки. Расположение нагрузки по схеме 3 является расчетным для определения устойчивости надстройки.

Уголковые набережные с внешней анкеровкой рассчитывают при схемах 1, 2, 4 и 6. При схеме загружения 1 проверяют устойчивость сооружения на плоский сдвиг по постели и вместе с постелью, при схемах 2 и 4 определяют усилия для расчета лицевой плиты и анкерной тяги, положение равнодействующей нагрузок в подошве сооружения, контактные напряжения в постели и грунте. При схеме загружения 6 рассчитывают анкерную плиту.

Уголковые стенки с внутренней анкеровкой и контрфорсного типа рассчитывают по схемам загружения 1, 2, 4, при которых производят все перечисленные в гл. 10 проверки, за исключением проверки общей устойчивости, выполняемой по схеме 5.

При проектировании уголковых стенок с анкерами принимают, что расчетными плоскостями при расчетах прочности вертикальных плит являются их тыловые грани. Для лицевых плит контрфорсных набережных полученные таким образом значения бокового давления грунта уменьшают на 20-30 %, чем условно учитывают трение грунта по боковой поверхности контрфорсов.

При расчетах устойчивости гравитационных набережных горизонтальную составляющую швартовного усилия, нормальную к линии кордона, рекомендуется распределять вдоль кордона на длину участка, равного длине тумбового массива (с открылками, если они есть) или сумме длин панелей, омоноличенных с ним. Для сооружений с надстройками точку приложения швартовного усилия следует переносить на отметку низа надстройки. Возникающий при таком переносе момент рекомендуется распределять в надстройке по длине тумбового массива с открылками, а ниже — в зависимости от конструкции подводной части сооружения.

Фундаментные плиты уголковых стенок с анкерами рассчитывают как балки на упругом основании или как жесткий штамп с линейным распределением напряжений под его подошвой.

Для гравитационных причальных сооружений, расположенных на сжимаемых грунтах, не допускаются растягивающие напряжения по их подошве, т. е. точка приложения равнодействующей нагрузок во всех случаях должна находиться в ядре сечения. Для сооружений, расположенных на скальных грунтах, зона с растягивающими напряжениями (раскрытие шва) не должна быть более 1/4 ширины подошвы стенок.

Сооружения из оболочек большого диаметра рассчитывают так же, как и остальные гравитационные сооружения, за исключением расчета прочности оболочек, который выполняют в соответствии с рекомендациями гл. 12. Для оболочек большого диаметра в качестве поверхности, воспринимающей давление грунта, принимают плоскость, касательную к их тыловым образующим. Сооружения из оболочек большого диаметра рассчитывают при 1 и 2 схемах загружения. При 1 схеме загружения определяют устойчивость сооружения на опрокидывание и на сдвиг по плоскости его подошвы, а также производят проверку на совместную работу оболочки и грунта засыпки и невозможность появления отрицательных напряжений в основании сооружения. Схема 2 является расчетной при определении напряжений под подошвой сооружения.

ГЛАВА 17
ПРИЧАЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ В ВИДЕ ТОНКИХ СТЕНОК

§ 68. Классификация причальных сооружений в виде тонких стенок. Основные элементы

Причальные сооружения в виде тонких стенок (рис. 17.1), называемые часто больверками, являются наиболее экономичными и наименее чувствительными к перегрузкам из всех известных конструкций и применяются для строительства набережных практически любой высоты в тех случаях, когда грунты основания допускают погружение шпунта и свай на необходимую глубину. В общем случае набережная типа больверк включает свайный или шпунтовый ряд, воспринимающий распор грунта и омоноличенный поверху шапочной балкой, анкерные устройства той или иной конструкции, обеспечивающие устойчивость шпунтового ряда, и разгрузочные устройства, уменьшающие горизонтальное давление грунта на шпунтовый ряд.

Больверки обычно разделяют на незаанкерованные (безанкерные) и заанкерованные. Наиболее простой является конструкция набережной в виде незаанкерованной шпунтовой стенки (рис. 17,1, а), представляющей собой шпунтовый ряд с шапочной балкой, засыпанный со стороны территорий грунтом. Такая конструкция применяется для временных сооружений или для постоянных набережных небольшой (примерно до 5 м) высоты. При повышенной жесткости шпунта высота набережной может достигать 7 ... 8 м. Как правило, глубина забивки шпунтов в конструкциях этого типа равна или несколько меньше свободной высоты причальной стенки.

Наиболее широко распространены заанкерованные шпунтовые стенки (рис. 17.1, б). При высоте набережной до 10...12 м шпунтовая стенка обычно крепится одним рядом анкерных тяг к анкерным плитам или стенкам. Точку крепления анкерной тяги к шпунту выбирают выше строительного уровня воды, а оптимальная длина консольной части шпунтового ряда h в зависимости от его конструкции может составлять до 0,35 Н. Глубина забивки шпунта t и длина анкерной тяги L зависят от ряда факторов, но обычно принимают $3м \le t \le 0{,}5H$ и $H < L \le 1{,}5H$.

В стесненных условиях при высоте набережных примерно до 10 м применяются козловые больверки, которые не требуют широких котлованов для устройства анкерных конструкций (рис. 17.1, *в*). Анкеровка шпунтового ряда в этом случае осуществляется анкерными сваями, забиваемыми с наклоном от 3:1 до 1:1 и омоноличиваемыми со шпунтом в пределах шапочного бруса или монолитной надстройки. При большей высоте набережных (до 12,5 м) и малых навигационных колебаниях уровня воды козловые конструкции включают передний шпунт с надстройкой уголкового или контрфорсного типа на свайном основании в виде высокого ростверка (рис. 17.1, *г*).

При высоте набережных более 12-15 м из-за ограниченной несущей способности шпунта обычно требуется установка двух анкеров шпунтового ряда по высоте. Двуханкерный больверк из металлического шпунта чаще всего представляет собой неразрезную конструкцию с достаточно неопределенным распределением усилий между верхним и нижним ярусами анкерных тяг, зависящим от плотности грунта обратной засыпки, степени натяжения анкерных тяг, технологии ведения строительных работ и т. п. Перенапряжение тяг может привести к их разрыву и очень сложным и трудоемким работам по ремонту.

При строительстве шпунтовых стен большой высоты возникают также значительные трудности, связанные с забивкой шпунтин длиной до 20..25 м. С целью упрощения технологии производства работ применяют разрезной двуханкерный больверк, отличающийся более четкой расчетной схемой (рис. 17.1, д). Набережная такого типа представляет собой шпунтовый ряд, омоноличенный шапочной балкой и заанкерованный тягами за анкерные плиты, на котором устанавливаются вертикальные элементы надстройки, также омоноличенные поверху и заанкерованные вторым ярусом анкерных тяг за свои плиты. Эта конструкция применена в ряде речных портов при больших колебаниях уровня воды, например, в Тобольске, Нижнем Новгороде и др.

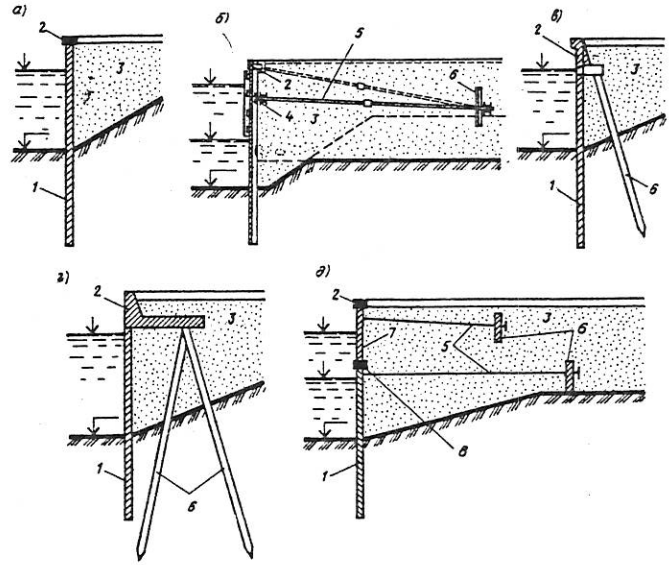


Рис. 17.1. Набережные в виде тонких шпунтовых стен (больверки): а - незаанкерованный больверк; б - заанкерованный; в - козловый; г - с высоким экранирующим ростверком; д - двуханкерный разрезной; 1 - шпунтовый ряд; 2 - шапочный брус или надстройка; 3 - обратная засыпка; 4 - распределительный пояс; 5 - анкерная тяга; 6 - анкерная плита; 7 - вертикальный элемент; 8 - промежуточная шапочная балка

По материалу шпунтового ряда больверки могут быть деревянными, стальными или железобетонными.

Шпунтовый ряд должен обладать прочностью, долговечностью, грунтонепроницаемостью и достаточной водопроницаемостью. В соответствии с этими требованиями разработаны и применяются деревянные брусчатые и клееные шпунты (рис. 17.2, а) высотой сечения от 25 до 40 см и шириной отдельной шпунтины соответственно 10...20 и 40...50 см. Деревянный шпунт применяют для временных конструкций, а при условии антисептической обработки — и для капитальных сооружений небольшой (до 2...3 м) высоты. При применении деревянных шпунтов и свай (для набережных небольшой высоты на слабых грунтах основания) отметку низа шапочной балки или надстройки назначают ниже минимального уровня воды во избежание гниения древесины.

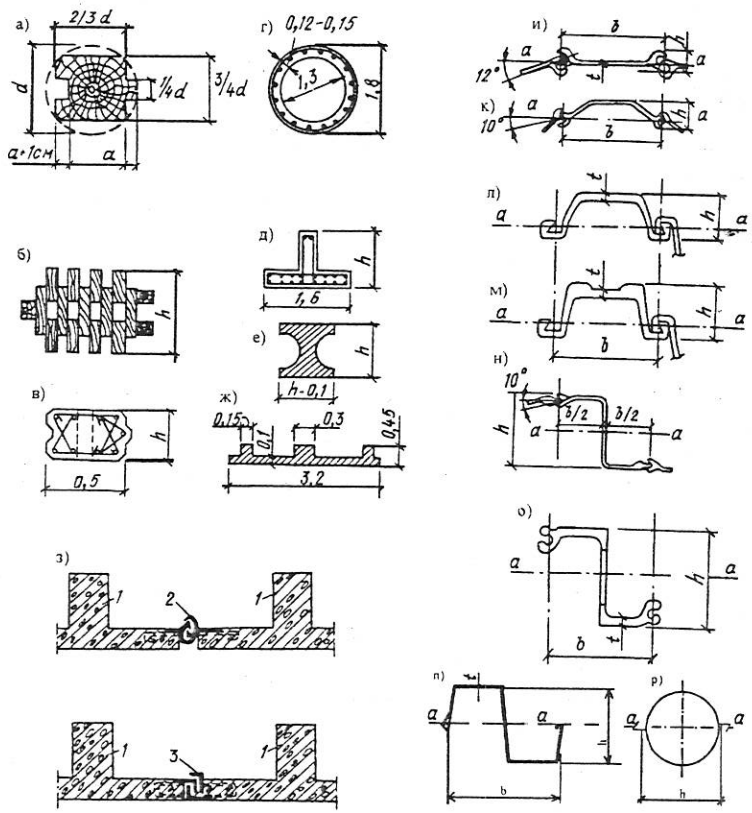


Рис. 17.2. Профили шпунтовых свай, используемых в строительстве: а - шпунт деревянный брусчатый; б - клееный; в - шпунт железобетонный плоский; г - цилиндрический; д, е - тавровый и двутавровый; ж - ребристый; з - замковые соединения железобетонных шпунтов; и - стальной плоский (ШП); к - корытный (ШК); л - типа Ларсен (ЛШ- ЛVI); м - Ларсен УП; н - зетовый (ШД); о - шпунт зетовый сварной (ШЗП); п - панели шпунтовые сварные (ПШС); р - трубчатый шпунт; 1 - тавровый железобетонный шпунт; 2 - замки от стального плоского шпунта (ШП-1); 3 - уголковый прокат 100 Х 150

Наибольшее распространение в портостроении имеет стальной шпунт, отличающийся индустриальностью изготовления и простотой производства строительных работ. Известно большое число разнообразных прокатных и сварных профилей стального шпунта, разрабатываемых с целью наиболее рационального использования материала. Однако в отечественной практике обычно применяют четыре типа шпунта: плоский (ШП), корытный (ШК), зетовый (ШД) и Ларсен (рис. 17.2, и-н). В последнее время освоен выпуск более мощного прокатного шпунта Ларсен VII и сварных зетобразного ШЗП и панелей ПШС.

Причальные набережные из стального шпунта наиболее дешевы, однако применение металла в строительстве долгое время ограничивалось из-за его дефицита. Кроме

того, недостатком стального шпунта является интенсивная коррозия в агрессивной среде. В связи с этим в нашей стране широко применялись железобетонные шпунты плоского, таврового, двутаврового ребристого и кольцевого поперечных сечений (рис. 17.2, д—з). Возможности использования железобетона для изготовления шпунтов особенно расширились после освоения технологии предварительного натяжения арматуры, позволившего резко повысить трещиностойкость железобетонных конструкций и их долговечность. Трудности при использовании железобетонных шпунтов связаны с необходимостью применения тяжелого грузоподъемного оборудования. Выбор типа шпунта определяется технико-экономическими расчетами с учетом наличия строительных материалов и механизмов.

Плоский шпунт, несмотря на простоту изготовления, имеет ряд существенных недостатков, связанных с неэффективным использованием бетона в растянутой зоне, сложностью надежного перекрытия большого количества швов (через каждые 50 см), трудоемкостью процессов забивки шпунта и его анкеровки.

Тавровый шпунт шириной 160 см, применяющийся для набережных высотой до 12 м, более экономичен и технологичен в строительстве, однако требует тяжелого грузоподъемного оборудования. Увеличение ширины позволяет повысить темпы строительства за счет уменьшения времени на вспомогательные операции по строповке, подъему и заводке в направляющие отдельных узких шпунтов, снизить расход материалов и время на перекрытие швов.

Для высоких набережных в качестве шпунтов иногда используют трубы-оболочки диаметром 1,2...1,6 м. Однако их применение связано с большими затратами и трудностью качественного перекрытия швов. Использование оболочек рекомендуется только в условиях, исключающих их полное промораживание, в результате которого они могут получить продольные трещины.

Основным недостатком тонкостенных профилей железобетонного шпунта является разрушение от ударов подходящих судов, что требует надежной защиты их отбойными устройствами.

Общая особенность набережных из железобетонного шпунта (впрочем, как и всех подпорных сооружений из сборного железобетона) — необходимость надежного перекрытия стыков между соседними шпунтами для обеспечения грунтонепроницаемости стенки. Наиболее надежны в эксплуатации и удобны при забивке замки от стальных шпунтов ШП или ШК, а также замки из угловой стали (см. рис. 16.7). Обе эти конструкции помимо грунтозащиты выполняют роль направляющих при забивке шпунтового ряда. Наряду с грунтонепроницаемостью шпунтовый ряд должен быть водопроницаем, особенно в условиях резких и больших колебаний уровней воды. Имелись случаи, когда в результате коррозии замков стальной шпунтовый ряд оказывался под напором воды, оставшейся в грунте засыпки при понижении уровня перед стенкой. Подобные, не предусмотренные проектом перегрузки могут привести к разрушению набережной или проведению сложных и дорогостоящих работ по ее дренированию.

Кроме шпунтового ряда к числу основных элементов заанкерованных больверков относятся анкерные устройства, обеспечивающие крепление верха шпунта и общую устойчивость всей набережной. В общем случае анкерная система включает анкерные тяги; анкерные плиты, стенки или сваи; распределительные пояса на лицевой и анкерной стенках; узлы крепления тяг.

Для высоких набережных или при больших нагрузках на кордоне в ряде случаев предусматривают различные разгрузочные устройства, снижающие давление засыпки

на шпунтовый ряд (рис. 17.3): экранирование шпунта одним или двумя рядами сваи или труб-оболочек, устройство разгрузочных плит или разгрузочных рам, установка внутри обратной засыпки разгрузочных заанкерованных стен и отсыпка каменной призмы с обратным фильтром. Целесообразность разгрузочных мероприятий и выбор оптимального варианта их зависят от конструкции набережной, местных условий и определяются путем технико-экономических расчетов.

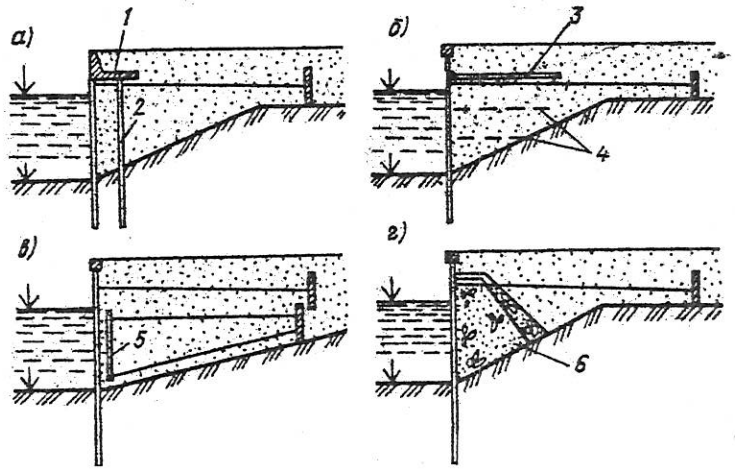


Рис. 17.3. Конструкции разгрузочных устройств шпунтовых набережных: а - разгрузочная плита 1 на экранирующих сваях 2; б - анкерные разгрузочные плиты 3 или рамы 4; в - разгрузочная стенка 5; г - разгрузочная каменная призма 6

§ 69. Конструкции тонких причальных стенок

Незаанкерованные стенки (рис. 17.4) в качестве причальных сооружений в настоящее время выполняют из железобетона и реже из металла ввиду значительного расхода его на 1 м длины такой набережной. С целью экономии металла применяют конструкции из металлического шпунта, забитого по волнообразной линии. Известна конструкция такой стенки из плоского металлического шпунта, забитого по синусоиде, высота волны которой 1,95 м и длина 7,47 м (рис. 17.4, а).

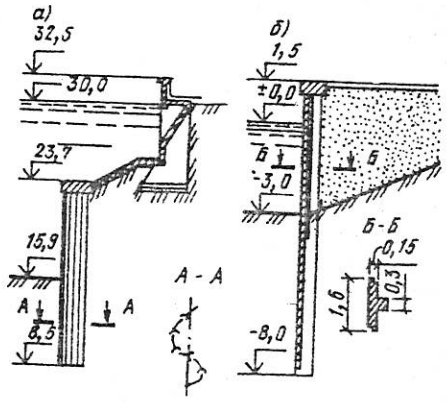


Рис. 17.4. Незаанкерованные тонкие стенки из плоского стального шпунта, забитого по синусоиде в плане (а), и из железобетонных шпунтовых свай таврового сечения (б)

В качестве типовой конструкции незаанкерованной тонкой стенки для речных причалов высотой до 5 м Гипроречтранс рекомендует возводить стенку из свай таврового сечения из предварительно напряженного железобетона (рис. 17.4, б). Такие же стенки, но несколько большей высоты могут строиться из железобетонных свай-оболочек диаметром 1,6 м.

Заанкерованные стенки можно сооружать из деревянных, металлических и железобетонных элементов - свай, шпунтин и панелей.

Деревянные стенки устраивают преимущественно из брусчатых шпунтовых свай с прямоугольными пазом и гребнем (см. рис. 17,2, а) и реже из обычных свай в виде частокола. Головы свай располагают на отметках, не превышающих границу гниения дерева, которую принимают для рек средней полосы на 0,2...0,3 м выше меженного уровня, для безливных морей - на среднем многолетнем уровне (ординаре), а для ливных - на среднем уровне приливно-отливных колебаний. Поверху сваи скрепляют парными схватками из бревен, и с помощью анкеров закрепляют к анкерным опорам. В тех случаях, когда нельзя достичь плотной забивки деревянных свай, грунтонепроницаемость стенок обеспечивают отсыпкой призм из камня с устройством обратных фильтров, что одновременно способствует снижению давления грунта на стены. Заанкерованные тонкие стенки, сооружаемые из свай, выпиленных из бревен стандартных размеров, применяют для строительства причалов с глубиной воды до 5м. Применение нестандартного леса отличается высокой стоимостью, а клееные сваи (см. рис. 17.2, б) широкого распространения пока не получили из-за несовершенства технологии их изготовления. Наконец, сваи подвержены гниению и повреждению древоточцами, поэтому стенки из деревянных свай имеют ограниченное применение и используются главным образом в северных районах.

Наибольшее распространение в отечественном портостроении получили стенки из металлических и железобетонных свай и железобетонных панелей.

Заанкерованные стенки из металлического шпунта. Применение стального шпунта позволяет возводить причальные сооружения в короткие сроки при относительно небольших затратах труда и невысокой стоимости. Сооружения из стального шпунта могут быть возведены в тяжелых грунтовых условиях (плотные глины, прослойки гравия, гальки и т. п.), когда забивка железобетонных, а тем более деревянных свай невозможна.

Вариант стенки из стального шпунта Ларсен, заанкерованной за железобетонные ребристые анкерные плиты, показан на рис. 17.5, а. Анкерный пояс из двух швеллеров установлен с внутренней стороны стенки, а анкерная тяга выполнена по бесшарнирной схеме. Поверху шпунтовые сваи омоноличены железобетонной надстройкой (рис. 17.5, б), имеющей температурные швы через 25...30 м. Надстройка облицована сборными железобетонными плитами, которые в процессе бетонирования играют роль опалубки.

Железобетонные надстройки возводят в тех случаях, когда необходимо нарастить шпунт или защитить его от коррозии в зоне переменного уровня воды и выше. Если такой необходимости нет, шпунт доводят до верха причала, оформляя оголовок стенки в бетоне или в металле (рис. 17.5, в, г). Оголовок шпунтовой стенки увеличивает сопротивление возможному взаимному сдвигу шпунтин.

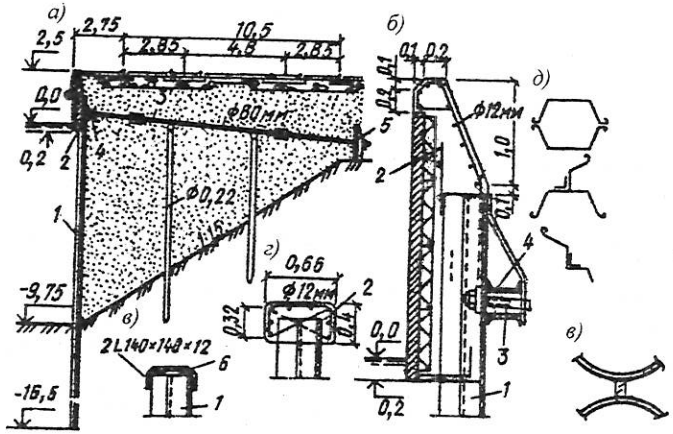


Рис. 17.5. Заанкерованная стенка из стального шпунта: а - поперечный разрез конструкции набережной; б - г - варианты оформления оголовка стенки; д - фасонные сваи, сваренные из стального шпунта Ларсен IV и V; е - варианты замка от шпунта Ларсен для цилиндрического стального шпунта; 1 - стенка из стального шпунта; 2 - шапочный брус из железобетона; 3 - стальная анкерная тяга; 4 - анкерный пояс из двух швеллеров; 5 - анкерная плита; 6 - стальной лист

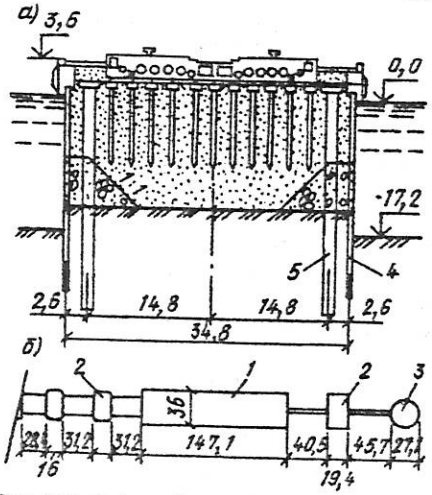


Рис. 17.6. Нефтяной пирс в порту Вентспилс: а - поперечный разрез пирса по технологической площадке; б - план пирса; 1 - технологическая площадка; 2 - швартовные палы; 3 - головной пал; 4 - стенка из стального шпунта; 5 - свайный ряд из свай-оболочек диаметром 1,6 м

Если несущая способность стенок из шпунта оказывается недостаточной, иногда увеличивают сопротивление стенок, чередуя обычные шпунтовые сваи с коробчатыми или устраивая стенку полностью из коробчатых свай, которые изготовляют из тех же шпунтин или балок двутаврового сечения, соединяемых сваркой (рис. 17.5, д). Иногда с этой же целью применяют сваи из стальных труб с замками (рис. 17.5, е). В местах сопряжения шпунтовых стен или изменения направления линии кордона устанавливают фасонные шпунты (рис. 17.5, д). Так же как и для незаанкерованной стенки, несущую способность заанкерованной стенки можно увеличивать путем забивки шпунта по волнообразной линии в плане (см. рис. 17.4, а). Вариант такой конструкции предложен Черноморниипроектом для строительства глубоководных причалов.

Как отмечалось, увеличить глубину у причала типа больверк можно с помощью разгрузочных устройств (см. рис. 17.3). Так, построенный в порту Вентспилс нефтепирс имеет глубину у кордона 17.2 м (рис. 17.6).

Он состоит из технологической площадки, трех швартовных и круглого головного палов. Технологическая площадка выполнена в виде заанкерованной стенки из шпунта Ларсен с разгрузочной каменной призмой, экранированной железобетонными сваями-оболочками d = 1,6 м, которые расположены на расстоянии (в осях) 2,6 м от лицевой стенки и имеют шаг в продольном направлении 3,5 м. Продольные ряды свай-оболочек пирса взаимно заанкерованы.

Для возведения больверков обычно применяют шпунтовые сваи, прокатываемые из мартеновской стали спокойной плавки. Однако шпунт из этих сталей недостаточно устойчив против коррозии в морской воде, поэтому перед забивкой шпунтовые сваи покрывают битумными или иными покрытиями, а для подводной части сооружений применяют катодную защиту (см. гл. 9).

Стенки из железобетонных шпунтовых свай широкое распространение стали получать, когда для их изготовления начали применять предварительно напряженный железобетон и высокопрочную арматуру, что позволило уменьшить сечение свай, повысить трещиностойкость и сократить расход металла на их изготовление. При замене шпунтовых свай прямоугольного сечения (см. рис. 17.2, в) другими (см. рис. 17.2, г-з) достигается более рациональное распределение бетона по сечению, повышение жесткости свай и уменьшение трудоемкости возведения стен благодаря сокращению числа погружаемых свай на единицу длины причала и исключению распределительных поясов.

В отечественной практике наиболее распространены причалы из железобетонного шпунта таврового сечения (рис. 17.7) с глубинами у кордона до 11,5 м и более (см. рис. 17.2, д). Однако применяют сооружения и из плоских шпунтовых свай. Так, Ленморниипроектом разработаны проекты таких набережных с глубинами до 9,75 м с разгрузочной призмой из камня (см. рис. 17.3, г).

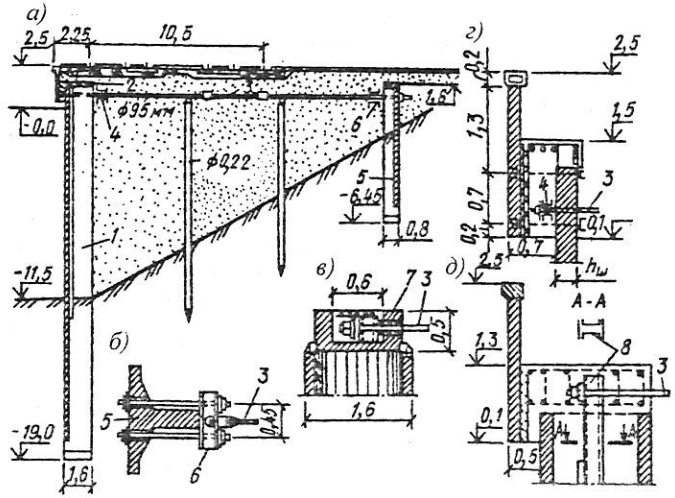


Рис. 17.7. Стенка из железобетонных шпунтовых свай: а - поперечный разрез; б - д - крепление анкеров соответственно к сваям таврового сечения, сваям-оболочкам с помощью анкерных дисков, стенкам из плоского железобетонного шпунта с помощью рамы из двух швеллеров; 1 - стенка из шпунта таврового сечения; 2 - оголовок стенки; 3 - анкерные тяги; 4 - анкерный пояс из двух швеллеров; 5 - анкерная железобетонная стенка или плита таврового сечения; 6 - швеллеры; 7 - анкерный диск из железобетона; 8 - спаренные швеллеры

Железобетонный ребристый шпунт, разработанный Гипроречтрансом (см. рис. 17.2, ж), применяют при строительстве больверков на песчаном основании. Погружают его подмывом. Проведенные исследования показали высокую эффективность применения таких панелей для возведения стенок высотой 7...8 м.

Основные элементы набережных из железобетонных шпунтовых свай унифицированы. Сваи таврового сечения имеют полку шириной 1,6 м и толщиной 0,15 ... 0,3 м, толщина ребра 0,3 м. С изменением глубины перед набережной, а следовательно, и усилия в свае изменяется лишь высота ребра h. Шпунты изготовляют из бетона классов В20-В25 с продольной стержневой арматурой класса А III. Каждая шпунтина анкеруется самостоятельно круглой стальной анкерной тягой с помощью закладных деталей (рис. 17.7, б, д), Унифицированные сваи-оболочки конструкции Ленморниипроекта имеют диаметр 1,6 м, толщину стен 0,12 и 0,15 м. Собирают их из звеньев длиной 4; 8; 12 м. Напрягаемая арматура оболочек состоит из 24 стержней диаметром 16 ... 24 мм. Унифицированы и плиты надстроек. При строительстве портов на свободных реках (Нижний Новгород) и особенно на реках Западной Сибири (порты Тобольск, Сергино и др.) потребовалось сооружение набережных большой высоты (12 ... 14 м), для которых необходим шпунт длиной до 22 м. Такой шпунт громоздок и имеет массу, превосходящую грузоподъемность кранового оборудования, применяемого в речных условиях. В целях уменьшения габаритов шпунта Гипроречтрансом разработана конструкция набережной высотой 12 и 14 м из заанкерованного железобетонного шпунта с самостоятельно заанкерованной надстройкой (ем. рис. 17.1, д). В набережных этого типа достигается рациональное использование материала по высоте, а расчет становится более определенным, что выгодно отличает их от обычного двуханкерного больверка.

Набережная высотой 14 м, построенная в грузовом порту Нижнего Новгорода, представляет собой стенку, разрезанную по горизонтали: от дна до отметки 7,30 она состоит из железобетонного шпунта таврового сечения, а выше указанной отметки - из железобетонных элементов (надстройки) ребристого сечения.

Железобетонный шпунт и элементы надстройки заанкерованы металлическими тягами к железобетонным анкерным плитам. Для перекрытия швов между шпунтами применяли металлические замки (см. рис. 16.7). По верху шпунтовой стенки устраивается омоноличивающий брус с выступом, на который опираются элементы надстройки. Вертикальные ребристые элементы надстройки в поперечном сечении представляют собой ребристую плиту с двумя продольными и одним поперечным ребрами, с шириной полки 315 см, что в 2 раза уменьшает количество швов в набережной. Шпунты и элементы надстройки изготовлены из предварительно напряженного железобетона, армированного сталью класса А-III в.

Отличительной чертой подобных набережных в Тобольском порту и Сергино была увеличенная до 20 см толщина полок шпунта, что характерно для Северной климатической зоны.

Многочисленные опыты, проведенные погружением шпунтов таврового сечения, позволяют сделать следующие выводы:

1. При погружении шпунта в мелкозернистые пески и супеси подмывом расход воды должен быть 1000...1500 л/мин с напором у наконечника подмывных труб 4...8 атм; в среднезернистых песках и песках с примесью гравия расход воды - 1500...2000 л/мин, напор - 6...10 атм. Острие шпунта может иметь тупое симметричное очертание.

2. При погружении шпунта в связные грунты рекомендуется применять вибропогружатели: в пластичных грунтах - ВП-3М; в тугопластичных грунтах- ВП-160. Отношение возмущающей силы вибратора к весу погружаемой системы должно быть больше 3.

3. При тугопластичных грунтах для облегчения погружения шпунта вибропогружателями можно применять подмыв с небольшим расходом воды, но при значительных напорах (до 20 атм). Наконечники подмывных труб должны иметь только одно центральное отверстие, чтобы не размывать грунт вокруг шпунта, а только смачивать его в месте контакта.

4. При погружении в связные грунты желательно применять остро-симметричное или несимметричное очертание нижних концов шпунта (больший скос в направлении забивки). При более плотных грунтах необходимо увеличивать длину острия и снабжать его стальным башмаком.

§ 70. Анкерные устройства тонких стенок

Анкерные устройства тонких стенок состоят из двух основных элементов - анкерных тяг и опор. Анкерные тяги могут выполняться из различных материалов. Имеется опыт применения тяг из предварительно напряженного железобетона, использование которых может быть целесообразным при сравнительно короткой длине и шарнирном закреплении обоих концов.

Предпринимались попытки изготовления анкеров из синтетических материалов, однако внедрению их препятствуют высокая стоимость и неизученность изменения физико-механических свойств материала во времени.

Наиболее широко применяются стальные анкеры, как более простые по устройству и надежные в работе. Используют их для анкеровки стенок из любого материала.

Металлические тяги, как правило, выполняют из круглой стали диаметром 30...100 мм. При больших усилиях иногда применяют анкерные тяги из прокатных стальных профилей или тросов.

В набережных из плоского железобетонного шпунта стальные анкеры крепят к анкерным поясам из швеллеров (см. рис. 17.7, г), в стенках из свай таврового сечения и свай-оболочек - обычно непосредственно к сваям (рис. 17.8, а и 17.7, б-д).

Вдоль линии кордона анкерные тяги устанавливают через 1,5...2 м, принимая их шаг кратным ширине свай. Крепят анкеры к стенкам по возможности на более низких отметках, но с таким расчетом, чтобы не требовалось выполнять водолазные работы, а изгибающий момент на отметке установки анкера не превышал момента в пролете.

Длинные стальные анкеры собирают из отдельных звеньев, соединяя их с помощью накладок, сварки встык и соединительных муфт (рис. 17.8, б).

Сварные соединения проще муфтовых, однако требуют высококачественной сварки на месте монтажа анкеров. При муфтовых соединениях к концам звеньев приваривают специальные коротыши (шпильки) большего диаметра, чем анкеры, во избежание ослабления сечения анкеров в местах нарезки резьбы.

Стальные анкеры защищают специальными антикоррозионными покрытиями, например, обматывают липкой полихлорвиниловой лентой, покрывают битумно-резиновой мастикой и т. п.

Короткие анкерные тяги натягивают с помощью концевых гаек, длинные - с помощью специальных натяжных муфт - талрепов. Для уменьшения растягивающих напряжений от изгиба тяг узлы их крепления к шпунтовой стенке и анкерной опоре обыч-

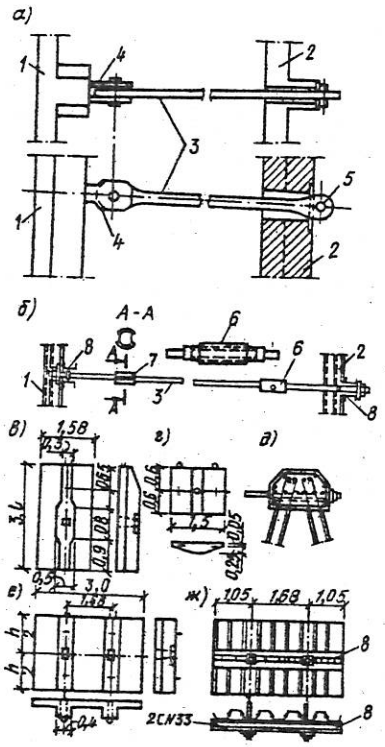


Рис. 17.8. Схема анкеровки шпунтовых стен и детали узла: а - индивидуальная анкеровка железобетонного шпунта; б - анкеровка стального шпунта стальной тягой; в, г, е - железобетонные анкерные плиты; д - оголовок козловой анкерной опоры; ж - анкерная стенка из стального шпунта; 1 - шпунтовый ряд; 2 - анкерная плита; 3 - анкерная тяга; 4 - анкерная закладная деталь в шпунте; 5 - стальной палец; 6 - натяжная муфта (талреп); 7 - стальные соединительные накладки; 8 - распределительный пояс

но выполняют шарнирными. При этом длинные тяги для уменьшения прогиба при осадке грунта засыпки укладывают на специальные свайные опоры (см. рис. 17.5, 17.7) или, что более эффективно, монтируют на уплотненном грунте с обратным прогибом 10...15 см.

В опытном порядке были применены анкерные тяги из железобетона, шарнирно связанные со шпунтом и анкерной плитой (рис. 17.8, а) при помощи стальных пальцев. Железобетонные анкерные тяги длиной около 10 м и сечением 20х10 см рассчитаны на прочность и трещиностойкость при усилии 30 т. Тяги выполнены из предварительно напряженного железобетона класса В30, армированного двумя продольными стержнями диаметром 22 мм из стали класса А-III в. Поперечная арматура представляет собой спираль из проволоки диаметром 6 мм; шаг спирали от 200 до 70 мм на концевых участках. Анкерное усилие передается через стальные пальцы на втулки из отрезка трубы наружным диаметром 70 мм, которая, в свою очередь, передает их на стальную опорную плиту толщиной 20 мм, усиленную ребрами жесткости. Опорная плита передает анкерные усилия на арматурные коротыши, приваренные к продольной арматуре.

При применении железобетонных анкерных тяг расход металла уменьшается на 40 %, а стоимость тяг снижается на 18 % в основном за счет экономии стали, отсутствия дорогостоящих деталей, требующих станочной обработки (резьба на тягах, талрепах и т. д.), и значительного упрощения антикоррозионной изоляции. Опытная проверка железобетонных тяг показала, что величина перегрузки в них от неравномерности натяжения, зависания грунта и других факторов не превышает 30 %, т. е. не более чем у металлических тяг. Железобетонные тяги хорошо переносят транспортные и монтажные нагрузки. Их монтаж значительно проще, чем стальных. Во избежание дополнительных усилий от зависания грунта на тягах при заполнении пазух грунт под тягами должен быть уплотнен. Железобетонные тяги нашли широкое применение при строительстве городской набережной в г. Воткинске по проекту Гипрокоммундортранса.

Анкерные опоры набережных типа больверк можно подразделить на три основных типа: сплошные стены из свай, плиты отдельные вертикальные и козловые сваи (см. рис. 17.1).

Сплошные анкерные стенки, особенно при устройстве их из свай повышенной жесткости, оказывают значительное сопротивление горизонтальным нагрузкам, поэтому их применяют при строительстве глубоководных причальных сооружений (см. рис. 17.7).

Анкерные опоры в виде козел состоят из двух групп свай, забитых наклонно и соединенных поверху балкой (рис. 17.8, д). В этих опорах сваи работают только на сжатие и растяжение. Опоры этого типа воспринимают большие анкерные усилия. По характеру передачи на грунт воспринимаемой ими нагрузки их можно устанавливать вблизи лицевой стенки. Козловые опоры по конструкции более сложны, чем опоры из вертикальных свай, поэтому применяют их обычно лишь в условиях стесненной прикордонной территории. Козловые опоры устраивают из металлических или железобетонных свай, которые забивают с уклонами 3:1...1:1.

Вертикальные сваи, свайные стенки и козловые опоры позволяют монтировать анкерные тяги до засыпки пазух стенки грунтом, что является их бесспорным преимуществом.

Анкерные плиты изготовляют главным образом из железобетона и металла (обычно из обрезков шпунта). Анкерные плиты из шпунта выполняют или в виде сплошных стен, или отдельных плит шириной 1,5...3 м, устанавливаемых либо вплотную, либо с промежутками. Наибольшее распространение получили железобетонные ребристые плиты, изготовляемые на заводе или полигоне. Ширину таких плит назначают из условия закрепления к ним одного или двух анкеров с учетом шага последних (рис. 17.8, в,г,е).

Устойчивость анкерных плит обеспечивается отпором грунта, расположенного перед плитами. При больших анкерных усилиях высота плит значительно возрастает, и точка крепления анкерной тяги к плите, совмещаемая с центром тяжести эпюры отпора грунта, оказывается под водой, поэтому при большом заглублении приходится крепить анкеры к плитам с помощью водолазов, что ведет к усложнению и удорожанию работ.

§ 71. Расчет незаанкерованных тонких стенок

При расчете незаанкерованных стенок определяют глубину погружения и действующие усилия в сваях, по которым подбирают их сечение. Расчет производят аналитическим или графоаналитическим способом. Аналитический способ целесообразно использовать лишь в простейших случаях, когда грунты основания и засыпки за стенкой имеют одинаковые характеристики, а на поверхности нагрузка отсутствует или равномерно распределена по территории причала. В противном случае аналитический расчет становится достаточно громоздким. Поэтому обычно используют графоаналитический способ расчета (рис. 17.9).

Для наиболее невыгодного сочетания нагрузок (минимальный уровень воды и наличие временной нагрузки на кордоне) строят эпюры горизонтальных составляющих активного давления грунта p_{ah} со стороны обратной засыпки и пассивного p_{ph} со стороны водоема (см. гл. 10). Затем строят суммарную эпюру горизонтальных составляющих бокового давления грунта до глубины, несколько большей ожидаемого заглубления шпунта. Полученную эпюру разбивают на 10...15 элементарных трапеций, которые заменяют силами, приложенными в их центрах тяжести.

Для всех действующих сил, кроме ледовых и от навала судов, которые учитываются отдельно, строят силовой и веревочный многоугольники, располагая полюс 0 под

началом первой силы*. Отрезки веревочного многоугольника между силами P_i и P_{i-1} параллельны лучам, соединяющим полюс 0 с концами сил P на силовом многоугольнике. Замыкающая веревочного многоугольника AB является продолжением первого луча, т.е. вертикалью. Точка В пересечения первого и последнего лучей определяет глубину t_0 считая от проектного дна, на которой приложена равнодействующая эпюры обратного отпора $E'ph$.

Изгибающие моменты М вычисляют по формулам, приведенным на рис. 17.9, где полюсное расстояние h принимается в масштабе сил, а ординаты x веревочного многоугольника (условной эпюры изгибающих моментов) - в масштабе длин шпунта.

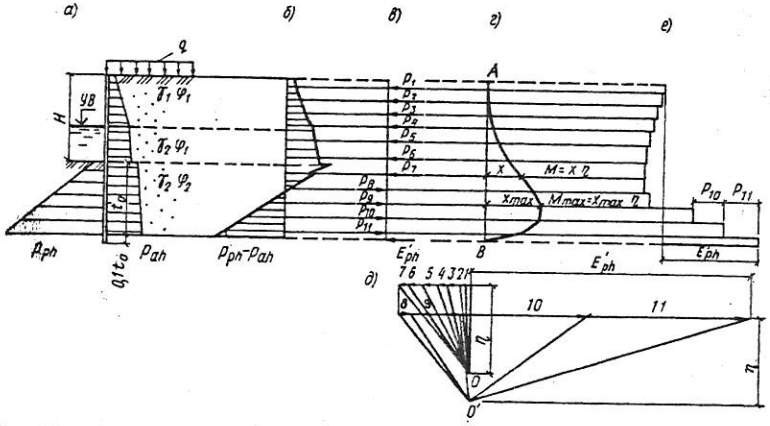


Рис. 17.9. Графоаналитический расчет незаанкерованной стенки: а - расчетная схема; б - суммарная эпюра горизонтальных составляющих бокового давления грунта и воды; в - система горизонтальных сил, действующих на шпунт; г и д - веревочный и силовой многоугольники; е - эпюра поперечных сил

К полученным указанным выше способом изгибающим моментам от постоянных и длительных временных нагрузок следует прибавить изгибающие моменты от одной из кратковременных нагрузок (ледовой или от навала судна), если указанные нагрузки входят в расчетное сочетание.

Заглубление шпунта в грунт t должно быть не менее 1,1 t_o.

Усилия в поперечных сечениях шпунта повышенной жесткости, когда $B_{br} \geq 0{,}04H$, и его заглубление следует определять с учетом вертикальных составляющих бокового давления грунта. Допускается вместо этого изгибающие моменты М и заглубление шпунта t, определенные в соответствии с рис. 17.9, умножать на коэффициент условий работы $\gamma_c = 1 - B_{br}/H$, где B_{br} - приведенная высота сечения шпунта.

При расчете прочности набережной из стального шпунта, забитого по волнообразной линии (рис. 17.4, а), расчетный момент сопротивления шпунта, приведенный к 1 м длины набержной, определятся по формуле

$$W = \frac{2{,}8\Sigma\left(J_i + Aa_i^2\right)}{H_v L_v}, \qquad (17.1)$$

* Полюс 0′ смещен для удобства построения силового многоугольника пассивных сил

где J_i - моменты инерции отдельных шпунтин в пределах $0{,}5L_v$ относительно собственных центральных осей, параллельных средней линии стены А- А

$$J_i = J_x\cos^2\alpha_i + J_y\sin^2\alpha_i \qquad (17.2)$$

J_x и J_y - собственные моменты инерции шпунтины относительно главных осей Х-Х и У-У; H_v, L_v- высота и длина волны, α_i - угль наклона главных осей Х-Х отдельных шпунтин к линии А-А; А - площадь поперечного сечеяия шпунтины; α_i - расстоянне от центра тяжести шпунтины до оси А-А.

Для восприятия касательных напряжений в замках между шпунтинами производится сварка замков на длине не менее 15 см или устраивается мощная железобетонная шапочная балка.

Расчет незаанкерованной стенки по деформациям заключается в определении горизонтального смещения верха стены u (рис. 17.10) от прогиба шпунта и его поворота в грунте, которое не должно превышать предельного значения u_{lim} (см. гл. 10).

Для полученной глубины забивки шпунта t производится проверка общей устойчивости набережной по одному из возможных методов (см. гл. 10), после которой окончательно устанавливается глубина забивки.

По максимальному расчетному изгибающему моменту (см. рис. 17.9) подбирается в соответствии с табл. 17.1 и 17.2 профиль стального шпунта, основные параметры железобетонного предварительно напряженного шпунта таврового сечения или сечение шпунтовых свай другого профиля. Расчет прочности полок таврового шпунта заключается в подборе поперечной арматуры при расчетной условной схеме их как консольных балок, защемленных в ребре. Для этого выбирают такие сечения шпунта по высоте, в которых суммарная эпюра бокового давления, растягивающего внутренние или внешние волокна полок, имеет максимальные значения. Расчеты трещиностойкости железобетонных сечений допускается проводить на те же расчетные усилия, но умноженные на коэффициент условий работы γ_c=0,85.

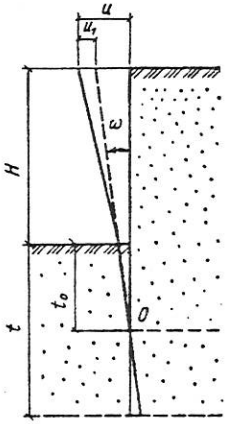


Рис. 17.10. К расчету шпунта по деформациям

§ 72. Расчет заанкерованных стенок

Одноанкерная шпунтовая стенка в расчетном отношении представляет собой балку, шарнирно закрепленную вверху и защемленную нижним концом в грунте. Характер деформаций такой стенки и ее напряженное состояние зависят от ряда факторов: ее гибкости, глубины погружения в грунт, податливости анкерных опор, распределения давления грунта по высоте стенки, зависящего, в свою очередь, от характера деформации стенки, и др. Учет всех факторов представляет собой достаточно сложную задачу, в связи с чем до настоящего времени точный аналитический расчет заанкерованных стенок отсутствует.

Рассмотрим вначале возможные схемы работы заанкерованных стенок в зависимости от глубины их погружения в грунт (рис. 17.11).

Заанкерованная стенка, перемещение верхнего конца которой ограничено анкерным устройством, под давлением грунта засыпки прогибается и стремится повернуться вокруг точки А. Этому повороту препятствует сопротивление грунта, расположенного

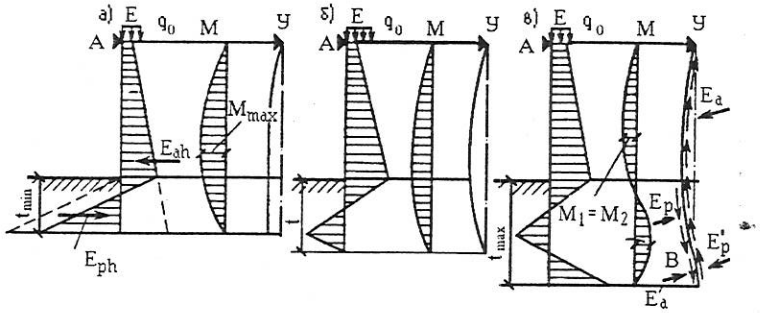


Рис. 17.11. Схемы работы заанкерованной тонкой стенки при различных глубинах ее погружения: Е - эпюры давления грунта; М - эпюры изгибающих моментов; У - схемы изогнутых осей стенок

перед стенкой. В предельном состоянии, определяющем минимальную глубину ее погружения в грунт, моменты активных E_{ah} и пассивных E_{ph} сил относительно точки А равны между собой. Стенка в этом случае условно представляет собой балочную плиту, свободно лежащую на двух опорах, одна из которых расположена в точке А, а вторая — на уровне центра тяжести эпюры отпора грунта перед стенкой.

Эпюра изгибающих моментов в стенке однозначна, упругая ось стенки имеет вид, показанный на рис. 17.11, а. Смещение нижнего конца стенки обусловливается тем, что отпор грунта в этом случае используется полностью и достигает максимального значения.

С увеличением глубины погружения стенки смещение ее нижнего конца и давление его на грунт на этом уровне уменьшаются и при некоторой глубине погружения становятся равными нулю (рис. 17.11, б). В этом случае стенка еще работает как свободно опертая балка и эпюра изгибающих моментов в ней остается однозначной. При дальнейшем увеличении глубины погружения стенки нижний ее конец начинает смещаться в сторону засыпки, что вызывает отпор грунта на этом участке стенки уже со стороны берега, так называемый обратный отпор.

Схема, приведенная на рис. 17.11, в, соответствует заглублению стенки, когда при данной нагрузке отпор грунта с правой стороны стенки имеет свое предельное значение и стенка защемлена в грунте. В этом случае ее упругая ось имеет перегиб, а эпюра моментов двузначна. Дальнейшее увеличение глубины погружения стенки нецелесообразно, так как отпор грунта слева и справа окажется недоиспользованным, что приведет к увеличению изгибающего момента в пролете стенки.

При работе по первой схеме стенка имеет минимальную глубину погружения, но изгибающий момент в пролете максимальный; в третьей схеме глубина ее погружения наибольшая (в пределах целесообразного ее значения), но изгибающий момент в пролете стены наименьший; вторая схема соответствует промежуточным значениям этих величин.

В практике используют все три возможные схемы работы стен. Например, по рекомендации Ленморниипроекта, для стенок из железобетонных элементов расчетная схема выбирается в зависимости от погонной жесткости свай n, которая определяется из соотношения

Таблица 17.1

Основные характеристики стального шпунта, выпускаемого отечественной промышленностью

Профиль (см. рис. 17. 2)	Размеры поперечного сечения, мм			Площадь поперечного сечения профиля, $см^2$	Момент инерции относительно оси а – а, $J_{(a)}$ $см^4$	Момент сопротивления Относительно оси а – а, W_a $см^3$	Масса 1 $м^2$ стены, кг
	h	b	t		на 1 м длины стены		
Плоский ШП-1	79	400	10	85	770	183	160
Корытный ШК-1	149	400	10	64	1830	285	125
Ларсен:							
Л-IV	180	400	14,8	94	39600	2200	185
Л-V	180	420	21	127	50943	2962	238
Л-VII	228	425	24	181	97663	4764	334
Зетовый:							
ШД-3	240	400	10	78	19000	1575	153
ШД-5	320	400	14	119	50250	3140	213
Сварной зетовый:							
ШЗП-55	550			188	98000	7114	294
ШЗП-62	620			195	127500	8282	307
ШЗП-67	670			201	153000	9144	316
ШЗП-73	730			208	186000	10200	328
ШЗП-77	770	500	18	213	210000	10922	335
ШЗП-82	820			219	243000	11844	344
ШЗП-88	880			227	286000	12974	356
ШЗП-92	920			231	317000	13744	363
ШЗП-97	970			237	358000	14726	373
ШЗП-107	1070			249	430000	16100	391
Сварные панели:							
ПШСК-40	400	1000	12	205	47150	2358	162
ПШСК-42	420	1000	12	210	52760	2512	165
ПШСК-45	450	1000	12	217	61746	2744	170
ПШСК-50	500	1000	16	276	106830	4273	216
ПШСК-60	600	1500	20	528	195920	6530	276
ПШСК-70	700	1500	25	643	273000	7800	332
ПШСК-80	800	1500	32	767	527562	13189	401

Таблица 17.2

Основные характеристики железобетонного шпунта таврового сечения с предварительно напряженной арматурой

Высота сечения шпунта h , см	Площадь сечения напрягаемой арматуры F , $см^2$		Приведенный момент инерции J , $см^4$	Расчетный изгибающий момент, воспринимаемый сечением, М, кН·м (1 кН · м = 0,1 тс · м)			
	в полке	в ребре		по прочности		по трещиностойкости	
				в полке	в ребре	в полке	в ребре
40	34,4	14,7	368000	235	215	180	140
50	43,1	18,5	734000	390	340	350	190
60	43,1	18,5	1246000	560	435	480	250
70	56,3	24,1	2031000	800	640	740	365
80	56,3	24,1	2958000	1020	765	860	425
90	56,3	24,1	4109000	1260	835	1020	485

Примечание. При определении характеристик принимались: бетон класса В35; арматура класса А-Шв; размеры шпунта: ширина полки 154 см, толщина полки 15 см, ширина ребра 30 см.

$$n = \delta / t ,$$

где t—глубина погружения стенки, вычисленная в предположении ее полного защемления, м; δ — высота приведенного железобетонного прямоугольного сечения стенки, м:

$$\delta = \sqrt[3]{\frac{12J}{b+\Delta}} ; \qquad (17.3)$$

J — момент инерции железобетонного элемента стенки, м^4; b — размер элемента стенки в направлении линии кордона, м; Δ — проектный зазор между элементами стенки, м.

Если n ≤ 0,06, то стенку рекомендуется рассматривать как гибкую и считать как защемленную (рис. 17.11, в) или полузащемленную (рис. 17.11, б) в грунте. При n > 0,06 стенку рассматривают как имеющую повышенную жесткость и рассчитывают как свободно опертую (рис. 17.1, а).

Размер b для свай-оболочек принимается равным их наружному диаметру D, а для таврового шпунта — равным ширине полки. Стенки из металлического шпунта и деревянные рассматриваются как гибкие.

Расчет шпунтовых заанкерованных стен начинают с построения эпюр давления грунта. При этом учитывают силы трения грунта о стенку, а если стенка погружается в связные грунты с ненарушенной структурой, то и силы сцепления грунта. Учет сил трения грунта о стенку мало влияет на величину распора (до 10 — 12%), но значительно увеличивает отпор грунта.

Эпюры активного и пассивного давления грунта на стенку строят (см. гл. 10) на глубину предполагаемого ее погружения в грунт, ориентировочно принимаемую равной (0,5...0,7)H, где H — высота стенки над дном водоема (рис. 17.12, а).

В случае когда по рекомендациям Гипроречтранса [6] учитывается трансформация эпюры бокового давления вследствие гибкости стенки при ее жесткости EJ≤120МН м^2, ординаты эпюры активного давления (рис. 17.12, б) определяются по формуле

$$p_{rh} = p_{ah}\gamma_c ; \qquad (17.4)$$

где p_{ah}—горизонтальная составляющая интенсивности активного давления, определяемая по гл. 10; γ_c—коэффициент условий работы, учитывающий деформацию шпунта и податливость анкерных устройств, определяется в зависимости от длины консоли h и высоты стены H:

y—расстояние от сечения до верха стены; n=h/1,15H,

$$\text{при } y < h \qquad \gamma_c = 1 + \frac{y}{h}(3 - 5n) ; \qquad (17.5)$$

$$\text{при } h < y \le 0{,}5\frac{1+n}{n} \qquad \gamma_c = 0{,}5 + \frac{0{,}5(1/n+1) - y/h}{1/n-1}(7 - 10n) ; \qquad (17.6)$$

$$\text{при } y > \frac{h}{n} \qquad \gamma_c = 0{,}9 \qquad (17.7)$$

Трансформация эпюры активного давления по сравнению с линейным его изменением по глубине имеет различные объяснения. Наиболее распространенным является предположение, что при прогибе гибких стен грунт в призме обрушения сползает по

наклонным слоям (рис. 17.13, а) и вследствие трения между ними давление на стенку в пролете уменьшается, а на опорах возрастает (рис. 17.13, б). Иногда этот факт объясняется так называемым арочным эффектом и т. п.

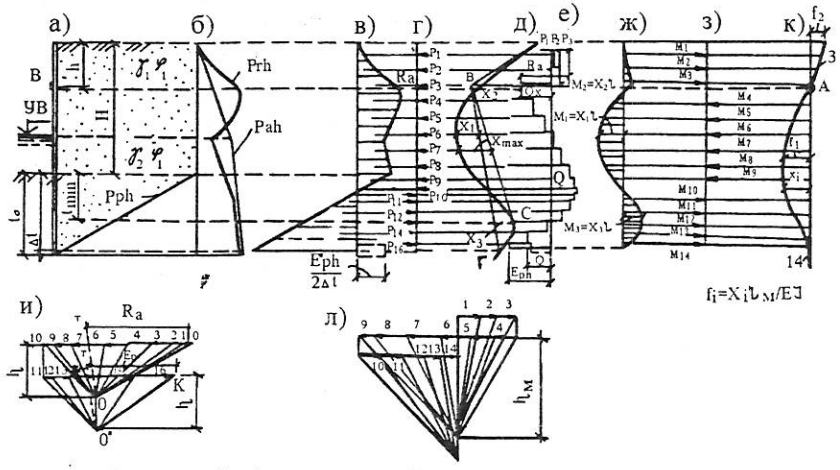


Рис. 17.12. Графоаналитический расчет заанкерованного шпунта:
а - схема шпунта; б - эпюры давления грунта; в - суммарная эпюра бокового давления грунта; г - система сил, действующих на шпунт; д - веревочный многоугольник; е - эпюра поперечных сил; ж - эпюра изгибающих моментов; з - система фиктивных сил; и - силовой многоугольник эпюры моментов; к, л - веревочный и силовой многоугольники эпюры прогибов (если t еще не вычислено, то для построения эпюр можно в первом приближении принять t=0,5H)

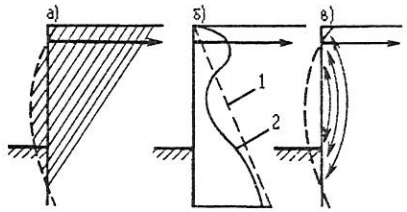


Рис. 17.13. Схемы перераспределения активного давления грунта на гибкие тонкие стенки: а - схема сползания грунта наклонными слоями; б - эпюры активного давления грунта на стенку; 1 - по Кулону; 2 - по опытным данным; в - схема вертикального арочного эффекта

После построения эпюр активного и пассивного давления грунта на шпунтовую стену строят суммарную эпюру горизонтальных составляющих бокового давления грунта и разбивают ее на 12...20 элементарных трапеций, которые заменяют силами, приложенными в их центрах тяжести (см. рис. 17.12, г). От всех действующих на шпунт сил, кроме ледовых и от навала судов, строят силовой и веревочный многоугольники (см. рис. 17.12 , и, д), выбирая удобное положение полюса. Отрезки веревочного многоугольника между силами p_i и p_{i+1} параллельны лучам, соединяющим полюс O с концами сил p_i на силовом многоугольнике.

Первый луч в веревочном многоугольнике на рис. 17.12, д, параллельный линии O-O силового многоугольника, доводят до уровня крепления анкерной тяги (точка B). Затем через точку B проводят замыкающую BГ таким образом, чтобы обеспечивалось соотношение $x_3 \le 0{,}9x_1$.

Изгибающие моменты M вычисляют по формулам, приведенным на рис. 17.12, ж, где полюсное расстояние h принимается в масштабе сил, а ординаты x веревочного многоугольника (условной эпюры изгибающих моментов) — в масштабе высоты стенки.

Горизонтальная реакция R_a в месте крепления анкерной тяги (усилие в анкере) определяется из силового многоугольника по отрезку между лучом OO и лучом OT, параллельным замыкающей веревочного многоугольника ВГ (пунктирная линия на рис. 17.12, и), взятому в масштабе сил.

При использовании линейной эпюры активного давления грунта p_{ah} величину M_1 умножают на коэффициент условий работы γ_c, изменяющийся в зависимости от гибкости шпунта в пределах 0,75—1,0. Величину анкерного усилия увеличивают в этом случае в 1,5 раза (γ_c=1,5).

Точка Г пересечения замыкающей с линией веревочного многоугольника определяет глубину погружения t_0, считая от проектного дна, на которой приложена равнодействующая эпюры обратного отпора E'_{ph}. Требуемое при этом заглубление шпунта в грунт будет равно:

$$t = t_0 + \Delta t \ ; \qquad (17.8)$$

где допускается принимать

$$\Delta t = 0{,}1 t_0 \frac{x_3}{x_1} \ . \qquad (17.9)$$

При построении эпюры поперечных сил (см. рис. 17.12, е) горизонтальная составляющая E'_{ph} обратного отпора, определяемая из силового многоугольника по отрезку между лучом O′K и лучом O′T′, параллельным замыкающей веревочного многоугольника ВГ, равномерно распределяется по высоте $2\Delta t$ (см. рис. 17.12, е).

В тех случаях, когда в расчетное сочетание входят нагрузки от льда или навала судна, следует к полученным указанным выше способом изгибающим моментам от постоянных и длительных временных нагрузок прибавить изгибающие моменты от этих кратковременных нагрузок (см. гл. 10). При необходимости построения упругой оси стенки эпюру моментов принимают в качестве фиктивной нагрузки, разбив ее на элементарные трапеции (рис. 17.12, ж, з) и вновь строят силовой и веревочный многоугольники (рис. 17.12, л, к). Последний луч веревочного многоугольника (луч № 14 на рис. 17.12, к), согласно заданному условию опирания, должен пересекать луч № 3 на уровне закрепления анкерной тяги к стенке (точка А на рис. 17.12, к) и быть касательным к веревочной кривой на уровне силы, заменяющей нижнюю элементарную трапецию эпюры моментов (фиктивной нагрузки). Несоблюдение этого условия означает несоответствие полученной глубины погружения стенки t_0 принятому условию опирания. Устраняют его последовательным подбором величины t_0 и новым построением упругой оси стенки. Обычно эту проверку не производят.

Величина прогиба стены в любом месте по высоте f_i определяется по формуле, приведенной на рис. 17.12, к, где x_i — ордината эпюры прогибов в масштабе высоты; $\eta_м$ — полюсное расстояние силового многоугольника фиктивной моментной нагрузки, тс · м²; EJ — жесткость шпунта.

Описанный метод определения глубины погружения стенки, моментов в ней и анкерного усилия используют и при других условиях опирания ее в грунте. Если, например, замыкающую провести так, чтобы она касалась нижнего перегиба веревочной кривой (замыкающая ВС на рис. 17.12, д), то такое ее положение будет соответствовать свободному опиранию стенки в грунте (схема на рис. 17.11, а). При расположении замыкающей между линиями ВС и ВГ стенка будет частично защемлена в грунте (схема на рис. 17.11, б). Таким образом, приведенный метод расчета позволяет подобрать такие глубины погружения стенок и изгибающие моменты в них, которые будут лучше соответствовать конструктивным особенностям имеющихся шпунтовых свай.

Рекомендуется глубину погружения жестких стенок (n >0,06) определять исходя из их свободного опирания и проверять на устойчивость против поворота вокруг точки крепления анкера по формуле

$$\gamma_{lc} M_t \le \frac{\gamma_c \gamma_{cl}}{\gamma_n} M_r \ ; \qquad (17.10)$$

где M_t—момент активных сил, поворачивающих стенку вокруг точки крепления анкера в сторону «от грунта», Н м; M_r—момент пассивных сил, удерживающих стенку от этого поворота, Н м; γ_c — коэффициент условий работы.

При невыполнении условия (17.10) дополнительная глубина забивки Δt может быть определена из выражения

$$\Delta t = \frac{\gamma_{lc}\gamma_n M_t - \gamma_c \gamma_{cl} M_r}{(p_{ph} - p_{ah}) h_t} \ ; \qquad (17.11)$$

где p_{ah} и p_{ph} — ординаты активного и пассивного давлений грунта на стенку на глубине t_0; h_t — расстояние от точки крепления анкера до сечения на глубине t_0, м.

Полная глубина погружения жесткой стенки, м, в этом случае будет равна: $t=t_{min}+\Delta t$.

После определения глубины забивки шпунта проверяют общую устойчивость набережной (см. гл. 10), например, по ломаным поверхностям скольжения. Подбор сечения шпунтовых свай и расчет полок железобетонного шпунта производятся в соответствии с рекомендациями § 71 и табл. 17.1 и 17.2.

Особенности расчета двуханкерных разрезных больверков. Своеобразие конструкции набережной в виде двуханкерной разрезной шпунтовой стенки (см. рис. 17.1) заключается в комбинации, по существу, двух конструкций — одноанкерного больверка и самостоятельно заанкерованной надстройки. Поэтому иногда эта конструкция называется одноанкерной шпунтовой стеной с надстройкой.

Расчет конструкции начинается с наиболее простого в расчетном отношении элемента — надстройки, которая представляет собой балку на двух опорах, нагруженную активным давлением грунта. Расчет может быть выполнен аналитически, с помощью ЭВМ, или графо-аналитическим способом (рис. 17.16).

Горизонтальную реакцию R_a в месте крепления анкерной тяги получают из силового многоугольника по отрезку между лучом OO и лучом OF, параллельным замыкающей веревочного многоугольника AB, взятому в масштабе сил. Нижняя опорная реакция R_B определяется из силового многоугольника по отрезку между последним лучом OK, и лучом OF, параллельным замыкающей AB.

Расчет шпунта осуществляется в соответствии с рис. 17.12. При этом эпюру давления грунта p_{ah} строят без учета влияния анкерной реакции надстройки R_a на деформацию шпунта. Допускается выполнять расчеты шпунта, прикладывая к его шапочной балке только величину нижней реакции надстройки R_B, а эквивалентную нагрузку q от

веса грунта в пределах высоты надстройки и временной нагрузки на территории располагать непосредственно от линии кордона.

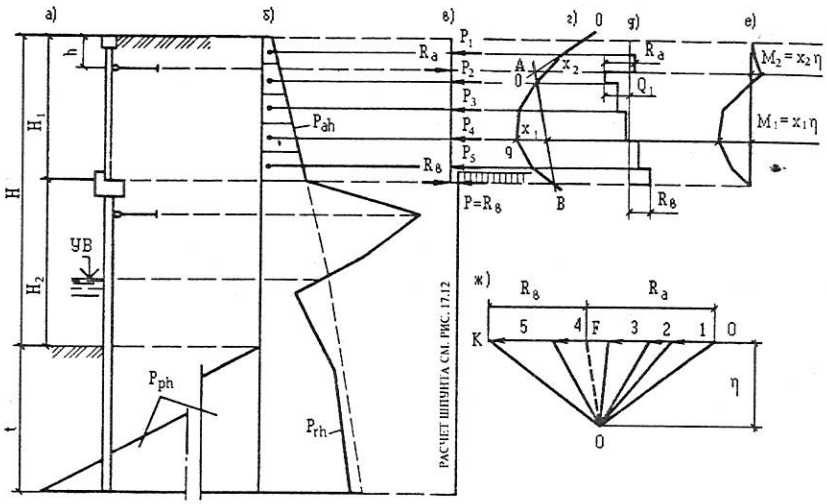


Рис. 17.14. Графоаналитический расчет двуханкерного разрезного больверка: а - расчетная схема; б - эпюры давления грунта; в - ж - расчет надстройки (в - система сил, действующих на лицевой элемент; г - веревочный многоугольник; д - эпюра поперечных сил; е - эпюра изгибающих моментов; ж - силовой многоугольник)

Проверка общей устойчивости набережной, подбор сечений шпунта и надстройки производят так же, как для заанкерованной шпунтовой стенки.

Тонкие стенки, заанкерованные наклонными сваями (или «козловый больверк»), являются промежуточной конструкцией, имеющей общие черты со шпунтовыми больверками и свайными ростверками (см. далее). Расчет такой конструкции (рис. 17.15) зависит от относительной жесткости ξ, ее составных элементов и угла наклона свай ε. При проектировании набережных из шпунта, заанкерованного сваями с уклоном от 3:1 до 2,5:1 (ε = 18...22°) и ξ<10 они могут расчитываться как рамы

$$\xi = \frac{E_1 J_1}{E_2 J_2} \quad ; \qquad (17.12)$$

где E_1 и E_2—модули упругости материала шпунта и свай; J_1 и J_2 —моменты инерции сечения шпунтовой стенки на ширине, равной шагу свай, и самих свай.

Шпунт и сваи рассчитывают на совместное действие изгибающих моментов от внешних сил и от полного смещения конструкции, а также поперечных сил и продольных — растягивающих для свай и сжимающих для шпунта.

Усилия в поперечных сечениях шпунта и свай определяют как для гибких защемленных в грунте стоек плоской рамной системы с абсолютно жестким ригелем, работающей совместно с грунтом, заключенным между шпунтом и сваями. На рис. 17.16 приведена последовательность расчета такой рамной системы методом перемещений.

Для конструкций тонких стенок с различными разгрузочными устройствами общепринятые и достаточно апробированные практикой методы расчета отсутствуют; однако для наиболее распространенных из них — с одним или двумя рядами экранирующих свай, с гравитационными экранами, с передней пригрузкой и т. п.— СоюзморНИИпроектом разработаны полуэмпирические способы расчета [27]. Рассчитанные этими способами сооружения успешно эксплуатируются. Однако указанные способы расчета требуют в дальнейшем надлежащей корректировки по результатам опытной эксплуатации сооружений и, возможно, некоторой доработки.

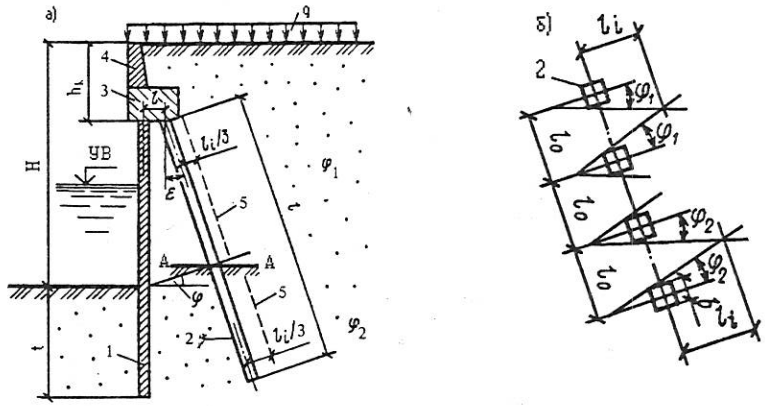


Рис. 17.15. К расчету шпунтовой набережной, заанкерованной наклонными сваями: а - расчетная схема; б - схема к определению положения экранирующей плоскости по сваям; I - шпунт; 2 - сваи; 3 - ригель; 4 - стенка верхнего строения; 5 - экранирующие плоскости; А-А - условная поверхность для определения пассивного давления грунта на сваи

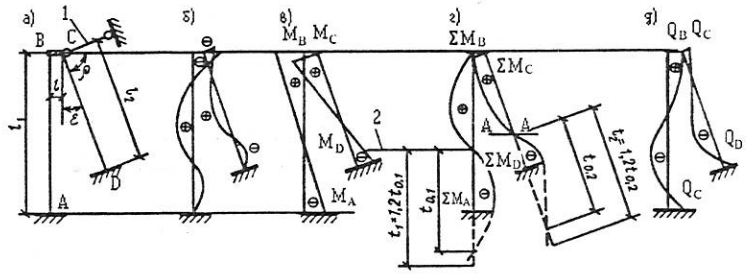


Рис. 17.16. Определение расчетных изгибающих моментов и поперечных сил в шпунте и сваях, на 1 м длины набережной: а - расчетная схема рамы; б - эпюры изгибающих моментов от внешних сил; в - эпюры изгибающих моментов от смещения рамы; г - эпюры суммарных изгибающих моментов; д - эпюры поперечных сил; 1 - условная линейная связь; 2 - проектное дно

§ 73. Расчет анкерных устройств

Анкерные опоры в виде вертикальных стен. Расчет анкерных опор в виде вертикальных свайных стен в принципе ничем не отличается от расчета незаанкерованных стенок, нагруженных поверху сосредоточенными горизонтальными силами. Некоторое отличие заключается лишь в построении эпюр нагрузок от давления грунта, действую-

щего на анкерные стенки, поскольку последние располагаются полностью в грунте (рис.17.17, а).

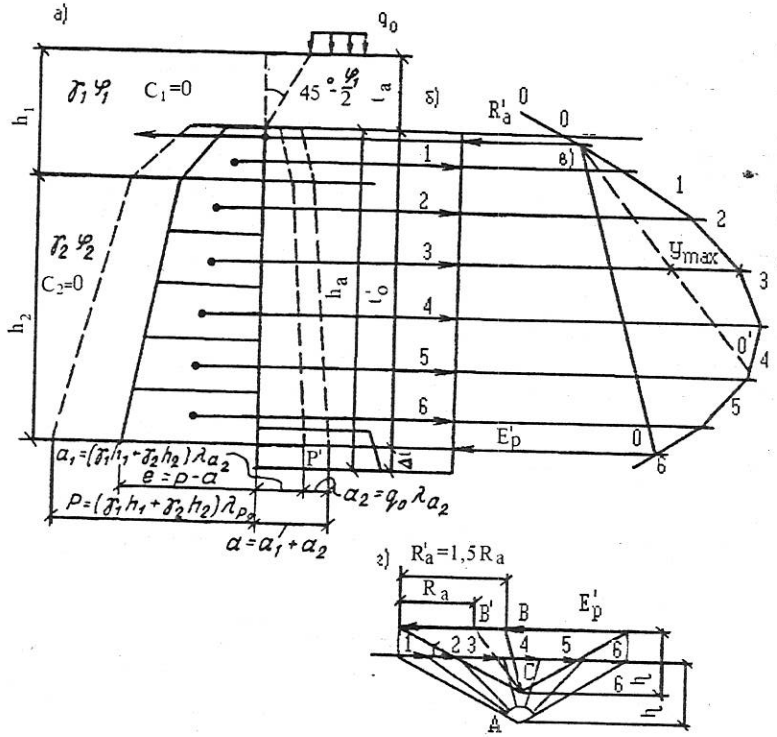


Рис. 17.17. Графический расчет анкерной стенки: а - схема нагрузки на стенку; б - схема эквивалентной нагрузки на стенку; в - схема построения веревочного многоугольника; г - схема силового многоугольника

При расчете анкерной стенки прежде всего задаются заглублением ее верха t_a и глубиной погружения t_0. Затем строят эпюры активного и пассивного давлений грунта на стенку. При этом принимают положение временной нагрузки на причале так, чтобы последняя, повышая активное давление грунта на стенку, не вызывала бы в то же время увеличения пассивного давления грунта перед ней (рис. 17.17, а).

Построив затем равнодействующую эпюру сопротивления грунта и разбив ее на элементарные трапеции, строят силовой и веревочный многоугольники. Замыкающую веревочного многоугольника АО проводят из точки А, положение которой определяется пересечением горизонтальной линии, проходящей через точку крепления анкера, с нулевым лучом веревочной кривой, параллельно линии СВ (нулевой луч соединяет в силовом многоугольнике начало силы R'_a с полюсом). Если веревочный многоугольник оказывается незамкнутым, то достраивают эпюру сопротивления грунта, подбирая высоту нижней трапеции так, чтобы замыкающая АО пересекала веревочную кривую на уровне нижней ординаты эпюры, e=p-a.

Точка пересечения замыкающей АО с последним лучом веревочной кривой определяет положение силы E'_p, а также глубину погружения стенки t'_0. Полная высота анкерной стенки может быть принята $h_a = t'_0 + \Delta t$ или $h_a \approx 1,1t'_0$.

Изгибающий момент в стенке определяют так же, как показано на рис. 17.12, ж. Расстояние между анкерной и лицевой стенками назначают из условия наиболее полного использования сопротивления грунта выпиранию. Это соответствует случаю пересечения наклонных плоскостей, ограничивающих призмы обрушения грунта за лицевой стенкой и выпора грунта перед анкерной стенкой на поверхности засыпки (рис. 17.18). При этом плоскость обрушения грунта за лицевой стенкой проводят через точку В, расположенную на уровне максимальной ординаты эпюры моментов в пределах погруженной части стенки. Плоскость выпора грунта перед анкерными сваями проводят через точку D, расположенную выше низа стенки на величину $y_1=0,2t\breve{y}_0$. Отсюда расстояние между лицевой и анкерной стенками, если t — заглубление низа стенки от поверхности засыпки, будет равно:

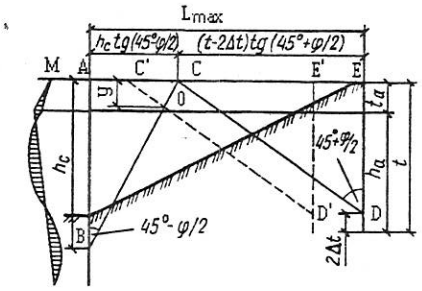


Рис. 17.18. Определение расстояния между лицевой и анкерной стенками (М - эпюра изгибающих моментов в стенке)

$$L_{max} = h_c tg(45^0 - 0,5\varphi) + (t - y_1)tg(45^0 + 0,5\varphi) \ ; \qquad (17.14)$$

При неоднородных грунтах за стенкой в указанную формулу подставляют средневзвешенное значение j, вычисляемое отдельно для призм распора и отпора грунта. Полученное по формуле (17.14) расстояние между стенками является оптимальным. Увеличение его нецелесообразно, так как ведет к увеличению длины анкерных тяг, а уменьшение — к понижению несущей способности анкерной стенки.

Иногда из-за стесненности прикордонной полосы или по другим причинам анкерную стенку приходится располагать на расстоянии, меньшем, чем L_{max} от лицевой стенки. В этом случае призма выпора грунта C′D′E′ частично разместится в призме распора ABC, что приведет к уменьшению несущей способности анкерной стенки на величину отпора, создаваемого призмой C′CO. Уменьшение несущей способности анкерной стенки в этом случае приближенно учитывают введением в расчетное анкерное усилие отпора грунта в пределах призмы C′CO, равного $E_y = 0,5\gamma y^2\lambda_{ph}$. Отсюда расчетное анкерное усилие для определения глубины погружения анкерной стенки будет равно:

$$R'_a = R_a + 0,5\gamma y^2\lambda_{ph} \ ; \qquad (17.15)$$

Анкерные опоры в виде вертикальных плит. На анкерную плиту, расположенную в грунте, действуют следующие силы: анкерное усилие, определяемое из расчета лицевой стенки, с учетом трения поверхности тяги T_{ah}, активное давление грунта со стороны берега E_{ah} и пассивное давление грунта со стороны стенки E_{ph} (рис. 17.19).

Расчет устойчивости, прочности и деформации анкерных плит набережных в виде тонких стенок производится по первой группе предельных состояний.

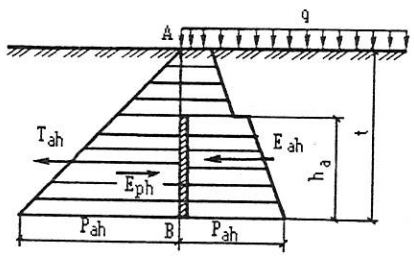


Рис. 17.19. К расчету вертикальных анкерных плит

Расчет устойчивости вертикальных анкерных плит при угле наклона анкерной тяги к горизонту не более 15° выполняют исходя из условия

$$\gamma_{lc}(T_{ah} + \rho_1 E_{ah}) \le \frac{\gamma_c \gamma_{cl}}{\gamma_n} \rho_1 E_{ph} \quad ; \qquad (17.16)$$

где T_{ah} — горизонтальная составляющая усилия в анкерной тяге, передаваемого на анкерную плиту:

$$T_{ah} = R_a l_a - \frac{\gamma h_m L_a d_a}{4} \quad ; \qquad (17.17)$$

R_a — горизонтальная реакция в месте крепления анкерной тяги к лицевой стенке (на единицу длины сооружения), определяемая из расчета шпунтовой стены; l_a — расстояние между анкерными тягами; γ — удельный вес грунта засыпки выше анкерных тяг, определяемый при коэффициенте надежности по нагрузке, равном 0,9; h_m — средняя толщина слоя грунта над анкерными тягами; L_a — длина анкерной тяги

$$L_a = h_c \operatorname{tg}(45^0 - 0{,}5\varphi) + t \operatorname{tg}(45^0 + 0{,}5\varphi) \qquad (17.18)$$

d_a — диаметр или толщина анкерной тяги с учетом слоя противокоррозионной защиты; ρ_1 — коэффициент, принимаемый по рис. 17.20; E_{ah}— горизонтальная составляющая активного давления грунта, определяемая на расчетную поверхность АВ с учетом временной нагрузки q при $\varphi_s=\varphi$ (см. гл. 10); $\gamma_c=1$ —коэффициент условий работы; t — заглубление низа анкерной плиты от поверхности засыпки; E_{ph}— горизонтальная составляющая пассивного давления грунта, определяемая на расчетную поверхность АВ без учета временной нагрузки q при $\varphi_s=\varphi$ (см. гл. 10).

Значения R_a, E_{ah}, E_{ph} вычисляются при максимальном уровне воды в акватории.

Расчет анкерных плит по деформациям производится исходя из условия

$$u \le u_{lim}$$

где u — горизонтальное смещение анкерной плиты, определяемое по формуле

$$u = \frac{T_{ah} + \rho_1 E_{ah}}{h_a b k} \quad ; \qquad (17.19)$$

T_{ah} — горизонтальная составляющая усилия в анкерной тяге, вычисляемая по формуле (17.17); r_1 — коэффициент, принимаемый по рис. 17.20; E_{ah} — горизонтальная составляющая активного давления грунта; h_a, b — высота и ширина анкерной плиты; k — коэффициент податливости грунта перед анкерной плитой, зависящий от вида грунта, его плотности, глубины заложения анкерной плиты и др.; для песчаного грунта средней плотности при $h_a \ge 1/3t$ рекомендуется принимать k=8 МН/м^3; u_{lim} — предельная величина горизонтального смещения анкерной плиты, принимается равной предельной величине горизонтального смещения шпунтовой стеки на уровне крепления анкера (см. табл. 10.10).

Расчет прочности анкерных плит производится на усилия, которые возникают от действия реактивного давления грунта перед плитой (рис. 17.21). Интенсивность реактивного давления грунта на уровне низа и верха анкерной плиты определяется по формуле

$$\sigma_{\substack{max \\ min}} = \frac{T_{ah}}{b h_a}\left(1 \pm \frac{6e}{h_a}\right) \quad ; \qquad (17.20)$$

где T_{ah} — горизонтальная составляющая усилия в анкерной тяге, вычисляемая по формуле (17.17) при минимальном расчетном уровне воды перед набережной; e — расстояние от середины высоты плиты до точки крепления анкерной тяги.

При высоте анкерных плит менее 1,5 м и в случаях, когда $\sigma_{max}<1{,}5\sigma_{min}$, интенсивность реактивного давления грунта допускается принимать равномерно распределенной по высоте и ширине плиты, вычисляя ее по формуле

$$\sigma = \frac{T_{ah}}{b h_a}.$$

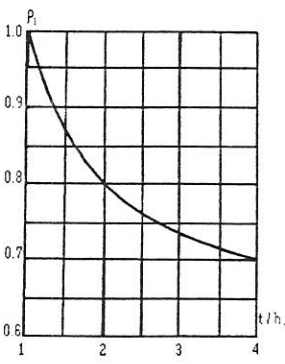


Рис. 17.20. График для определения коэффициента ρ_1

Усилия в анкерной плите таврового или ребристого сечения в поперечном направлении определяют в месте примыкания полки к ребру, рассматривая ее как консоль, а плиту между ребрами — как балку, заделанную по концам (рис. 17.21, б). Плита прямоугольного сечения в поперечном направлении рассчитывается как двухконсольная балка.

Анкерные опоры в виде свайных козел. Анкерное усилие R_a, передаваемое на козловую опору (рис. 17.22), вызывает в сваях опоры продольные усилия: сжимающие N_s и растягивающие N_p. Эти усилия могут быть определены графически (рис. 17.22, б) либо по формуле

$$N_p = N_s = \pm \frac{0{,}5 R_a}{\sin\alpha} \quad ; \qquad (17.21)$$

Более подробно расчет свай в этом случае и при одновременном действии горизонтальных и вертикальных нагрузок рассматривается в гл. 18.

Расчет анкерных тяг и элементов их крепления. Металлические анкерные тяги с шарнирным закреплением концов при наличии строительного подъема и обеспечении проектной плотности грунта засыпки под тягой рассчитываются на растяжение из условия

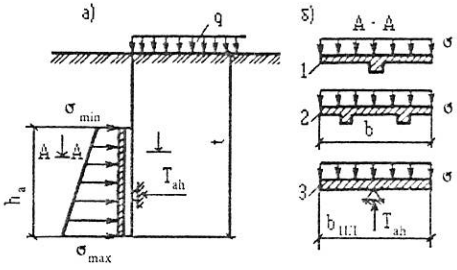


Рис. 17.21. Определение усилий в анкерных плитах в вертикальном направлении (а) и поперечном направлении (б): 1 - плита таврового сечения; 2 - ребристая плита; 3 - плоская плита

$$\gamma_{lc}\frac{T_a}{F}\le\frac{\gamma_c\gamma_{cl}}{\gamma_n}R\ ; \qquad (17.22)$$

где T_a — максимальное растягивающее усилие в анкерной тяге;

$$T_a=\frac{R_a l_a}{\cos\alpha}\ ; \qquad (17.23)$$

R_a — максимальная горизонтальная реакция в месте крепления анкерной тяги к лицевому элементу (на единицу длины сооружения), определяемая в соответствии с указаниями по расчету тонких стен; l_a — расстояние между анкерными тягами; α — угол наклона тяги к горизонту; F — площадь сечения тяги; γ_c — коэффициент условий работы, равный 0,75…0,85; R— расчетное сопротивление материала тяги растяжению.

При строительстве набережных в особо суровых природно-климатических условиях расчет прочности анкерных тяг следует производить с учетом температурных воздействий в соответствии со специальными рекомендациями [43].

Металлические или железобетонные тяги, на которые возможна передача вертикального давления от грунта засыпки, рассчитывают с учетом напряжений, возникающих в них от этой нагрузки.

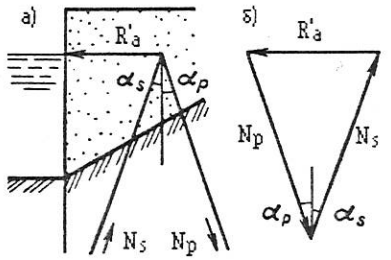


Рис. 17.22. Определение усилий в сваях анкерных козел

Металлические анкерные (распределительные) пояса, выполняемые обычно неразрезными в пределах секции сооружения, рассчитывают как многопролетные балки, опорами которых являются анкерные тяги. При расположении распределительных поясов с внешней стороны лицевой стенки в качестве нагрузки на балку принимают равномерно распределенную нагрузку $q=R_a$, а при расположении их с внутренней стороны стенки — усилия в болтах крепления поясов. Площадь сечения распределительных поясов определяют по общим правилам расчета изгибаемых конструкций.

ГЛАВА 18
ПРИЧАЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ С ВЫСОКИМ СВАЙНЫМ РОСТВЕРКОМ

§ 74. Классификация причальных сооружений с высоким свайным ростверком

Причальные сооружения с высоким свайным ростверком получили наибольшее распространение в морском портовом строительстве. Их возводят в том случае, когда грунты основания допускают погружение свай на требуемую глубину. Этот тип причальных сооружений характеризуется сравнительно небольшим весом и в ряде случаев отсутствием распорного давления грунта на них. В связи с этим нагрузки, передаваемые от свайных сооружений на основания, оказываются меньше, чем, например, от сооружений гравитационного типа.

По конструктивным признакам причальные сооружения с высоким свайным ростверком могут быть подразделены на две большие группы: сквозные сооружения (рис. 18.1, а, б) и набережные-стенки (рис. 18.1, в). Набережные-стенки, воспринимающие распорное давление грунта, называются распорными, а сквозные сооружения, как правило, не воспринимающие распор грунта, — безраспорными. Промежуточное положение между этими двумя типами занимают набережные с задним шпунтом (рис. 18.1, г).

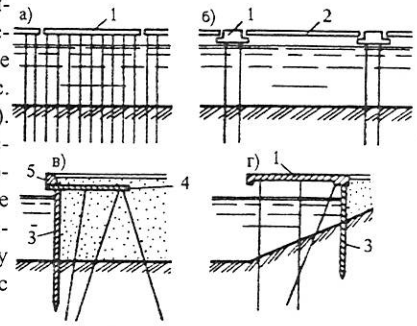


Рис. 18.1. Схемы сооружений с высоким свайным ростверком: а - эстакада, б - мостового типа, в - набережная-стенка с передним шпунтом, г - набережная с задним шпунтом, 1 - верхнее строение, 2 - пролетная балка, 3 - сплошной свайный ряд, 4 - ростверк, 5 - надстройка

Сквозные свайные сооружения благодаря наличию подпричального откоса почти не отражают подходящие к ним волны, поэтому их возведение благоприятно сказывается на волновом режиме акватории порта. Набережные-стенки строят в тяжелых гидрологических, в частности, ледовых условиях.

Причальные сооружения с высоким свайным ростверком в общем случае состоят из трех основных частей: верхнего строения, включающего ростверк и надстройку, свайного основания и шпунтовой стенки. Ростверк, выполняемый в виде плиты или системы балок и связывающий все элементы сооружения в единую конструкцию, воспринимает все внешние нагрузки, передаваемые на причал, и распределяет их между сваями, которые передают нагрузки на грунт. Надстройку возводят в тех случаях, когда верх ростверка опущен ниже отметки территории причала.

Свайные основания сооружений возводят обычно из металлических или железобетонных свай.

Наиболее широкое распространение получили железобетонные сваи, в том числе из предварительно напряженного железобетона класса В25 и выше. Несущая способность железобетонных призматических свай в вертикальном направлении достигает 600...800 кН, а свай-оболочек диаметром 1,2...1,6 м — нескольких меганьютонов. Большая жесткость свай-оболочек позволяет передавать на них и значительные горизонталь-

ные усилия, в связи с чем можно уменьшить общее число свай в сооружении, увеличить их шаг и отказаться в ряде случаев от применения свай, погружаемых наклонно.

К недостаткам железобетонных свай относятся их повышенная чувствительность к ударным и вибрационным нагрузкам, что ведет к появлению трещин в бетоне, коррозии бетона и арматуры и в конечном итоге к разрушению свай; недостаточная стойкость против коррозии в зоне переменного уровня воды в суровых климатических условиях; их значительная масса, в связи с чем требуется тяжелое оборудование для транспортирования и погружения в грунт.

Железобетонные сваи необходимо выполнять из плотных, водонепроницаемых, морозостойких и стойких по отношению к агрессивной среде бетонов. На сваях в зоне переменного уровня воды, при сложных гидрометеорологических условиях устраивают теплоизоляционную защиту из деревянных коробов, битумно-шлаковых матов и т. д. Кроме того, в этих случаях необходимо оценить целесообразность предварительного натяжения арматуры и обжатия бетона с целью повышения трещиностойкости, долговечности и уменьшения веса свай.

Металлические сваи, которые получили широкое распространение, выполняют из стальных труб, шпунтов, прокатных профилей.

Трубчатые сваи изготовляют из труб диаметром 250...2000 мм с толщиной стенок 10...16 мм и более. Иногда толщину стенок делают переменной по высоте в соответствии с действующими в свае усилиями. В зависимости от грунтовых условий концы трубчатых свай оставляют открытыми, снабжают острием или закрывают пробками. Для повышения несущей способности металлических свай иногда применяют винтовые сваи. Винт имеет 1...1,5 витка и диаметр, равный двум—четырем диаметрам свай.

Стальной шпунт используют для создания коробчатых свай, образуемых путем сварки по всей длине двух или более шпунтин коробчатого профиля или приварки к ним металлических листов. В отечественном портостроении распространены сваи, сваренные из двух шпунтин Ларсен-IV или V. Трубчатые или коробчатые сваи иногда заполняют бетоном, помещая в них в ряде случаев арматурный каркас, что способствует повышению несущей способности свай и увеличению их долговечности.

Металлические сваи хорошо работают как на растяжение, так и на сжатие; они не поддаются вредному воздействию вибрации и ударов; с помощью сварных или болтовых соединений обеспечивается сборка свай любой длины из отдельных звеньев непосредственно на строительной площадке, однако они требуют специальной защиты от коррозии в морской среде.

§ 75. Сквозные сооружения

Сквозные причальные сооружения с высоким свайным ростверком (эстакады, пирсы и сооружения мостового типа) удобно классифицировать по материалам, из которых выполнено их свайное основание: сооружения на железобетонных, металлических или деревянных сваях.

Сооружения на железобетонных сваях выполняют, как правило, с верхним строением также из железобетона. Для возведения свайного основания используют призматические сваи сечением от 0,35х0,35 м до 0,45х0,45м или сваи-оболочки диаметром 0,6...1,6 м.

При передаче на сквозные сооружения значительных горизонтальных нагрузок в систему вертикальных свай, имеющих небольшую жесткость, вводят наклонные сваи или козловые опоры (см. рис. 18.2, а; 18.3, а). Сваи-оболочки, имеющие повышенную жесткость, погружают только вертикально. Иногда с целью облегчения конструкции

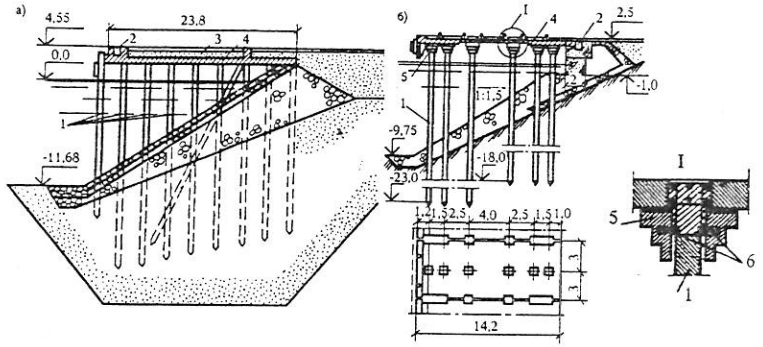


Рис. 18.2. Набережные - эстакады из железобетона с монолитным (а) и со сборным верхним строением (б): 1 - сваи, 2 - потерна, 3 - балластный слой, 4 - ростверк в виде железобетонной плиты, 5 - наголовники, 6 - опорные швеллеры

сквозных сооружений усилия от воздействия горизонтальных, в том числе и судовых нагрузок — навала судна и швартовых усилий, передаются на самостоятельные устройства, не связанные с конструкцией причального сооружения: анкерные устройства, швартовые и отбойные палы и т.д.

Верхнее строение сквозных железобетонных сооружений в зависимости от назначения причала, его возвышения над расчетным уровнем воды, амплитуды и характера колебаний уровня и т.п. выполняют по различным конструктивным схемам в сборном или монолитном железобетоне. Оно может быть из плит, балочным или решетчатым. Наибольшее распространение имеет верхнее строение из плит и балочное, которое располагают непосредственно по верху свай. Примером такого сооружения является эстакада, построенная в Сан-Франциско (США) (см рис 18.2, а). Основанием ее являются сваи из предварительно напряженного железобетона. Верхнее строение — плита толщиной 46 см из монолитного железобетона. Поверх плиты отсыпан балластный слой песка, по которому уложено асфальтовое покрытие на щебеночном основании.

Другим примером подобного сооружения являются набережные из сборного железобетона для глубин 8,25...11,5м (см рис 18.2, б), проекты которых разработаны в

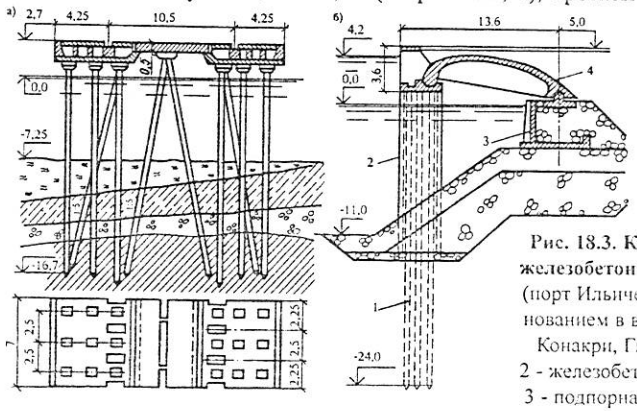


Рис. 18.3. Конструкции из сборного железобетона: а - судоремонтный пирс (порт Ильичевск), б - набережная с основанием в виде свайных кустов (порт Конакри, Гвинея), 1 - свайный куст, 2 - железобетонная защитная оболочка, 3 - подпорная стенка в виде железобетонных ящиков, 4 - пролетное строение

ЧерноморНИИпроекте, построенные в Одесском, Николаевском и ряде других портов. Сваи сечением 0,4х0,4 м изготовлены из предварительно напряженного железобетона. Верхнее строение выполнено из сборных плит, уложенных на наголовники, закрепляемые на сваях.

Примером удачного применения сборного железобетона является пирс, приведенный на рис. 18.3, а. Из монолитного железобетона изготовлены лишь стенки каналов, козловые и подкрановые балки. Для восприятия горизонтальных нагрузок свайное основание пирса имеет козлы и наклонные сваи.

В тех случаях, когда в районе строительства причалов наблюдается значительное перемещение наносов, оказывающих истирающее воздействие на сваи, последние группируют в кусты и защищают одеждами из металла или железобетона. Пример такой набережной приведен на рис. 18.3, б.

Причальные сооружения на сваях-оболочках возводят с плитным или балочным верхним строением. Последние выполняют по поперечно-ригельной или продольно-ригельной системе.

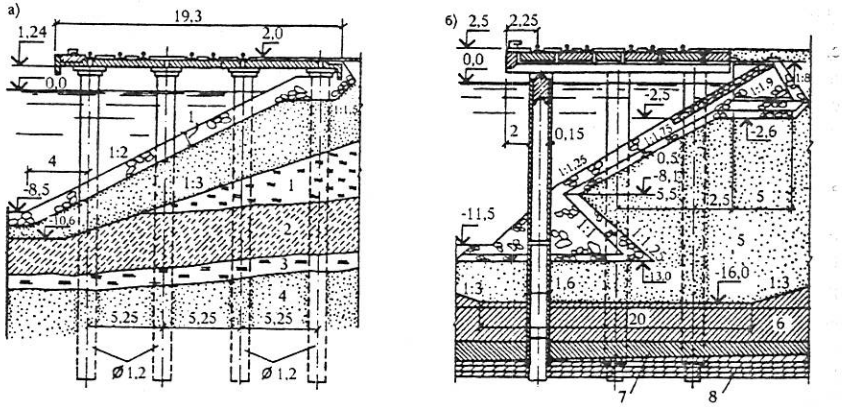


Рис. 18.4. Причальные сооружения на сваях-оболочках с верхним строением в виде плит (а) и поперечно-ригельной системы (б): 1 - илы с прослойками торфа, 2 - супесь, 3 - суглинок, 4 и 5 - пески мелкозернистые и крупнозернистые, 6 - глина средней плотности, 7 - глина плотная со щебнем и галькой, 8 - мергель

На Балтике большое число причальных сооружений построено на сваях-оболочках диаметром 1,2 м с верхним строением из плоских плит. Конструкция отличается простотой и малым числом элементов — плита, наголовник и свая-оболочка. Недостатками являются сравнительно небольшая поперечная жесткость и ограничение глубины у кордона до 8,5 ... 9,75 м. Первое подобное сооружение (рис. 18.4, а) было построено в Калининградском рыбном порту. Сваи-оболочки с толщиной стенок 0,12 м забиты с шагом 5,25 м в поперечном и продольном направлениях. По верху свай установлены наголовники размером в плане 2х2 м, на которые уложены плоские плиты размером 5,25х5,25х0,6 м. Омоноличивание сооружения осуществлено путем сварки выпусков арматуры из плит, наголовников и бетонной пробки в верхней части свай-оболочек с последующим заполнением бетоном полости узла.

Примером эстакады с поперечно-ригельной системой верхнего строения является ограждающая набережная широкого пирса, построенного в Новороссийском порту

(рис. 18.4, б). Конструкция эстакады включает сваи-оболочки диаметром 1,6 м и сборное верхнее строение из ригелей, укладываемых на поперечные ряды свай-оболочек, и из плит, опирающихся на эти ригели. Сваи-оболочки длиной 24 м выполнены из отдельных звеньев длиной по 8 м из предварительно напряженного центрифугированного железобетона, стык которых осуществлен с помощью сварки стальных фланцев. Нижние торцы свай-оболочек снабжены стальными ножами. Шаг опор в продольном направлении 12 м, длина секции причала 36 м. Ригели изготовляли также из предварительно напряженного бетона, омоноличивали путем сварки выпусков арматуры из ригелей и арматуры, установленной в бетонной пробке сваи-оболочки.

Проект эстакады со сборным верхним строением продольно-ригельной системы, разработанной СоюзморНИИпроектом, предусматривает монтаж эстакады из пяти унифицированных элементов (рис. 18.5). Глубина у причала может изменяться от 8,25 до 15 м, при этом в зависимости от глубины назначается разное число продольных рядов свай-оболочек и устройство подпорной стенки за эстакадой. Так, при глубине у причала 8,25 м эстакада включает два продольных ряда свай-оболочек с расстоянием между ними в поперечном относительно линии кордона направлении 10,5 м. Подпорная стенка за эстакадой отсутствует. Наличие дополнительного пролета размером 4,8 м и подпорной стенки позволяет построить сооружение с глубиной у кордона 9,75 м, а добавление еще третьего пролета размером 10,5 м обеспечивает глубину до 13...15 м.

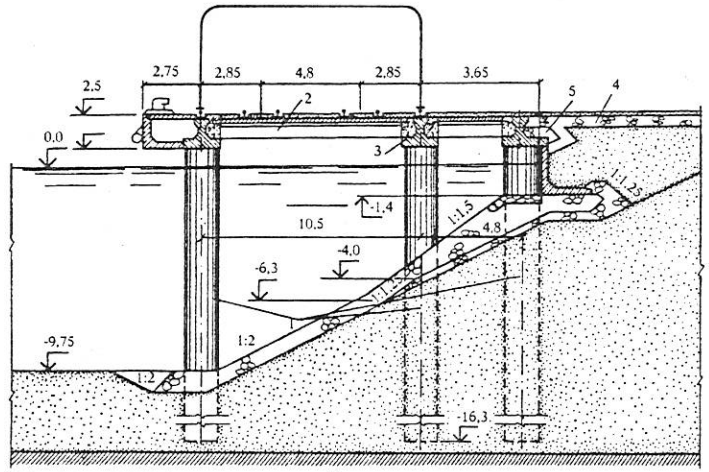


Рис. 18.5. Причальное сооружение с железобетонным верхним строением продольно-ригельной системы: 1 - сваи-оболочки с продольным шагом 16 м в крайних рядах и 8 м в среднем ряду; 2 - плиты; 3 - ригели; 4 - уголковая железобетонная стенка; 5 - бетонный нащельник

Сваи-оболочки для сооружений рассматриваемого типа выполняют как из предварительно напряженного, так и ненапряженного железобетона. Шаг опор в продольном направлении принят равным 8 и 16 м. Ригели, являющиеся основным несущим элементом верхнего строения, выполняют из предварительно напряженного железобетона.

Основное достоинство сооружений этого типа — наличие продольных ригелей, воспринимающих большие сосредоточенные силы от подвижной нагрузки (краны, перегружатели), что в условиях специализации причалов (например, причалов для погрузки угля и руды) определяет прогрессивность этой конструкции. При этом сохраняются

сборность сооружений, достигающая 70...80 %, и возможность использования унифицированных элементов, изготовляемых на специализированных заводах. Недостатком является применение ребристых плит перекрытия, образующих замкнутые, плохо проветриваемые полости в нижней части верхнего строения, что ведет к коррозии арматуры.

Сооружения на металлических сваях выполняют с верхним строением из металла или железобетона (бетона). Наибольшее распространение имеют сооружения с железобетонным верхним строением. Верхнее строение из металла применяют, как правило, в условиях ограниченного срока строительства.

В качестве примера сооружения на сваях из металлического шпунта может служить пирс, схема которого приведена на рис. 18.6. Пирс имеет два типа опор. Основные опоры представляют собой ячейки диаметром 7,2 м из стального шпунта ШК-1, заполненные камнем* и перекрытые поверху монолитной железобетонной плитой. Между основными опорами расположены промежуточные, каждая из которых включает восемь коробчатых свай из шпунта Ларсен-III и железобетонный ригель. Поверх опор уложено пролетное строение, состоящее из четырех железобетонных балок коробчатого сечения.

Примером сооружения на металлических сваях с металлическим верхним строением является нефтепирс на четыре причала, построенный в нефтегавани Шесхарис (рис. 18.7). Нефтепирс состоит из металлической эстакады, по которой проложены тру-

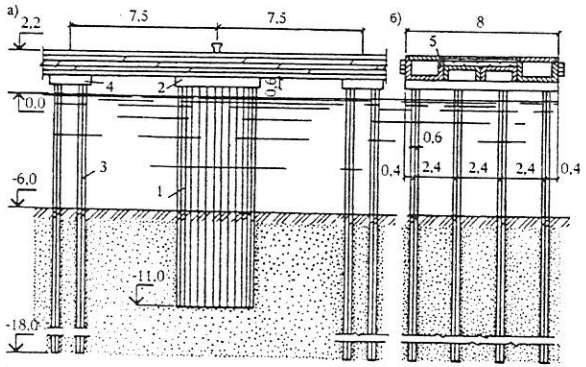


Рис. 18.6. Пирс на опорах из ячеек и свай из шпунта: а - фасад; б - поперечный разрез по свайной опоре; 1 - шпунт ШК -1; 2 - железобетонная плита; 3 - коробчатые сваи; 4 - ригель; 5 - пролетное строение

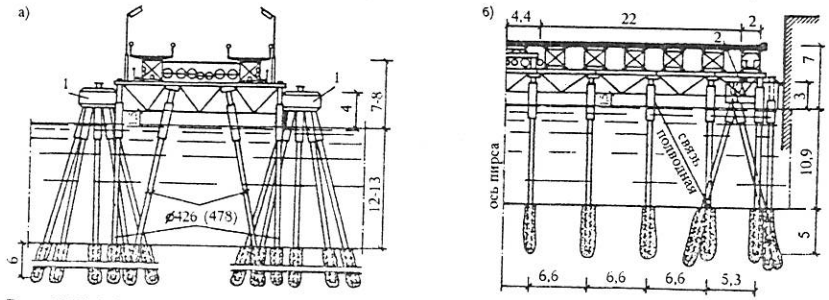


Рис. 18.7. Металлический пирс для танкеров в нефтегавани Шесхарис (порт Новороссийск): а,б - поперечные разрезы по эстакаде и по грузовой площадке; 1 - швартовый пал; 2 - отбойный пал

* Обычно ячейки выполняются из плоского металлического шпунта и заполняются песком или песчано-гравийной смесью (см. гл. 12).

бопроводы, и двух технологических (грузовых) площадок длиной 52 м и шириной 57,2 м каждая. Вся конструкция воспринимает только вертикальные нагрузки. Усилия от натяжения швартовов и навала судов воспринимаются отдельно стоящими палами.

Диаметр трубчатых свай эстакады в зависимости от глубины моря колеблется от 350 до 500 мм при толщине стенок 11 мм. Каждая опора эстакады имеет четыре сваи, из которых две средние забиты с уклоном 5:1 (рис. 18.7, а). Опоры технологических площадок состоят из десяти вертикальных свай (рис. 18.7,б). Пролетные строения площадок выполнены из металлических ферм, расположенных на расстоянии (в осях) 4,4 м друг от друга и опирающихся на металлические балочные ригели. Проезжая часть эстакады и платформ выполнена из сборных железобетонных плит с асфальтовым покрытием.

§ 76. Набережные-стенки

В отличие от сквозных сооружений, где свайное основание часто выполняют из вертикальных свай, основание набережных-стенок состоит из вертикальных и наклонных свай. Последние необходимы для восприятия больших по величине горизонтальных нагрузок от давления грунта на сооружение. Сваям придают уклоны от 20:1 до 1:1. Чем больше наклонена свая, тем большую горизонтальную нагрузку она может воспринять.

В набережных-стенках, построенных в отечественных портах, предельный уклон свай равен 3:1, что объясняется главным образом возможностями имеющегося сваебойного оборудования. В мировой практике портового строительства имеются сооружения, где сваи забиты с уклоном 1:1. Уклоны свай в свайном поле сооружения обычно принимают одинаковыми, что упрощает производство работ по их погружению.

Набережные-стенки на железобетонных сваях выполняют с железобетонным верхним строением. Для шпунтовых стен используют железобетонные и металлические сваи: для возведения свайного основания наиболее часто применяют сваи прямоугольного сечения, как из обычного, так и предварительно напряженного железобетона.

Примеры набережных-стенок из железобетона приведены на рис. 18.8. Набережная, построенная в порту С.Петербурга (рис. 18.8, а), состоит из железобетонной шпунтовой стенки толщиной 0,38 м, свайного основания из свай сечением 0,32х0,42 м и ростверка в виде ребристой плиты из монолитного железобетона. Поверх ростверка расположен балластный слой из песка.

Шпунтовые сваи в стенке этой конструкции соединены между собой по типу «гребень-паз» в грунте и «паз-паз» выше поверхности дна. Зазоры, образованные пазами двух соседних шпунтин, заполнены бетоном в мешочках. Такой способ обеспечения

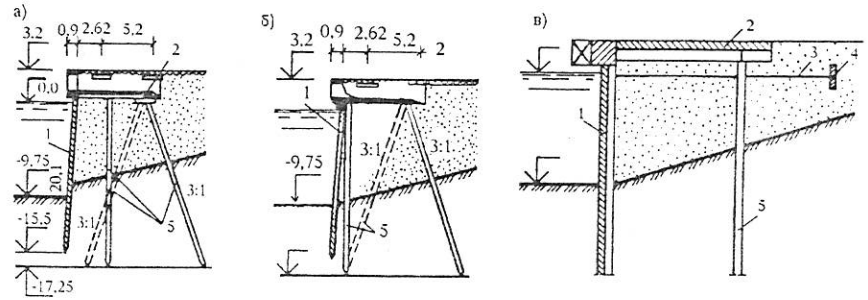


Рис. 18.8. Набережные-стенки на железобетонных сваях с передним шпунтом:
1 - шпунтовый ряд; 2 - железобетонный ростверк; 3 - анкерная тяга; 4 - анкерная плита; 5 - сваи

грунтонепроницаемости стен применяют при залегании в основании сооружения сравнительно слабых грунтов, когда погружение шпунтовых свай не затруднено. При плотных грунтах основания гребни шпунтовых свай выполняют по всей их высоте, в связи с чем грунтонепроницаемость стен в этом случае приходится обеспечивать иными способами (отсыпкой за стены призм из камня, навеской рулонных материалов и т. п.).

В ряде случаев целесообразно применять плоские безбалочные ростверки. Пример такой набережной приведен на рис. 18.8, б. Основанием ее являются железобетонные сваи сечением 0,35х0,4 м. Шпунтовая стенка — ненесущая, из деревянных свай толщиной 0,29 м. Для исключения передачи на шпунт вертикальных усилий между его верхним торцом и козырьком оставлен зазор 2...3 см. Ростверк набережной в виде плоской плиты толщиной 0,65 м выполнен из монолитного железобетона. Примером современного сооружения (без балластного корыта) является набережная на сваях из предварительно напряженного железобетона с железобетонным ростверком и передним несущим железобетонным шпунтовым рядом (рис. 18.8, в). Для восприятия горизонтальных нагрузок шпунт заанкерован тягами за анкерную плиту.

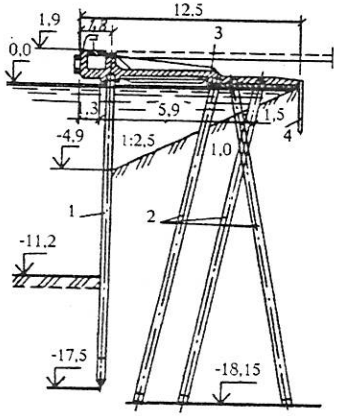


Рис. 18.9. Набережная стенка на железобетонных сваях с подпричальным откосом (порт Гданьск): 1 - железобетонный шпунт; 2 - сваи; 3 - верхнее строение; 4 - задний шпунт

Иногда при строительстве набережных с передним шпунтом под ростверком устраивают подпричальный откос (рис. 18.9) с целью снижения давления грунта на переднюю шпунтовую стенку и уменьшения объема засыпки. Например, набережная в порту Гданьск состоит из железобетонных шпунтовых свай лицевой стенки сечением 0,36х0,4 м и трех рядов наклонных железобетонных свай сечением 0,35х0,35 м. Верхнее строение набережной представляет собой железобетонную плиту с задней консолью, благодаря чему уменьшаются изгибающие моменты в пролете плиты ростверка и все наклонные сваи работают на сжатие.

В рассмотренных конструкциях набережных ростверки выполнены из монолитного железобетона, устройство которых трудоемко и требует сложной деревянной опалубки. Имеются конструкции, где этот недостаток исключен. Так, в набережной, приведенной на рис. 18.10, ростверк выполнен из сборных железобетонных плит с козырьками для опирания шпунта. Плиты уложены на наголовники, надеваемые на сваи, и замоноличены с ними. Подкрановые балки и стенки каналов для промышленных проводок выполнены из монолитного железобетона.

Свайное основание набережной состоит из призматических, предварительно напряженных свай сечением 0,4х0,4 м. Вертикальные сваи забиты попарно, козловые объединены в кусты по четыре сваи и имеют утолщения у нижнего конца для увеличения несущей способности.

Набережные на стальных сваях имеют довольно широкое распространение как в отечественном, так и зарубежном портостроении. По конструкции они аналогичны в основном набережным на железобетонных сваях.

Примером может служить набережная, построенная в порту Иокогама (Япония) (рис. 18.11, а), основанием которой служат стальные трубчатые сваи диаметром 500 мм. Верхнее строение выполнено в виде ребристой плиты из монолитного железобетона. В тыловой части набережной установлена уголковая стенка. Подпричальный откос укреплен наброской камня.

В Германии построена набережная оригинальной конструкции (рис. 18.11, б). Свайное основание ее состоит из шпунтовой стенки и одного ряда козловых опор. Шпунтовая стенка выполнена комбинированной из шпунтов тяжелого и легкого профилей. Тяжелые тавровые сваи несут основную нагрузку от верхнего строения и давления грунта.

Набережные-стенки на деревянных сваях выполняют с верхним строением из дерева, бетона и железобетона. Набережные с деревянным верхним строением в нашей стране имели сравнительно широкое распространение в северных районах. Примером такого сооружения является набережная, построенная в Архангельском порту (рис. 18.12, а). Свайное основание ее состоит из деревянных свай диаметром 0,3 м с шагом в продольном направлении 1 м. Надстройка выполнена в виде ряжа. Так как граница гниения дерева в условиях Архангельска находится выше низкого уровня воды, ростверк и надстройка набережной выполнены насухо достаточно тщательно, что обусловило длительный срок ее службы, по существу, равный сроку службы металлических конструкций.

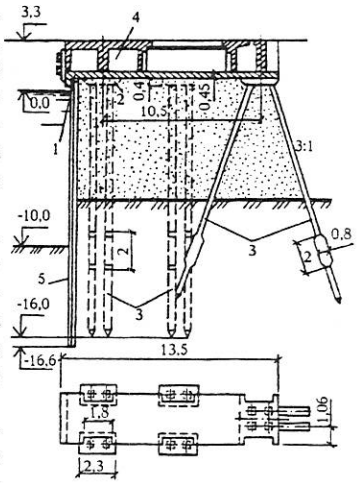


Рис. 18.10. Набережная-стенка со сборным железобетонным ростверком: 1 - ростверк; 2 - наголовник; 3 - железобетонные сваи 0,4 х 0.4 м с уширением; 4 - троллейный канал; 5 - металлический шпунт Ларсен III

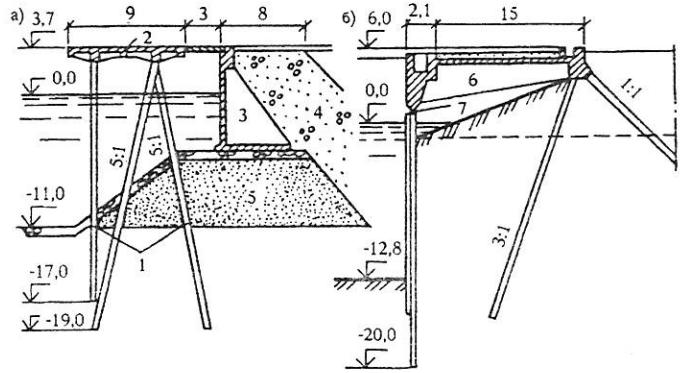


Рис. 18.11. Набережные-стенки на металлических сваях: а - набережная в порту Иокогама (Япония); б - набережная в ФРГ; 1 - металлические сваи Ф500 мм; 2 - плита ростверка; 3 - уголковая стенка; 4 - засыпка песком и камнем; 5 - постель из песка; 6 - железобетонные ригели; 7 - шарнир

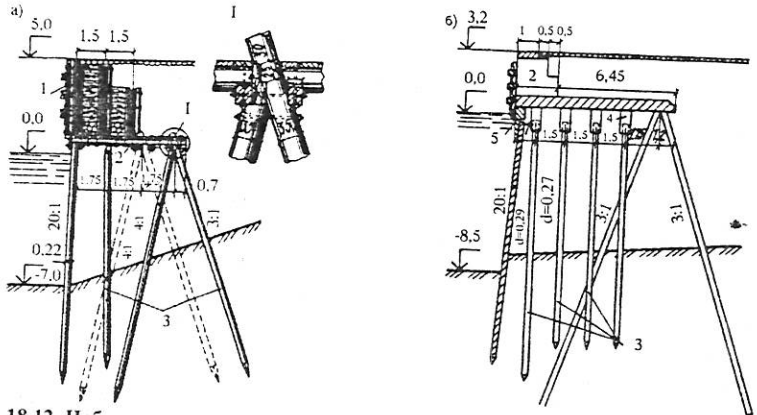


Рис. 18.12. Набережные-стенки на деревянных сваях с деревянными ростверком и верхним строением (а) и с железобетонными наголовниками и ростверком (б): 1 - ряжевая надстройка; 2 - ростверк; 3 - деревянные сваи; 4 - железобетонные наголовники; 5 - козырек

§ 77. Общие положения проектирования причальных сооружений с высоким свайным ростверком

При проектировании свайных эстакад в первую очередь выбирают конструктивную схему сооружения в зависимости от технологических требований, местных условий, опыта проектирования и назначают предварительно его основные размеры.

Ширина ростверка определяется с учетом глубины воды перед набережной, крутизны подпричального откоса и высоты конструкции тылового сопряжения территории с подпричальным откосом.

Уклон каменной отсыпки под ростверком при допускаемой у причалов высоте волны до 1,0 м принимается 1:1,5. При большей высоте волны заложение откоса допускается увеличивать до 2 и более при специальном обосновании.

Распределение свай в поперечном и продольном направлениях производится с учетом положения подкрановых, железнодорожных путей и эксплуатационного оборудования, передающего на верхнее строение сосредоточенные нагрузки. Расстояние между осями свай рекомендуется принимать не менее 6d свай.

Применение наклонных и козловых опор рекомендуется в эстакадах из призматических свай 0,45х0,45 м при глубинах 8,25 м и более. Подкрановые балки целесообразно размещать над свайными рядами или над несущим шпунтовым рядом, если он входит в состав ростверка. Расстояние l между шпунтовым рядом и экранирующими его сваями принимают от 0,8 до 3,0 м, причем шаг этих свай не должен быть больше 2,5 м, а шаг оболочек диаметром 1,2...1,6 м — не больше 3,0...4,5 м.

При глубинах у кордона свыше 11,5 м, а также при слабых грунтах основания целесообразно использовать вертикальные опоры повышенной несущей способности — оболочки диаметром 1,2...1,6 м, металлические трубы диаметром более 920 мм, а также сварные коробчатые сваи из стального шпунта.

Выбор конструкции верхнего строения диктуется соотношением эксплуатационных нагрузок и конструкцией свайного основания. При значительных судовых нагрузках на причал и отсутствии крановых нагрузок принимают обычно поперечно-ригельное верхнее строение. Наоборот, в случае тяжелого кранового оборудования — продольно-ригельное. Безреберная плита устраивается в причалах на призматических сваях с наголовниками при монолитной надстройке причала с передним шпунтом. Толщина сборных плит не должна превышать 0,3...0,5 м, монолитных - 0,6...0,8 м.

Верхнее строение ростверка разбивается температурными швами на секции длиной не более 50 м, по поперечным осям которых или симметрично им устанавливаются швартовные тумбы. Соседние секции рекомендуется шарнирно связывать между собой в горизонтальной плоскости с помощью шпонок, зубьев и т. п.

Тыловое сопряжение набережной с берегом в виде гравитационной или шпунтовой подпорной стенки должно воспринимать распорное давление грунта. Передавать это давление на эстакаду допускается в конструкциях набережных на оболочках диаметром более 1,2 м или при наличии в основании наклонных или козловых свай.

Для разработанной конструкции набережной составляется расчетная схема, определяются действующие нагрузки, и производится статический расчет, включающий ряд последовательных этапов.

Расчет общей устойчивости набережных на глубинный сдвиг и местной устойчивости подпричального откоса выполняется по методу круглоцилиндрических или ломаных поверхностей (см. гл. 10) с учетом (при необходимости) сопротивления перерезанию свай по поверхности сдвига. Эти расчеты позволяют проверить правильность выбранных габаритных размеров сооружения и крутизны подпричального откоса.

Расчет сооружения по плоской или пространственной расчетным схемам делается для определения усилий в конструктивных элементах и их деформаций.

В заключение выполняют расчет несущей способности свай, а также расчеты прочности и трещиностойкости основных элементов в соответствии с действующими нормативными документами.

При необходимости расчетная схема корректируется и расчеты уточняются.

В качестве расчетной схемы набережной эстакадного типа и пирсов принимают пространственную раму на упругих (нелинейно упругих) опорах или жесткий ростверк, если отношение высоты ригеля, приведенного к прямоугольному сечению, составляет не менее 1:4,3 расчетной ширины ростверка. При расчете свай принимается модель грунтового основания с линейно или нелинейно изменяющимся по глубине коэффициентом постели (сопротивляемости) в горизонтальном направлении. Коэффициент сопротивляемости по боковой поверхности и под острием рекомендуется принимать равным 0,7 и 1,4 соответственно от величины коэффициента постели в горизонтальном направлении [10].

Основную несущую систему в этом случае выделяют в зависимости от характера свайного основания сооружения, конструкции верхнего строения, жесткости сопряжения отдельных элементов. Так, в сооружениях с верхним строением в виде безбалочной плиты и с поперечно-ригельной системой (см. рис. 18.4, б) в качестве основной несущей системы выделяют поперечную раму, в сооружениях с продольно-ригельной системой (см. рис. 18.5) — раму продольную. Нагрузки на рамы собирают с соответствующего им участка верхнего строения, в частности, для поперечно-ригельных систем — с участка между средними осями смежных пролетов по длине сооружения.

При назначении типа закрепления свай в грунте и ростверке можно рассматривать три условные расчетные схемы:

1) сваи защемлены в грунте и ростверке;

2) сваи защемлены в грунте и шарнирно закреплены в ростверке;

3) сваи шарнирно закреплены в грунте и ростверке.

Определение точки опоры сваи в грунте представляет значительные сложности, так как положение ее зависит от свойств грунтов основания, жесткости сваи и ее нагружения. Ориентировочно условную глубину заделки свай в грунте рекомендуется принимать равной (0,3...0,5) t, где t — глубина забивки сваи.

Горизонтальные нагрузки, действующие на секции сквозного причального сооружения, если они приложены несимметрично относительно осей этой секции или если несимметричным является свайное поле секции, вызывают не только поступательное перемещение в направлении действия сил, но и его поворот относительно некоторого упругого центра С (рис. 18.13); особенность упругого центра системы (точка С) заключается в том, что любая сила, проходящая через упругий центр, вызывает лишь поступательные перемещения сооружения без его поворота. Поворот ростверка вызывает перераспределение горизонтальных усилий в сваях, в результате чего они оказываются нагруженными неравномерно. Вследствие этого будут неравномерно нагружены и отдельные рамы, что надо учитывать при расчете сооружения в условиях плоской задачи.

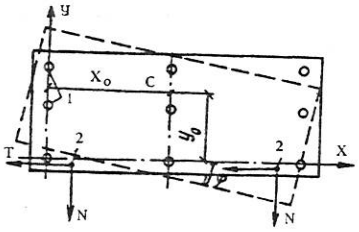


Рис. 18.13. Определение горизонтальных усилий в сваях сквозного сооружения: 1 - сваи; 2 - швартовные тумбы

§ 78. Особенности расчета экранированных тонких стенок свайных набережных

Тонкие стенки свайных набережных по характеру своей работы в основном аналогичны заанкерованным больверкам. Некоторые особенности их расчета заключаются в построении эпюр давления грунта на них, что обусловливается наличием за стенками ростверка и экранирующих свай (см. §72).

Передняя стенка. Изменение давления грунта на стенку в этом случае по сравнению с его давлением на обычные заанкерованные больверки обусловлено наличием за стенкой вертикальных или наклонных свайных рядов. Сваи, проходя через призму обрушения грунта за стенкой, воспринимают часть давления на себя, уменьшая тем самым давление на стенку. Они, как говорят, экранируют стенку. Очертание экранирующей поверхности определяется характером грунтовых сводов между сваями, возникающих в толще грунта. Условно же ее принимают плоской.

Наличие экранирующей плоскости приводит к тому, что грунт между стенкой и этой плоскостью находится в условиях, аналогичных состоянию сыпучего тела в силосах — плоский силос с большой протяженностью стен вдоль линии кордона. Давление грунта на стены в этом случае может быть определено по формуле (12.48) при $q_0=0$.

В проектной практике построение эпюр давления грунта начинают с определения местоположения экранирующей плоскости одним из графических способов (рис. 18.14). Первый из них применяют, когда сечение свай неизвестно. В этом случае через оси свай проводят по две линии под углом $\alpha=90^0 - \varphi$ к продольной оси свайного ряда (рис. 18.14, а). Положение центров тяжести треугольников, образуемых этими линиями и продольной осью свайного ряда, определяет положение экранирующей плоскости.

Если же сечение свай известно, то линии под углом $(90^\circ - \varphi)$ к продольной оси свайного ряда проводят не через оси, а таким образом, чтобы они касались контура сечения свай. Экранирующая плоскость в этом случае располагается посередине между

осью продольного ряда свай и линией, проходящей через вершины треугольников (рис. 18.14, б). Определив положение экранирующей плоскости, строят эпюру давления грунта.

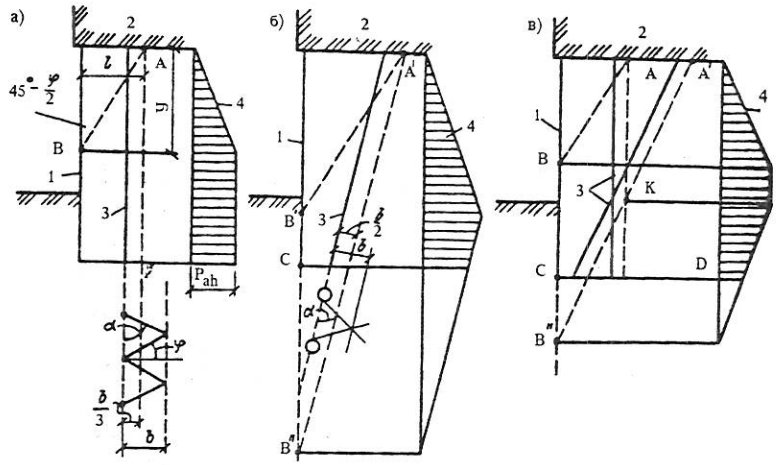


Рис. 18.14. Схемы построения эпюр активного давления грунта на передние стенки свайных набережных при различном расположении свай за ними: а - вертикальные сваи, б - наклонные сваи; в - вертикальные и наклонные сваи; 1 - шпунтовый ряд; 2 - ростверк; 3 - экранирующие сваи; 4 - эпюра давления грунта

При наличии вертикального свайного ряда построение эпюры производят следующим образом: из точки А пересечения экранирующей плоскости с ростверком проводят под углом $(45^\circ—0,5\varphi)$ к вертикали линию обрушения грунта АВ до пересечения ее с расчетной плоскостью стенки. Эта линия пересекает последнюю на глубине (считая от низа ростверка), равной:

$$y = l\operatorname{ctg}(45^0 - 0,5\varphi) \ ; \qquad (18.1)$$

Давление грунта на участке АВ нарастает по линейному закону и достирает в точке В значения $p_{ah}=\gamma y\lambda_{ah}$. Ниже этой точки из-за влияния экранирующей плоскости интенсивность давления грунта остается постоянной и равной p_{ah}. Эпюра активного давления грунта на стенку имеет вид, показанный на рис. 18.14, а.

При наклонном свайном ряде за стенкой определяют положение экранирующей плоскости и точки ее пересечения с низом ростверка А′. Из точки А′ под углом $(45^\circ—0,5\varphi)$ к вертикали проводят линию А′В′ обрушения грунта до пересечения ее с расчетной плоскостью стенки. Глубину расположения точки пересечения линии обрушения с расчетной плоскостью стенки определяют по формуле (18.1). В пределах этой глубины (до точки В′) принимают линейный закон нарастания давления грунта. Ниже точки В′ давление убывает, причем также по линейному закону. Нулевое значение давления грунта расположено на уровне точки В″, т. е. точки пересечения расчетной плоскости стенки с экранирующей плоскостью (см. рис. 18.14, б). Ограничив эпюру активного давления грунта на уровне низа шпунтовой стенки (точка С), получают окончательное очертание.

Дальнейший расчет шпунтовой стенки производят так же, как и расчет обыкновенных заанкерованных больверков (см. § 68). Замыкающую веревочного многоугольника (линию A′B′ на рис. 18.15, б) проводят при свободном опирании стенки на ростверк так, чтобы моменты в его пролетной части и части, погруженной в грунт, были бы равны: $M_0=\eta y_2$, при заделке шпунта в ростверк — из условия равенства моментов в месте заделки стенки в ростверк, пролетной части и части, погруженной в грунт (замыкающие AB и CD на рис. 18.15, б, в).

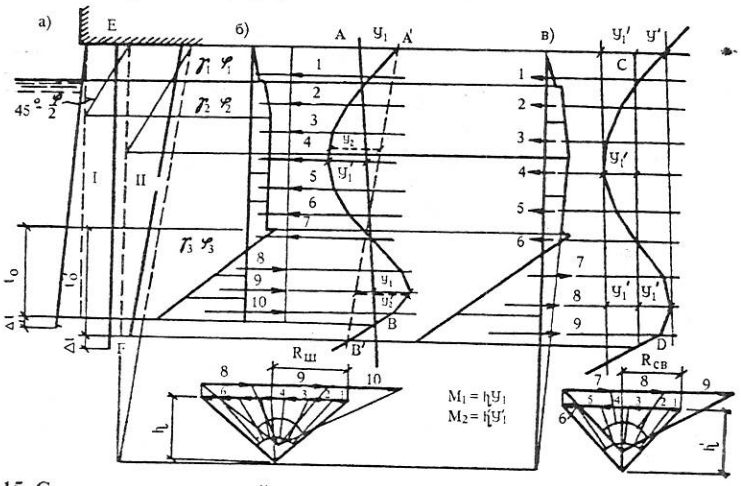


Рис. 18.15. Схема расчета передней стенки свайной набережной: а - расчетная схема стенки; б - схемы эпюр давления грунта на стенку и определения изгибающих моментов в ней; в - то же, для первого от стенки свайного ряда

Следует, однако, иметь в виду, что полученные таким образом изгибающий момент в стенке и глубина ее погружения не всегда будут расчетными. Дело в том, что экранирующий стенку свайный ряд подвергается давлению грунта с обеих сторон. Если соотношение этих нагрузок таково, что свайный ряд получает прогиб в сторону стенки больший, чем сама стенка, то на нее будет действовать дополнительная нагрузка, которую нужно учитывать при расчете стенки.

Приближенно давление на экранирующий свайный ряд определяют как разность давлений грунта со стороны зоны I и зоны II (рис. 18.15, а). Если давление на свайный ряд со стороны зоны II оказывается больше, чем со стороны зоны I, то возникающий в створе экранирующей плоскости момент от разности этих нагрузок распределяют между свайным рядом и стенкой пропорционально их жесткостям.

Сначала производят расчет шпунтовой стенки на нагрузку от действия грунта, расположенного между стенкой и ближайшей к ней экранирующей плоскостью EF. В результате получают момент в стенке M_1. Далее строят эпюру нагрузок на экранирующую плоскость EF со стороны зоны II и аналогично предыдущему определяют изгибающий момент в этой плоскости M_2 (см. рис. 18.15, в).

Полагая, что на плоскость EF со стороны зоны I действует момент M_1, а со стороны зоны II—обратный по знаку момент M_2, определяют результирующий момент $M'=M_1-M_2$. Если по абсолютной величине $M_2>M_1$, то свайный ряд получает прогиб в сторону стенки, и она будет подвергаться дополнительному давлению.

В этом случае, считая, что свайный ряд и стенка работают совместно, момент M′ распределяют между ними пропорционально их жесткости. При этом должны соблюдаться равенства:

$$\frac{M'_s}{\frac{1}{a}M'_p}=\frac{E_s J_s}{\frac{1}{a}E_p J_p}\ ;\ M'_s+\frac{1}{a}M'_p=M_2-M_1\ . \qquad (18.2)$$

Решая их совместно, будем иметь

$$M'_s=\frac{(M_2-M_1)E_s J_s a}{aE_s J_s+E_p J_p}; \qquad (18.3)$$

$$M'_p=\frac{(M_2-M_1)E_p J_p a}{aE_s J_s+E_p J_p}\ ; \qquad (18.4)$$

где J_s и J_p — момент инерции единицы длины стенки и одной сваи свайного ряда, м⁴; E_s, и E_p модуль упругости материала стенки и сваи, Па; a—шаг свай, м; M'_s и M'_p—дополнительные изгибающие моменты в стенке и в одной свае экранирующего свайного ряда, Нм.

Для сооружений с передним шпунтом давление на ростверк грунта, лежащего в пределах свайного основания набережной, может быть представлено как сумма реакций шпунтовой стенки и отдельных свайных рядов, определяемых как указано ранее (см. рис. 18.15).

Однако в практике проектирования обычно применяют более простой прием для определения этого давления. Полагая, что сваи под ростверком отсутствуют, эпюру активного давления грунта на стенку строят с учетом экранирования стенки ростверком. Определив реактивное усилие в стенке, R_a как для заанкерованного больверка (рис. 18.16) находят полное давление грунта на набережную $E=E_1+R_a$.

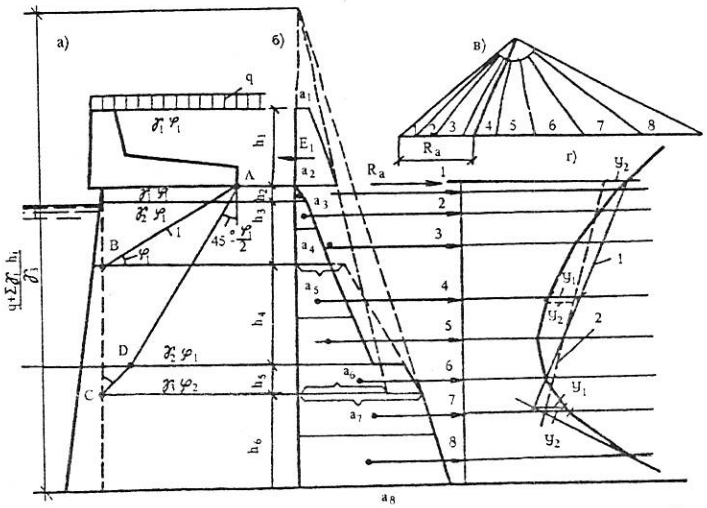


Рис. 18.16. Расчет горизонтального давления грунта, лежащего в пределах свайного основания, на ростверк свайной набережной с передним шпунтом: 1 и 2-положение замыкающей веревочного многоугольника при свободном опирании на ростверк, и при заделке шпунта в ростверк

§ 79. Приближенные методы расчета причальных сооружений с высоким свайным ростверком

Общий метод расчета сооружений с жестким ростверком в условиях плоской задачи впервые был предложен проф. Н. М. Герсевановым в 1914 г. В последующем был разработан целый ряд как аналитических, так и графических решений задачи, основывающихся на тех же предпосылках, что и метод Н. М. Герсеванова. Имеется несколько предложений, посвященных расчету ростверков с учетом пространственной их работы (П. П. Кульмач, Г. С. Шпиро, Л. В. Мазуренко).

Несмотря на это, наилучшее представление об особенностях работы сооружений типа ростверк дает классический метод проф. Н. М. Герсеванова расчета жесткого ростверка.

В основу метода положены следующие предпосылки:

1) ростверк сооружения принимается абсолютно жестким; его деформации столь малы по сравнению с деформациями свай, что ими можно пренебречь. В связи с этим взаимное расположение голов свай неизменно при любых деформациях сооружения;

2) сваи являются упругими и их деформации учитываются при определении усилий в них;

3) грунты основания или не оседают вообще, или оседают под всеми сваями одинаково.

Деформации ростверка представляются в виде горизонтального смещения a, вертикального b_0 и угла поворота с (рис. 18.17). Выражая усилия в сваях N, Q и m через деформацию ростверка из условия равновесия системы, получают уравнения:

$$\left.\begin{aligned} ax_{aa} + b_0 x_{ab} + cx_{ac} &= H; \\ ax_{ba} + b_0 x_{bb} + cx_{bc} &= V; \\ ax_{ca} + b_0 x_{cb} + cx_{cc} &= M_0; \end{aligned}\right\} \quad (18.5)$$

где H и V — горизонтальная и вертикальная составляющие внешних сил; M_0 — момент этих же сил относительно начала координат.

Коэффициенты этих уравнений обладают свойством взаимности, т. е. $x_{bc}=x_{cb}$ и т.д.

В зависимости от характера закрепления свай в грунте и ростверке Н. М. Герсевановым получены соответствующие выражения для коэффициентов, приведенные в табл. 18.1.

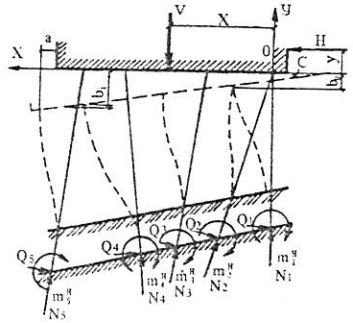


Рис. 18.17. Схема деформаций свайной набережной с высоким жестким ростверком при заделке свай внизу и вверху

Таблица 18.1

Коэффициенты при неизвестных деформациях для различных закреплений свай в грунте и ростверке

Коэффициент	Характер закрепления свай	
	Заделка в грунте и ростверке	Шарнирные по обеим сторонам
x_{aa}	$\sum n_i \sin^2\alpha_i + \sum V_i \cos^2\alpha_i$	$\sum n_i \sin^2\alpha_i$
x_{ab}	$\sum n_i x_i \sin\alpha_i \cos\alpha_i$	$\sum n_i \sin\alpha_i \cos\alpha_i$
x_{ac}	$\sum n_i x_i \sin\alpha_i \cos\alpha_i - \sum \frac{V_i L_i}{2} \cos\alpha_i$	$\sum n_i x_i \sin\alpha_i \cos\alpha_i$
x_{bb}	$\sum n_i \cos\alpha_i$	$\sum n_i \cos^2\alpha_i$
x_{cc}	$\sum n_i x_i^2 \cos^2\alpha_i + \sum \frac{V_i L_i}{3}$	$\sum n_i x^2 \cos^2\alpha_i$

Примечания: 1. При знаке Σ опущены индексы 0–i. 2. $n_i = 1/k_i$ (k_i - коэффициент упругой податливости свай); $V_i = 12E_iJ_i / L_i^3$, (L_i - расчетная длина свай).

Расчет сводится к определению из уравнений (18.5) перемещений a, b_0 и c и вычислению усилий в сваях, которые при жестком закреплении свай в грунте и ростверке равны:

$$\left.\begin{aligned} N_i &= n_i b'_i \\ Q_i &= V_i\left(a'_i - \frac{cL_i}{6}\right) \\ m^b{}_i &= -m^h{}_i + C\frac{V_i L^2{}_i}{2} \\ m^h{}_i &= \frac{V_i L_i}{2}\left(a'_i - \frac{cL_i}{3}\right) \end{aligned}\right\}; \quad (18.6)$$

где $a'_i = a\cos\alpha_i - b_0 \sin\alpha_i - cx_i \sin\alpha_i$, $b'_i = a\sin\alpha_i + b_0\cos\alpha_i + cx_i\cos\alpha_i$ —смещения голов свай длиной L_i в поперечном и продольном направлениях.

При шарнирном закреплении свай в грунте и ростверке сваи подвергаются воздействию только продольной силы N, определяемой по формуле (18.6). Силы Q_i, $m^b{}_i$ и $m^h{}_i$ равны нулю.

Особенностью расчета свайных сооружений с гибким ростверком является учет упругой или упруго-пластической работы плиты ростверка. При расчете по этому мето-

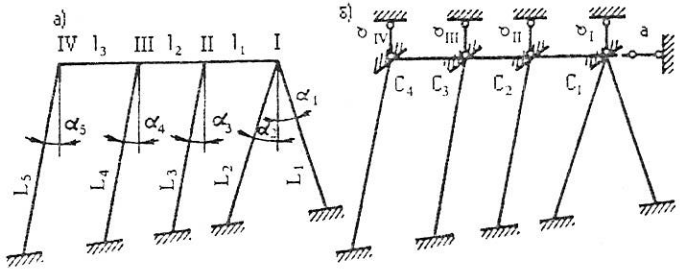


Рис. 18.18. Схема к расчету причального сооружения на сваях с гибким ростверком

ду свайную конструкцию с упругим ригелем рассматривают как обыкновенную многопролетную раму с упругими опорами, в которой каждый узел имеет независимые от других узлов вертикальное смещение и поворот и, кроме того, общее для всех узлов горизонтальное перемещение, так как предполагается, что ригель в направлении его продольной оси не деформируется. Для определения этих деформаций "действительную" схему сооружения (рис. 18.18, а) преобразуют в основную расчетную (рис. 18.18, б), вводя фиктивные связи (закрепления), препятствующие перемещениям каждого узла, и рассчитывают раму методами строительной механики.

Для уменьшения трудоемкости расчетов могут быть использованы стандартные программы решения системы канонических уравнений с помощью ЭВМ.

§ 80. Основы автоматизированных методов расчета ростверков

Основным недостатком изложенного и ряда других существующих методов расчета свайных ростверков является условность схемы фиксированного опирания свай в грунте на той или иной глубине. Фактическое взаимодействие свай с грунтом осуществляется по глубине их забивки, что существенно влияет не только на усилия в свайном основании, но и на напряженно-деформированное состояние всего ростверка.

Наиболее удобным способом расчета системы "свая—грунт" является использование контактной задачи, основанной на методике коэффициента постели (сопротивляемости), который может быть принят линейно или нелинейно изменяющимся по глубине и в зависимости от смещения расчетной точки контакта.

Учитывая трудоемкость таких расчетов, особенно пространственных, они могут быть осуществлены, как правило, при условии автоматизации расчета с применением ЭВМ [23]. Это позволяет не только рассмотреть все возможные конструктивные особенности, сочетания нагрузок и расчетные условия, но и выбрать оптимальное решение при проектировании.

Рассмотрим основные положения расчета на примере высокого свайного ростверка с жесткой плитой [23] (рис. 18.19).

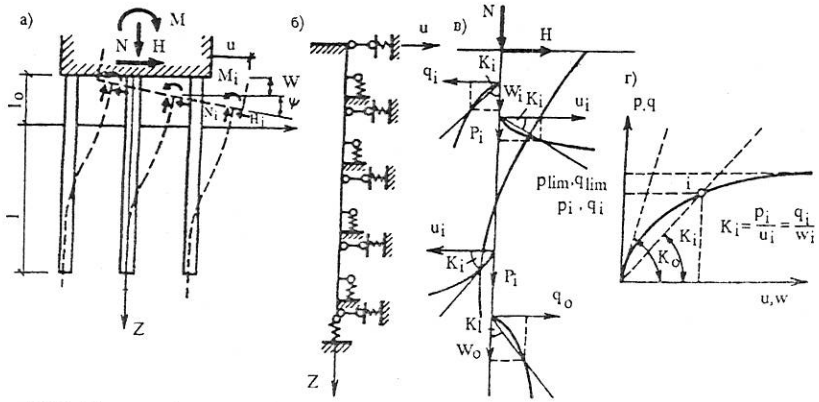


Рис. 18.19. Схема деформационного расчета жесткого свайного ростверка и свай: а - расчетная схема; б, в - расчетные схемы сваи; г - характер кривой q-ω и p-u при нелинейной деформации грунта

Система внешних нагрузок, приложенных к плите ростверка, заменяется вертикальной N и горизонтальной H составляющими равнодействующей силы и моментом M, приложенными в середине ростверка. Действующие нагрузки воспринимаются сваями, которые могут перемещаться как в вертикальном (в отличие от предыдущих методов), так и в горизонтальном направлениях.

В результате ростверк получает осадку W, горизонтальное смещение u и поворот ψ (рис. 18.19, а). В общем случае каждая свая может иметь свою глубину забивки l_i, свободную длину l_{oi} и переменную по длине жесткость на сжатие EF_i и на изгиб EJ_i. При пространственном расчете положение центров свай в плане задается координатами x_i и y_i; координата z отсчитывается от уровня поверхности грунта, ось Z совпадает с линией действия вертикальной силы N.

Общие условия равновесия записываются в виде

$$N = \sum_{i=1}^{n} N_i; H = \sum_{i-1}^{n} H_i; M + \sum_{i-1}^{n} N_i x_i = 0 \ ; \qquad (18.7)$$

Методы строительной механики в сочетании с использованием ЭВМ позволяют рассматривать верхнее строение и в виде гибких плит, с учетом пластических шарниров и т. п. Однако во всех случаях в основе решения лежит расчет свай на совместное действие нагрузок в условиях линейной или нелинейной деформируемости грунтового основания; из этого решения определяются реакции N_i, H_i, и M_i, прикладываемые к плите ростверка.

Распространенный метод расчета свай на комбинированные нагрузки основывается на обобщенной винклеровской модели основания, характеризуемой переменными по глубине и нелинейными коэффициентами горизонтальной K_h и вертикальной K_υ сопротивляемости грунта. При использовании численных методов расчета (например, МКР или МКЭ) эта модель является элементом расчетной схемы, представляющей собой балку, опирающуюся на большое число упругих опор (рис. 18.19, б).

Зависимость между вертикальными перемещениями сваи и сопротивлением грунта в каждой расчетной точке описывается кривой нелинейного деформирования (рис. 18.19, г) типа

$$q = \frac{K_{o\upsilon} w}{\left(1 + \left|K_{o\upsilon} / q_{lim}\right|^m\right)^{1/m}} \ ; \qquad (18.8)$$

где q — вертикальное сопротивление грунта (отпор на единицу длины сваи); q_{lim}—предельное вертикальное сопротивление грунта; w — осадка соответствующего участка сваи; $K_{o\upsilon}$—коэффициент начального вертикального отпора; m — коэффициент, зависящий от вида и плотности грунта, изменяется от 1 до 3.

Подобная же кривая характеризует сопротивление грунта под острием сваи, но в этом случае предельное сопротивление будет иметь место при значительно больших осадках.

При горизонтальных перемещениях сваи в зависимости (18.8) q меняется на p — горизонтальное сопротивление грунта, q_{lim} на p_{lim}— предельное горизонтальное перемещение грунта, w на u — горизонтальное перемещение участка сваи, $K_{o\upsilon}$ на K_{oh} коэффициент начального горизонтального отпора грунта.

На рис. 18.19, в, г, условно показаны схема расчета сваи при действии только горизонтальной или вертикальной нагрузки и вид соответствующей кривой «p—u» или «q—w».

Коэффициенты отпора грунта K_{ui} и K_{hi} определяются в зависимости от перемещений сваи как угол наклона секущей к кривой «p—u» и «q—w» в данной точке (w_i, q_i) или (u_i, p_i). Взаимовлияние близко расположенных свай (при расстоянии между осями $1 \le 6d$) учитывается путем изменения деформационных $K_{ou}(K_{oh})$ и прочностных $q_{lim}(p_{lim})$ характеристик грунта по зависимостям, приведенным в СНиП [10].

На первом этапе расчета, исходя из деформаций ростверка, определяется распределение продольных сил между сваями и в каждой свае по длине. Затем ведется расчет в горизонтальном направлении, связанный с решением дифференциальных уравнений продольно-поперечного изгиба свай вида

$$\frac{d^2}{dz^2}\left[EJ_{(z)}\frac{d^2u}{dz^2}\right]+\frac{d}{dz}\left[N_{(z)}\frac{du}{dz}\right]+p(z,u)=0 \quad ; \qquad (18.9)$$

где $EJ_{(z)}$—переменная по глубине изгибная жесткость сваи; $N_{(z)}$ — распределение продольной силы по длине сваи; $p(z, u)=K_h u(z)$ —отпор грунта, изменяющийся по глубине; K_{hz} — коэффициент горизонтального отпора на глубине.

Уравнение решается для каждой сваи ростверка с учетом характера ее закрепления в плите (упругое, жесткое, шарнирное) конечно-разностным методом. В результате расчета получают осевые и горизонтальные усилия, моменты в головах сваи, а также распределение этих усилий и перемещения точек оси сваи по ее длине.

Несущая способность висячих свай на осевую нагрузку рассчитывается в соответствии со СНиП [10].

§ 81. Перспективные типы конструкций портовых гидротехнических сооружений

При внедрении в практику строительства кранов большой грузоподъемности появилась возможность возведения сооружений из крупных конструктивных блоков наиболее полной заводской готовности. Известны многочисленные примеры крупноблочного строительства. Например, в порту Тулон (Франция) при помощи плавкрана устанавливали железобетонные оболочки большого диаметра массой 530 т. В Японии построены портовые сооружения из ячеек, собираемых на полигоне из 120...200 плоских стальных шпунтовых свай. Масса собранной ячейки, устанавливаемой плавкраном, достигает 700 т. При реконструкции причалов в порту Гамбург на р. Эльбе (ФРГ) верхнее строение шпунтовой набережной было выполнено из коробчатых блоков размером 4x8,5x14,5 м, массой 485 т, повышенной заводской готовности: на них заранее были смонтированы крановые пути, промкоммуникации, лестницы и пр. Для установки блоков одновременно использовали восемь плавкранов грузоподъемностью 600 т. Благодаря этому удалось возвести набережную длиной 550 м всего за 6 мес.

В Новороссийском порту при строительстве причалов использовали железобетонные оболочки диаметром 10,7 м, разрезанные на кольца высотой 6 м и массой около 100 т с целью установки их плавкраном грузоподъемностью 100 т. В Севастопольском рыбном порту и в Ялтинском морском порту для строительства причалов применяли железобетонные оболочки с вертикальным членением диаметром 10,2 м и массой более 100 т, которые собирали на полигоне и некоторое время устанавливали в проектное положение двумя плавкранами грузоподъемностью по 100 т.

До последнего времени при строительстве речных портовых сооружений использовали плавкраны небольшой грузоподъемности (до 16 т), что ограничивало массу сборных элементов (не более 15 т).

С появлением на внутренних водных путях нашей страны плавкранов грузоподъемностью до 350 т создались условия для перехода на новый уровень индустриализации отечественного речного портостроения с применением крупных блоков повышенной заводской готовности. Гипроречтрансом разработаны две конструкции причальных набережных из крупногабаритных элементов.

Первая (рис. 18.20), обладающая собственной плавучестью, имеет вид уголковой стены с внутренней анкеровкой или без нее в зависимости от высоты набережной. Ребристые лицевые панели собираются на заводе из тавровых элементов шириной 3 м, включающих шапочное утолщение и колесоотбой. Толщина полок элементов 0,15 м, высота ребра 0,8 м. Ребра элементов направлены в сторону акватории и защищены стальной обшивкой, предохраняющей набережную от повреждения судами. Лицевая панель включает швартовные устройства, тумбовую нишу и пр. Все это устанавливается на заводе.

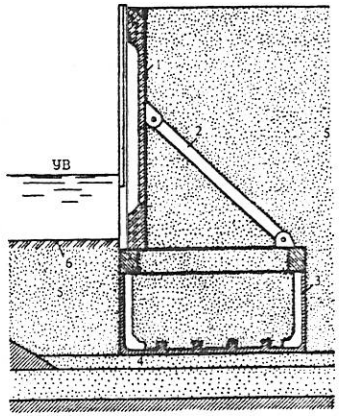


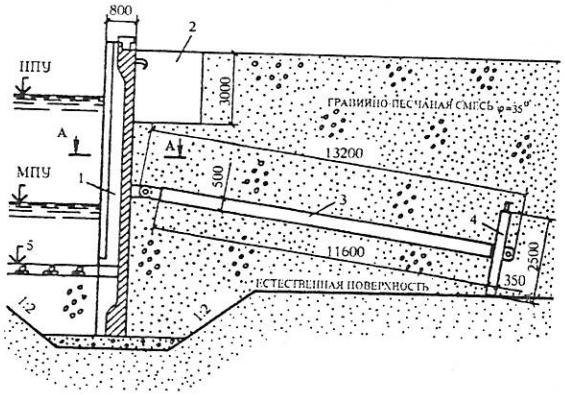
Рис. 18.20. Поперечный разрез набережной из крупногабаритных и наплавных элементов на слабых грунтах: 1 - лицевая панель; 2 - анкерная тяга; 3 - понтон; 4 - песчаная подушка; 5 - насыпной грунт; 6 - проектное дно

Фундаментный элемент состоит из железобетонной рамы, к которой снизу жестко присоединен железобетонный тонкостенный открытый сверху понтон высотой 2,7 м из панелей толщиной 5...6 см с ребрами жесткости. Как правило, в сооружении понтон располагается ниже проектного дна (вместо каменной постели при необходимости замены верхнего слоя слабых грунтов). Ширина блока 12..24 м в зависимости от высоты сооружения, масса до 300 т.

Вторая конструкция (рис. 18.21) не обладает собственной плавучестью. Она состоит из ребристой лицевой панели (аналогичной описанной), одного или двух рядов анкерных тяг, объединенных в рамы, и анкерных плит. Ширина блока также 12...24 м.

Собирают такой блок из элементов на заводе, возможно, прямо на барже-площадке, но не исключена укрупнительная сборка и на полигоне вблизи места установки блоков.

Учитывая большую материалоемкость, стоимость и трудоемкость устройства каменных постелей, интерес представляют конструкции гравитационных набережных из железобетонных оболочек или массивов-гигантов без дна (рис. 18.22), транспортируемых и устанавливаемых в проектное положение с помощью плавкранов или инвентарных понтонов. Плавучесть бездницевых массивов-гигантов может обеспечиваться также сжатым воздухом, подаваемым под специальную инвентарную крышку, герметично закрывающую массив в период транспортировки. Возможна установка без каменной постели также и обычных массивов-гигантов, которые снабжаются в этом случае ребрами или фартуком, выступающим ниже днища. После установки таких конструкций ребрами на дно межреберное пространство замывается песчаным грунтом. Несмотря на



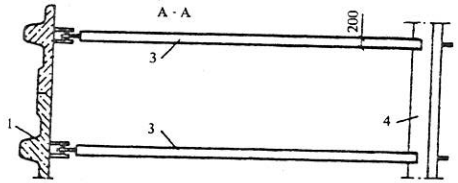


Рис. 18.21. Причальная набережная Ульяновского порта (проект): 1 - лицевой элемент таврового сечения с ребрами, облицованными металлическим листом; 2 - тумбовый массив; 3 - анкерная предварительно напряженная тяга; 4 - анкерная плита; 5 - проектное дно

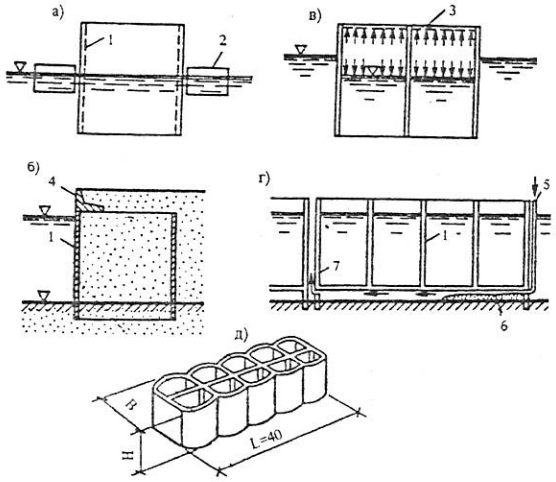


Рис. 18.22. Массивы-гиганты, устанавливаемые без каменной постели: а, б - массив-гигант без дна, транспортируемый с помощью инвентарных понтонов и устанавливаемый с заглублением стенок в грунт; в - транспортировка массива-гиганта с помощью сжатого воздуха, подаваемого под специальную герметично закрепленную крышку; г - массив-гигант с ребрами, устанавливаемый на плотные грунты основания с заполнением межреберного пространства песчаным грунтом; д - монтажный модуль японской фирмы «Кэнсэцу Кикай Теса», использующий достоинства оболочек и массивов-гигантов (размеры блока: B = 15...20 м, H = 10...20 м); 1 - массив-гигант; 2 - понтоны; 3 - инвентарная крышка; 4 - надстройка; 5 - подача пульпы; 6 - намываемый грунт; 7-отвод воды

имеющиеся по технологическим соображениям рекомендации о максимальной длине массивов-гигантов не более 40 м, есть примеры успешного применения в гидротехническом строительстве наплавных элементов длиной до 300 и даже 500 м [40]. Наиболее рациональное использование материала привело к распространению конструкций портовых гидротехнических сооружений из стальных оболочек большого диаметра, изготовляемых из листовой стали. Возможность погружения их под действием собственного веса или с помощью вибропогружателей в слабые поверхностные грунты без их замены [14] отвечает требованиям охраны окружающей среды и исключает необходимость устройства каменной постели.

Диаметрально противоположным направлением в гидротехническом портовом строительстве является применение монолитного железобетона, характерное для современного строительства. Это направление получило практическую реализацию благодаря технологии возведения портовых сооружений методом "стена в грунте". Такая технология позволяет придавать несущим элементам причальных набережных наиболее выгодное очертание в плане в виде оболочек и арок с контрфорсами и тавров (рис. 18.23). Например, в конструкции одного из глубоководных причалов высотой около 20 м [14] лицевая и тыловая стенки имеют тавровое сечение (рис. 18.24), служат одновременно опорами путей контейнерных перегружателей и связаны друг с другом анкерными тягами.

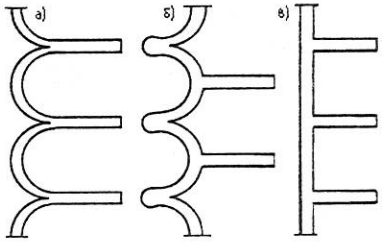


Рис. 18.23. Поперечное сечение набережных стен, выполняемых методом "стена в грунте": а - в виде оболочек; б - арочно-контрфорсная; в - тавровая

В связи с созданием долговечных и прочных синтетических материалов заслуживают внимания запатентованные еще в 60-х годах предложения по армированию грунта. С помощью гибких стальных, железобетонных или синтетических оболочек, заанкерованных в грунте армирующими его полосами из стали, стеклопластика (рис. 18.25), могут быть возведены подпорные стены для причальных и берегоукрепительных сооружений, отличающиеся высокой эффективностью и простотой производства работ.

Новое направление в отечественной и мировой практике представляет опыт строительства причальных сооружений в Заполярье (Ямбург, Тикси), использующий вечную мерзлоту для повышения несущей способности основных элементов традиционных конструкций из стального шпунта (больверки, ячейки). Для этого в составе сооружений предусматривают различные устройства, например, термосваи, охлаждающие в зимнее время грунт основания и обратной засыпки.

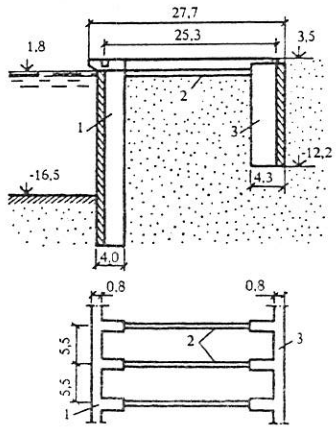


Рис. 18.24. Набережная контейнерного причала порта Ботани (Австралия), построенная методом "стена в грунте": 1 и 3 - лицевая и тыловая стенки; 2 - тяги

Для строительства в труднодоступных районах с ограниченным строительным периодом предназначены быстровозводимые причалы в виде железобетонных понтонов, полностью ос-

нащенных для эксплуатации при их изготовлении, которые буксируются к месту строительства вместе с поднятыми над палубой опорными сваями или колоннами. С помощью специальных домкратов понтон поднимается над водой с одновременным погружением свай. После омоноличивания узлов сопряжения причал готов к эксплуатации.

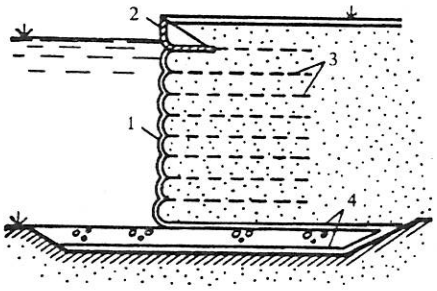


Рис. 18.25. Причальная набережная из армированного грунта: 1 - оболочка; 2 - верхнее строение; 3 - анкерующие (армирующие грунт) элементы; 4 - обратный фильтр

Известны попытки использования для строительства быстровозводимых причалов корпусов списанных барж, которые специально достраиваются и оборудуются на заводе, буксируются к месту строительства и затапливаются на заранее подготовленное основание путем заполнения корпуса грунтом.

ГЛАВА 19
ОТБОЙНЫЕ И ШВАРТОВЫЕ УСТРОЙСТВА

§ 82. Назначение отбойных и швартовых устройств

Для нормальной эксплуатации причалы должны быть оснащены целым комплексом вспомогательных устройств. Важнейшими являются устройства, предназначенные для защиты причалов от повреждений при подходе и стоянке судов у причала, так называемые отбойные устройства, и устройства, которые позволяют закрепить суда у причалов и ограничить их перемещения при воздействии ветра, волнения и течений, так называемые швартовные устройства.

Отбойные устройства могут быть двух типов: в виде жестких конструкций, в виде амортизаторов. Жесткие отбойные устройства только защищают от повреждений те элементы причала, которые непосредственно соприкасаются с судном. В этом случае нагрузки от судов полностью воспринимаются конструкцией причальных сооружений. Отбойные устройства в виде амортизаторов кроме непосредственной защиты конструкций поглощают часть энергии швартующегося судна, в результате удается уменьшить усилия, которые передаются на сооружения от судов, облегчить конструкцию и уменьшить стоимость самого сооружения. Таким образом, при использовании даже относительно дорогого отбойного устройства, в конечном счете достигается экономия средств.

На причалах для крупнотоннажных судов применяют отбойные устройства только второго типа. Кроме того, в последние годы на некоторых причалах для крупнотоннажных судов для ограничения энергии подходящего судна используется специальная радиолокационная аппаратура, контролирующая скорость его подхода. Если скорость подхода превышает допускаемую, автоматически подается соответствующий сигнал и могут быть своевременно приняты меры к ее снижению.

Применение рациональных по конструкции отбойных устройств и соблюдение правил швартовки позволяют устранить повреждения судов и сооружений. Однако отбойные устройства в неисправном состоянии не только не улучшают условий эксплуатации причалов, но и могут вызвать значительные повреждения как самих сооружений, так и судов. Не менее частой причиной повреждений судов и сооружений является неправильная эксплуатация причалов, в частности, превышение допустимой скорости подхода судна к сооружению. Иногда повреждения носят весьма серьезный характер, что приводит к необходимости вывода сооружений из эксплуатации.

Во многих странах постоянно ведутся активные поиски конструктивных решений отбойных приспособлений, в наибольшей степени отвечающих современным требованиям. В частности, они должны обладать достаточной энергоемкостью при относительно небольшой деформации и минимальной отдачей, иметь относительно небольшие размеры по нормали к причальной линии, быть простыми и надежными в работе и легко заменяемыми. Наконец, они должны выполняться из недефицитных материалов и иметь невысокую стоимость.

Надежная и безопасная эксплуатация судов, находящихся у причалов, наряду с применением отбойных приспособлений обеспечивается наличием достаточного числа удачно размещенных швартовных устройств, к которым относятся тумбы, рамы, гаки (крюки).

Швартовные тросы могут быть изготовлены из стальных проволок, органических и искусственных волокон. Стальные тросы отличаются между собой числом прядей, числом проволок в прядях, характером свивки и т.п. Тросы (канаты) из органических волокон в зависимости от вида применяемого материала могут быть пеньковыми, манильскими и сизальскими. Пеньковые, манильские и сизальские тросы изготовляют из волокон соответственно конопли, бананового дерева и агавы. Трос пеньковый может быть не смоленый (бельный) и смоленый; последний так же, как и манильский, не боится сырости. Для изготовления швартовных канатов применяют синтетические материалы: нейлон, капрон, перлон. По своим эксплуатационным свойствам (прочности, влагостойкости, гибкости и др.) эти тросы значительно превосходят лучшие тросы из растительных волокон. Важнейшими характеристиками швартовных канатов являются их разрывные усилия и деформативные свойства.

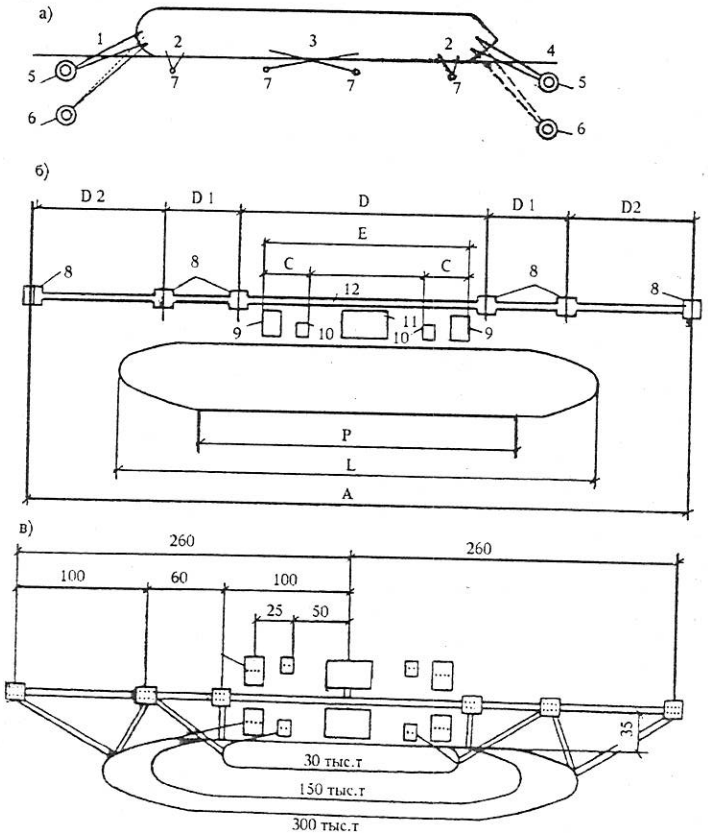


Рис. 19.1. Схемы швартовки судов и расстановки тумб и палов: а - швартовка на причале общего назначения; б - расстановка палов нефтепричалов с односторонней швартовкой; в - швартовка танкеров у нефтепричала; 1 - кормовые швартовы; 2 - прижимные швартовы; 3 - шпринги; 4 - носовые швартовы; 5 - концевые (усиленные) тумбы; 6 - штормовые (усиленные) тумбы; 7 - рядовые тумбы; 8 - швартовные палы; 9 - основные отбойные палы; 10 - вспомогательные отбойные палы (для малых судов); 11 - технологическая площадка; 12 - соединительная эстакада

При стоянке судна у причала оно закрепляется с помощью швартовных канатов, заводимых за швартовные устройства.

Все швартовные тросы (швартовы) делятся на следующие группы: носовые, кормовые, прижимные и шпринги (рис. 19.1, а). Носовые и кормовые швартовы служат для подтягивания судна при подходе к причалу, а также для восприятия усилий, действующих вдоль судна от ветра, волн и течений. Устанавливают их под углом 20…40° к линии кордона.

Прижимные швартовы служат в основном для восприятия усилий от ветра, волн и течений, направленных перпендикулярно борту судна и близких к этому направлению. Учитывая возможные изменения направления ветра и необходимость восприятия динамических воздействий при шквалистом ветре, их обычно устанавливают под углом 60…90° к линии кордона.

Шпринги служат для восприятия продольных усилий, поэтому их направление близко к линии кордона и составляет угол 5…10° . Они также препятствуют возникновению бортовой и килевой качки судна. При наличии палов у специализированных причалов для возможности рациональной расстановки швартовных устройств и отбойных приспособлений необходимо соблюдать определенные соотношения для расстояний между палами, которые на основании практических данных находятся в пределах: A/L=1,25…1,55; E/L=0,4; D/L=0,5; $D_1/L \leq 0,2$; $D_2/L \leq 0,3$; C/L=0,1; P/L=0,4…0,7, (см. рис. 19.1, б).

В зависимости от размеров конкретных судов и их расстановки у причала необходимо также определять углы швартовов в вертикальной плоскости. На основе практических данных длина носовых и кормовых швартовов составляет 60…1200 м, прижимных 40…80 м, шпринтов 30…70 м (рис. 19.1, в). Указанные величины в конкретных условиях могут корректироваться.

На причалах в виде набережных-стенок для штучных, навалочных и других грузов, обслуживающих суда различных размеров, швартовные тумбы устанавливают на расстоянии 0,5…1 м от линии кордона с шагом 20…30 м вдоль причала. Иногда, особенно в районах с сильными ветрами, при швартовке крупнотоннажных судов кроме основных рядовых прикордонных тумб предусматривают более мощные тумбы у концов причалов (см. рис. 19.1, а). Для восприятия усилий при штормах дополнительно устанавливают штормовые тумбы в тыловой зоне – обычно за подкрановыми и железнодорожными путями. После получения штормового предупреждения и прекращения перегрузочных работ на причале дополнительные швартовы заводят за эти тумбы.

На специализированных причалах, например, для танкеров, швартовные тумбы располагают несколько иначе, обеспечивая наиболее надежное раскрепление судна при действии ветра и волнения. Основные тумбы устанавливают на швартовных палах. Дополнительные тумбы меньшей мощности могут быть установлены на технологической площадке и других конструкциях сооружения (см. рис. 19.1, в). При расстановке тумб на речных причалах необходимо учитывать колебания уровня, поэтому тумбы устанавливают в два-три яруса по высоте.

Следует отметить, что крупнотоннажные суда нередко швартуются на недостаточно защищенных от волнения акваториях, вследствие чего в швартовах возникают значительные усилия, которые трудно поддаются точному расчету. Для восприятия этих усилий нередко устанавливают швартовные бочки, на которые заводят дополнительные швартовы.

Горизонтальные нагрузки, возникающие при швартовке судна, часто воспринимаются отдельно стоящими сооружениями, не соединенными с конструкцией самого причала, так называемыми палами.

По назначению палы могут быть отбойные, воспринимающие навал судов, или швартовные, воспринимающие швартовные усилия. Иногда в портах применяют палы другого назначения: направляющие, разворотные, комбинированные отбойно-швартовные, или причальные. В зависимости от характера передаваемых на палы нагрузок они оснащаются отбойными приспособлениями и швартовными устройствами.

Как отбойные, так и швартовные палы могут быть жесткими и гибкими. Учитывая, что усилия от навала подходящего судна в значительной мере уменьшаются при увеличении податливости сооружения, наиболее эффективно применять гибкие отбойные палы, которые дополнительно снабжаются амортизирующими отбойными приспособлениями. Если имеются и швартовные, и отбойные палы, то швартовные палы оборудуют только охранными отбойными приспособлениями.

Швартовные устройства располагают на швартовных и причальных палах. Нагрузки на эти палы могут достигать 10 МН, поэтому выбору их конструкции должно быть уделено особое внимание.

§ 83. Отбойные устройства и их расчет

Отбойные устройства условно подразделяются на следующие основные группы: деревянные, гидравлические и гидропневматические, пружинные, гравитационные, из

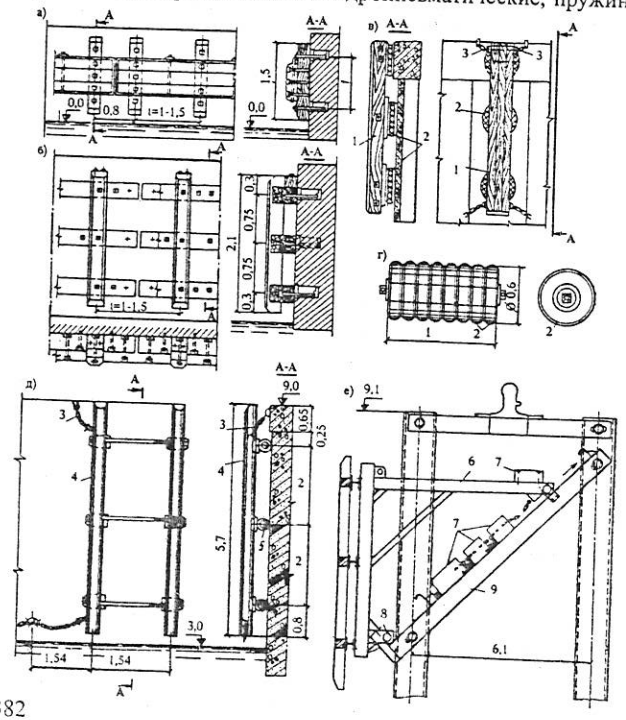


Рис. 19.2. Отбойные рамы и кранцы:
а и б - с горизонтальными и вертикальными лицевыми брусьями; в - деревянный щит, опирающийся на автопокрышки; г - автопокрышки на горизонтальной оси (кранец); д - стальная рама из трубчатых элементов; е - смещаемая отбойная рама; 1 - деревянный щит; 2 - автопокрышки; 3 - подвеска; 4 - стальная труба; 5 - трубчатый резиновый амортизатор; 6 - стальная смещаемая рама с деревянными лицевыми брусьями; 7 - пригрузочные массивы; 8 - опорные штыри смещаемой рамы; 9 - направляющие

резиновых элементов заводского изготовления, комбинированные металлорезиновые, механические.

Жесткие отбойные устройства выполняются обычно из дерева и из металла. Наиболее простым видом отбойного устройства из дерева являются рамы. Лицевые брусья отбойной рамы делаются вертикальными при значительных колебаниях уровня, в остальных случаях горизонтальными (рис. 19.2, а).

Опыт многолетней эксплуатации таких рам показал, что при швартовке судов под действием многократных нагрузок вертикальные стойки, жестко соединенные в местах болтового соединения, складываются и выходят из строя. Даже небольшие повреждения конструкций создают опасность для швартующихся судов из-за выступающих болтов, уголков и других крепежных деталей. Ремонт таких отбойных рам весьма затруднен и практически невозможен без выхода причала из эксплуатации.

Навесные конструкции отбойных устройств можно изготавливать на заводе с последующей навеской готовых элементов. Навесные устройства позволяют осуществлять быструю замену отбойных устройств также в случаях изменяющейся эксплуатационной обстановки, например, при необходимости приемки судов с параметрами, отличными от параметров для данного причала, характеризующихся увеличенной действующей на причал кинетической энергией.

Для уменьшения жесткости деревянных отбойных устройств их дополняют автопокрышками, бывшими в употреблении. Деревянный щит из нескольких горизонтальных брусьев, сболченных между собой, подвешивают к стенкам причалов. Между пакетом и стенкой укрепляют несколько (в зависимости от длины пакета) автопокрышек, подвешенных на тросах или цепях либо жестко закрепленных к деревянному пакету с внутренней его стороны (рис. 19.2, б). Отбойные устройства этого типа обеспечивают удовлетворительную защиту сооружения на значительном участке и позволяют распределить на большую площадь нагрузку от судов благодаря включению в работу одновременно нескольких амортизаторов-покрышек. Деревянные пакеты с покрышками устанавливают по всей длине причала с небольшими разрывами. Подобные отбойные устройства наиболее часто применяют на речных причалах и реже на морских.

Мощные отбойные устройства удалось получить, нанизывая автопокрышки на оси из бревен, фашин или резиновых труб таким образом, что плоскости автопокрышек оказались перпендикулярными плоскости стенки. Подобные отбойные устройства иногда применяются на причалах для крупных судов (рис. 19.2, г). Отбойные устройства этого типа получили широкое распространение в Западной Европе (ФРГ, Швеции и пр.).

Эти отбойные устройства часто устраивают плавучими. В настоящее время их применяют наряду и совместно с самыми современными отбойными устройствами заводского изготовления. При этом на причалах, расположенных на недостаточно защищенных акваториях, необходимо следить за тем, чтобы при надвигающемся шторме плавучие отбойные устройства были отбуксированы к месту отстоя или извлечены из воды, что довольно значительно осложняет эксплуатацию причалов. Если плавучие отбойные устройства при шторме остаются у причала, они могут его повредить, а сами будут разбиты. Следует отметить, что эффективность применения отбойных устройств из пустых автопокрышек невелика. Целесообразнее применять автопокрышки, туго набитые обрезками резины. Обрезки резины помещают в специальные мешки, имеющие форму баллона автомобильного колеса.

Металлические отбойные устройства выполняют из стальных труб диаметром 125...150 мм, сваренных в плоские рамы, которые подвешиваются на цепях к причальным сооружениям (рис. 19.2, д). Некоторыми конструкциями предусматривается

возможность смещения рамы при навале судна (рис. 19.2, е). В этом случае раму с прикрепленными к ней бетонными блоками подвешивают на цапфах. При навале судна цапфы, а вместе с ними и рама с блоками перемещаются по наклонным направляющим вверх. При этом совершается работа, на которую расходуется энергия швартующегося судна.

Этот тип отбойных устройств, является переходным к отбойным устройствам гравитационного типа, работа которых основана на принципе превращения кинетической энергии подходящего к причалу судна в потенциальную энергию массивного тела, смещающегося одновременно в горизонтальном и вертикальном направлениях, что обеспечивается специальной системой их крепления к причалу (рис. 19.3). Гравитационные отбойные устройства по сравнению с деревянными или резиновыми более дорогие, поэтому используются на причалах, обслуживающих только крупнотоннажные суда.

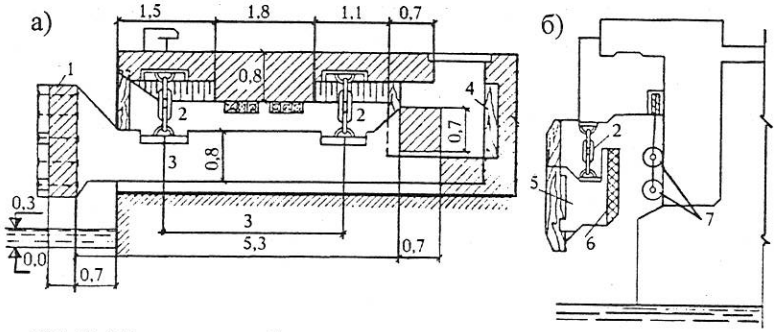


Рис. 19.3. Отбойные приспособления гравитационного типа в портах Находка (а) и Неаполь (Италия) (б): 1 - лицевая деревянная обшивка; 2 - подвески; 3 - железобетонная рама; 4 - упорные деревянные брусья; 5 - бетонный массив; 6 - чугунная отливка массой 3,5 т; 7 - резиновые амортизаторы

Для смягчения удара при подходе судов малого водоизмещения лицевую грань гравитационных отбойных устройств целесообразно снабжать более податливыми амортизаторами. Форма блоков и способы их подвески или опирания могут быть различными. Так, например, в порту Находка железобетонная рама отбойного устройства бункеровочного причала состоит из лицевой балки сечением 1,8х0,5 м, тыловой балки сечением 0,7х0,7 м и трех поперечных балок, из которых две крайние имеют сечение 0,8х0,55 м, а средняя 0,6х0,6 м. Длина продольных балок 10 м, поперечных 6,5 м. Рама подвешена горизонтально на четырех цепях, прикрепленных к крайним поперечным балкам. Масса рамы около 55 т (рис. 19.3, а). При навале судна отбойное устройство может сместиться по горизонтали на 0,7 м и по вертикали на 0,35 м. Энергия, которая может быть погашена при смещении рамы в предельное положение, равна 200 кДж. В местах возможного соприкосновения рамы с причалом установлены охранные деревянные брусья.

На причале Баньоли в Неаполе отбойное устройство состоит из железобетонного массива длиной около 5 м и массой 16 т, подвешенного на двух подвесках (рис. 19.3, б). Позади массива установлена металлическая плита. В предельном положении массив опирается на два резиновых цилиндра, реакция которых совместно с горизонтальной составляющей веса массива уравновешивает передающееся на отбойное устройство

усилие в 53 т. Энергия, которую может поглотить отбойное устройство, равна примерно 250 кДж.

Наряду с перечисленными типами отбойных устройств, которые, как правило, изготовляются силами самих портов или строительных организаций, широко используют отбойные устройства типа амортизаторов заводского изготовления разнообразных конструкций: с резиновыми элементами различной конфигурации, пневматические, гидравлические, гидропневматические и др.

Наибольшее распространение в портах мира, в том числе отечественных, получили амортизирующие устройства, основанные на принципе использования деформаций резиновых элементов. Широкое применение резины для этой цели обусловлено ее физико-механическими свойствами: сжимаемостью, большой упругостью, энергоемкостью, способностью сохранять свои характеристики в большом диапазоне температурных колебаний, стойкостью в отношении химических и бактериальных воздействий.

Во многих случаях достаточно эффективными и долговечными оказываются амортизирующие элементы, имеющие трубчатую, трапецеидальную или другую специальную форму (рис. 19.4). Наиболее широкое распространение получили трубчатые амортизирующие элементы с наружным диаметром 0,4...1,0 м. Внутренний диаметр их

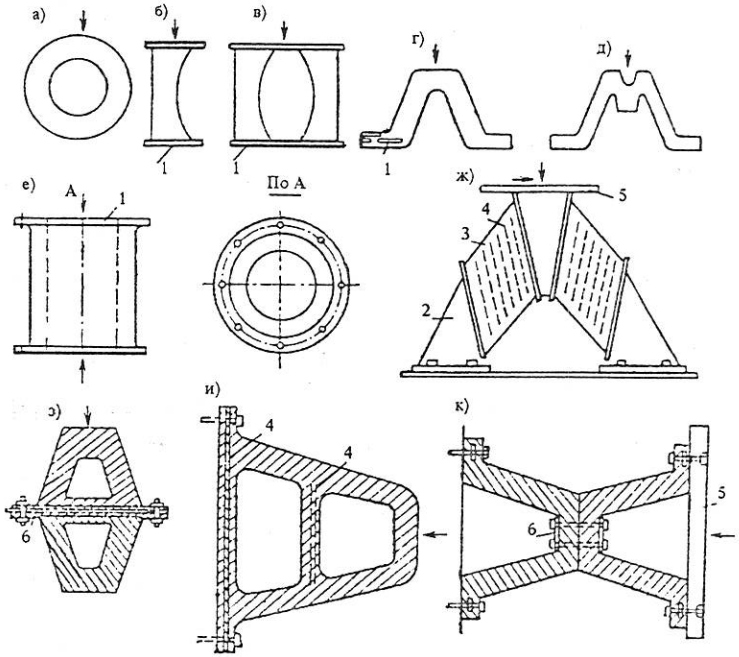


Рис. 19.4. Типы резиновых амортизаторов: а - трубчатый; б - Лорд; в - двойной Лорд (Сейбу); г - трапецеидальный ; д - модифицированный трапецеидальный; е - трубчатый, работающий на осевое сжатие; ж - Рейкина; з - сдвоенный трапецеидальный, соединенный широкими основаниями; и - усиленный трапецеидальный; к - двойной трапецеидальный; 1 - стальная накладка; 2 - опорный элемент; 3 - резиновая прокладка; 4 - стальная прокладка; 5 - распределительный элемент; 6 - скрепляющие детали

обычно равен половине наружного, а поглощаемая энергия составляет 15…90 кДж/м при нагрузке около 150…400 кН/м. В настоящее время применяются трубчатые элементы диаметром 3 м, длиной 6 м, массой 25 т. Некоторые известные способы подвески трубчатых амортизаторов показаны на рис. 20.5. Ведутся работы по совершенствованию способов подвески трубчатых амортизаторов.

Находят применение короткие трубчатые амортизаторы с длиной, примерно равной внешнему диаметру. На рис. 19.5, г, показан пример использования такого амортизатора с наружным диаметром 2 м, внутренним 1,15 м и длиной 2 м. Для обеспечения равномерной передачи усилия на корпус судна отбойное устройство имеет распределительный щит и направляющие устройства. Предлагается использовать резиновые цилиндры со стенками переменного сечения с целью повышения энергоемкости и снижения давления на борт судна.

Амортизатор в средней части по высоте цилиндра имеет диаметр больше, чем у торцов (рис. 19.5, з).

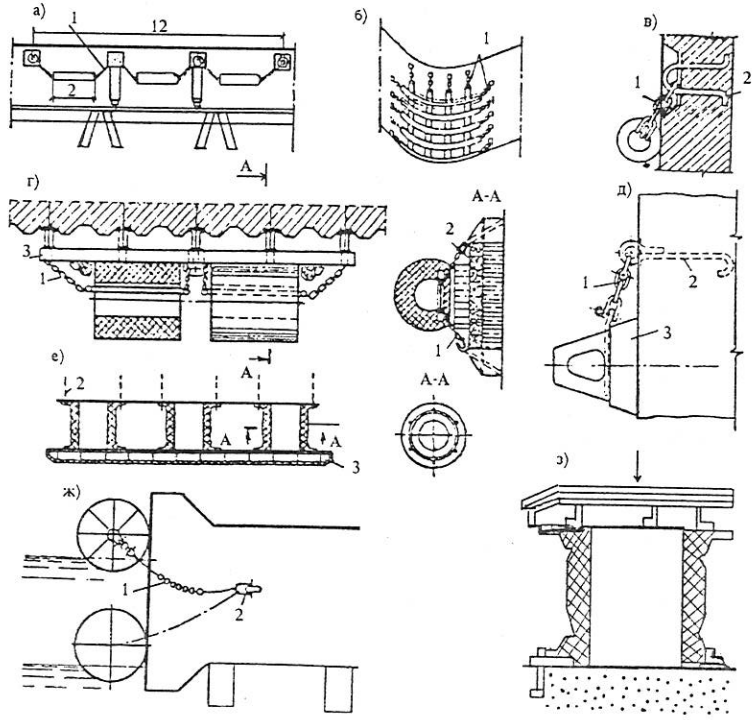


Рис. 19.5. Способы подвески резиновых амортизаторов: а - трубчатых на прямолинейном участке причала; б - трубчатых на углу причала; в - деталь подвески трубчатого амортизатора; г -коротких трубчатых; д - трапецеидального; е - трубчатых, работающих на осевое сжатие с распределительной рамой; ж - пневматического плавучего; з - трубчатого с переменным диаметром; 1 - элемент подвески; 2 - закладная деталь крепления; 3 - опорный элемент

Для трубчатых амортизирующих отбойных устройств характер зависимости деформаций от усилий (рис. 19.6, а, б, кривые I) указывает на быстрое увеличение усилий при деформациях, превышающих определенную величину (обычно около 40…50% первоначального диаметра), т.е. при сравнительно небольшой величине поглощаемой энергии (см. рис. 19.6, а) возникают значительные реактивные усилия со стороны отбойного устройства. Равные усилия передаются на сооружение. Подобные кривые изображены на рис. 19.6, в, г.

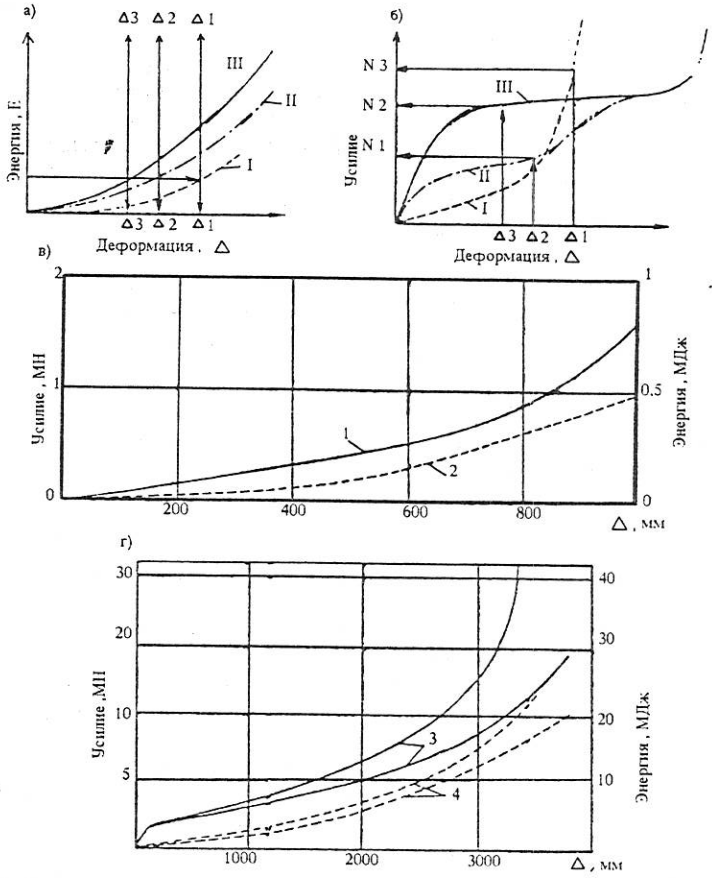


Рис. 19.6. Графики зависимостей энергии, поглощаемой отбойным приспособлением, и усилия от деформаций: а - графики зависимостей энергии от деформаций для трех типов отбойных приспособлений (I, II, III); б - графики зависимостей усилия от деформаций для тех же типов приспособлений; в - расчетные графики для амортизаторов ABF (150 H x 200D); г - расчетные графики для отбойных приспособлений из амортизаторов Пемм (OIPB 26); 1 - зависимость усилий от деформаций; 2 - зависимость энергий от деформаций; 3 - предельные значений усилий; 4 - предельные значения энергии

В связи с этим разработаны другие типы резиновых амортизирующих элементов, для которых при увеличении деформаций в определенных пределах происходит поглощение энергии, но нагрузки на сооружение возрастают медленно (см. рис. 19.6, б, кривые II и III). К числу подобных амортизирующих элементов относятся амортизаторы типа Лорд (см. рис. 19.4, б), недостатком которых является то, что необходимо использовать довольно сложные устройства для передачи усилия от судна сооружению.

Более удобными являются амортизаторы, представляющие собой двойной Лорд (тип Н) и с трапецеидальным поперечным сечением (см. рис. 19.4, в-д). Характер зависимости между деформациями и усилиями для них такой же, как и для амортизаторов Лорд. К этому же типу относятся и короткие трубчатые амортизаторы, работающие на осевые усилия (рис. 19.4, е).

Необходимо отметить, что рассмотренные амортизаторы все же обладают большой жесткостью и передают на борт судна значительное удельное давление. В связи с этим нужно применять специальные устройства для передачи давления на большую площадь обшивки судна (см. рис. 19.5, е). Следует также учитывать, что обычные амортизаторы трапецеидального поперечного сечения (см. рис. 19.4, г) могут быть использованы только для судов определенного тоннажа – до 30…50 тыс.т. Для судов большего тоннажа их амортизирующая способность недостаточна, а для судов малого тоннажа они являются слишком жесткими. В связи с этим в настоящее время используются трапецеидальные амортизаторы особой формы, имеющие на лицевой поверхности утолщение с канавкой (рис. 19.4, д). При воздействии судов малого тоннажа этот амортизатор обладает высокой податливостью (см. рис. 19.6, б кривая II). Когда зазор между лицевой поверхностью причала и амортизатором будет выбран, жесткость амортизатора возрастает, и он может поглощать большую энергию, но при возросшем усилии. Как следует из графика, зависимость деформаций от усилий для амортизатора этого типа характеризуется наличием двух ступеней, что свидетельствует о возможности ограничения усилий при судах малого тоннажа и обеспечения достаточной способности поглощать энергию.

При обслуживании самых крупных судов применяют еще более мощные отбойные устройства (рис. 19.4, з-к), в которых использованы сдвоенные трапецеидальные амортизаторы.

За рубежом широкое распространение получили амортизаторы Рейкина (рис. 19.4, ж). Амортизирующий элемент изготовляют путем последовательной склейки металлических пластин и резиновых прокладок. В амортизаторе резина работает на сдвиг и сжатие, поэтому кривая зависимости деформаций от усилий также характеризует более эффективное гашение энергии по сравнению с трубчатыми элементами. Амортизаторы Райкина хорошо воспринимают усилия, действующие не только по нормали к лицевой поверхности причала, но и касательные, позволяют гасить энергию значительной величины при сравнительно небольших усилиях. Подобные амортизаторы изготовляет ряд зарубежных фирм.

В морских портах нередко применяют амортизаторы пневматического типа. Простейшие из них представляют собой специальные баллоны, закрепленные на пустотелой металлической оси длиной 11 м с помощью металлических фланцев с подшипниками, допускающими их свободное вращение (см. рис. 19.7, г). Диаметр амортизаторов может достигать 3 м (при использовании авиационных или специально изготовляемых покрышек), а внутреннее давление – 0,35 МПа. Допускаемая статическая нагрузка на один подобный амортизатор составляет около 1000 кН, поглощаемая энергия – 450 кДж. Отбойные устройства этого вида могут быть установлены между судном и причалом

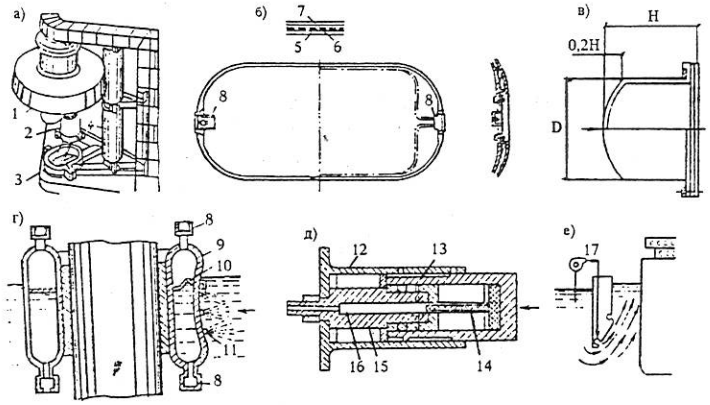


Рис. 19.7. Пневматические и гидравлические амортизаторы: а - угловой; б - Иокагама; в - ABF; г - гидропневматический; д - гидравлический; е - гидродинамический струйный; 1 - баллон; 2 - ось вращения; 3 - опорные направляющие; 4 - упорная стойка; 5 - резина ; 6 - нейлон; 7 - защитный слой резины; 8 - клапаны (предохранительный и приёмный); 9 - кольцевой баллон; 10 - эластичная диафрагма; 11 - отверстие для выпуска воды; 12 - корпус; 13 и 15 - наружный и внутренний цилиндры; 14 - шток; 16 - камера расширения; 17 - насос

или между двумя судами при перегрузке, выполняемой на плаву. Амортизаторы, используемые в этих отбойных устройствах, иногда закрепляют на вертикальной оси (рис. 19.7, а). Покрышка в тылу опирается на два стальных ролика. При навале судна покрышка сжимается с двух сторон, чем достигается двойной амортизирующий эффект. В случае необходимости такие элементы устанавливают в несколько ярусов по высоте. Целесообразно устанавливать их на углах причалов при стесненных условиях маневрирования, в качестве охранных приспособлений.

В настоящее время широко применяются пневматические кранцы "Иокагама" (рис. 19.7, б), размеры, которых и поглощаемая энергия варьируются в широких пределах. Наибольшие размеры кранца D = 4,5 м, L = 9,0 м; при этом поглощаемая энергия составляет 3600 кДж, воспринимаемое усилие 500 кН. Для восприятия энергии танкера дедвейтом 100 тыс.т, подходящего к причалу со скоростью 0,2 м/с, достаточно трех амортизаторов диаметром 3,3 м.

Таким образом, эти амортизаторы используются на причалах для самых крупных судов. Наружный и внутренний слои оболочки амортизатора изготовляют из натуральной резины, внутренний армирующий – из нейлона. Для предотвращения прямого удара судна о сооружение при разрыве оболочки в баллон помещают синтетическую губчатую массу. На конце амортизатора устанавливают предохранительный клапан, служащий для выпуска воздуха из амортизатора при нагрузках, превышающих проектные.

Более высокими поглощающими свойствами по сравнению с плавучими обладает пневматическое отбойное устройство ABF (Air Block Fender) которое неподвижно устанавливается на причале (рис. 19.7, в). Его минимальная энергоемкость 300 кДж, усилие 933 кН при размерах H=1,5 м и D =2 м. Пневматические амортизаторы рассмотренного типа дают довольно большую отдачу (отход судна от причала после удара). Под нагрузкой их деформации значительны, поэтому приходиться придавать им большие поперечные размеры.

Эти недостатки можно устранить, применяя гидравлические амортизаторы. Под влиянием нагрузки от навала судна поршень гидравлического амортизатора перемещается в металлическом корпусе и выжимает масло в специальный резервуар (рис. 19.7, д). В первоначальное положение поршень возвращается под воздействием специальных пружинных или других подобных устройств. Энергия, поглощаемая гидравлическим отбойным устройством, зависит от массы подходящего судна и его скорости. Таким образом, гидравлические амортизаторы приспосабливаются сами к нужному режиму работы, сохраняя при постоянной скорости деформации постоянное значение реактивного усилия. Следует, однако, отметить, что усилие, воспринимаемое гидравлическим амортизатором, почти сразу достигает максимальной величины, и удар получается довольно жестким.

В связи с этим были проведены исследования гидропневматических отбойных устройств различных модификаций, в которых наряду с водой или другой жидкостью имеется воздушная подушка, благодаря чему значительно смягчается удар. Амортизатор, изображенный на рис. 19.7, г, представляет собой кольцевую подушку, надетую на трубчатый элемент. Кольцевая подушка по высоте разделена на две части эластичной горизонтальной диафрагмой. Верхняя закрытая часть подушки заполнена воздухом, нижняя заполнена водой и через отверстия сообщается с наружной водной средой. При навале судна вода выжимается из нижней части подушки через отверстия. Одновременно происходит сжатие воздуха в верхней части подушки, что делает удар менее жестким. Для уменьшения износа эластичного амортизатора от механического истирания при контакте с бортом причаливающего судна предлагается осуществлять подачу жидкости на внешнюю поверхность торцовой стенки через сопло гибкого шланга.

Гидродинамические струйные амортизаторы (рис. 19.7, е) гасят энергию подходящего судна энергией потока воды, создаваемого насосами.

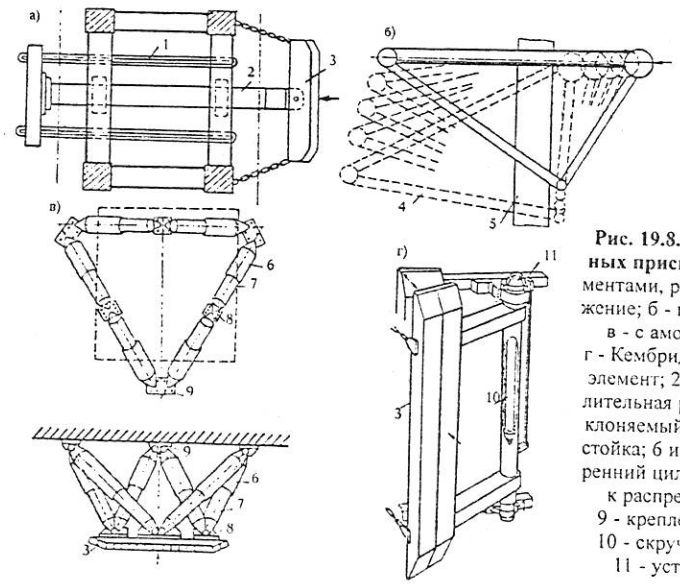


Рис. 19.8. Новые типы отбойных приспособлений: а - с элементами, работающими на растяжение; б - плавучее наклоняемое; в - с амортизаторами Пемм; г - Кембридж; 1 - растягиваемый элемент; 2 - шток; 3 - распределительная рама; 4 - плавучий наклоняемый элемент; 5 - упорная стойка; 6 и 7 - наружный и внутренний цилиндры; 8 - крепление к распределительной раме; 9 - крепление к сооружению; 10 - скручиваемый стержень; 11 - установочный зажим

Пневматические и гидропневматические отбойные устройства сравнительно недолговечны, так как относительно легко подвергаются повреждениям при ударах судов, что является их существенным недостатком.

Отбойные устройства, включающие пружинные амортизаторы, которые в простейшем случае представляют собой пружину того или иного типа (из круглой стали, тарельчатую Бельвиля и т.д), заключенную в защитные цилиндры, в настоящее время почти не используются. Пружинные амортизаторы оказались относительно сложными, в эксплуатации часто повреждались.

Работы по совершенствованию амортизаторов приводят к появлению новых предложений. При этом в ряде случаев изменяется подход к их конструированию. Так, например, предложены отбойные устройства с резиновыми элементами, работающими на растяжение (рис. 19.8, а). Здесь амортизаторами являются петлеобразные элементы, закрепляемые на сооружении и на подвижной плите или массиве, непосредственно воспринимающими навал судна. В ранее описанных амортизаторах резиновые элементы работают на сжатие, реже на сдвиг.

Амортизаторы Пемм (рис. 19.8, в) представляет собой два телескопических трубчатых элемента, внутри которых помещены резинометаллические пружины. При действии осевой нагрузки трубчатый элемент меньшего диаметра входит в элемент большего диаметра.

При этом пружины деформируются, и совершается работа, расходуемая на гашение энергии подходящего судна. Из отдельных амортизаторов собирают отбойные устройства, которые могут воспринимать усилие до 25 МН при поглощаемой энергии до 20 МДж. (рис. 19.8, в).

Наблюдения, проведенные в ряде портов, показали, что перегрузка амортизаторов, вызывающая их повреждения и опасная для сооружения, наблюдается сравнительно редко (в одном случае на 400…500 швартовых операций). В связи с этим было предложено заменить обычные амортизаторы специальными металлическими элементами. При определенных нагрузках эти элементы испытывают пластические деформации, обеспечивающие гашение энергии значительной величины при сравнительно небольших усилиях. Металлические элементы после деформации оказываются непригодными к дальнейшей эксплуатации и подлежат замене. Однако следует заметить, что при использовании пластических амортизаторов на причалах для восприятия менее интенсивных нагрузок все же приходится устанавливать и обычные амортизаторы, хотя и более легкой конструкции.

В отбойном приспособлении Кембридж для гашения энергии подходящего судна используется работа, совершаемая при скручивании стального стержня, закрепленного вертикально на сооружении (рис. 19.8, г). На стержень надевается вертикальная труба с двумя горизонтальными рычагами, на которых закрепляются отбойные брусья или вспомогательные амортизаторы других типов. Труба жестко связана со стержнем. При передаче усилий от навала судна, вспомогательных амортизаторах крутящий момент передается через рычаги на трубу и вызывает скручивание стержня. Если усилие от навала судна превышает допускаемое значение и вызывает остаточные деформации стержня, он может быть повернут на необходимый угол и вновь закреплен. Таким образом, восстанавливается первоначальное положение рычагов и вспомогательных амортизирующих элементов относительно сооружения. В отбойном устройстве для судов дедвейтом 100 тыс.т; максимальное смещение вспомогательных амортизаторов составляет 150 см при усилии 2000 кН.

Расчет отбойных приспособлений. Отбойные приспособления рассчитывают на нагрузки, воспринимаемые ими при подходе и стоянке судов у причалов, способы определения которых приведены в гл.15.

Расчет гравитационных отбойных устройств заключается в подборе силы веса балки, массива и т.п., определении усилий в элементах конструкции и их сечений. Расчет производят методом последовательных приближений, для чего используют формулы, определяющие зависимости силы веса балки или массива от силы N, Н, и поглощаемой ими энергии Е, Дж. Для примера приводится расчет гравитационного отбойного устройства в виде подвешенной тяжелой балки.

Горизонтальное усилие N, воспринимаемое балкой, должно уравновешиваться горизонтальными усилиями в подвесках, т.е.

$$N = G\operatorname{tg}\alpha \qquad (19.1)$$

где G - сила веса балки , Н; α - угол поворота подвески, принимаемый обычно равным $60...70^0$.

Учитывая, что смещение балки x, м, (рис. 19.9, а) равно $x=r\sin\alpha$: можно получить

$$G = \frac{N}{x}\sqrt{r^2 - x^2}\ ; \qquad (19.2)$$

где r - длина подвески, м.

Поглощаемая энергия Е (без учета в первом приближении податливости сооружения и корпуса судна) будет равна:

$$E = Gr\cos\alpha = Gr\sqrt{1-\sin^2\alpha} = G\sqrt{r^2 - x^2} \qquad (19.2a)$$

откуда

$$G = \frac{E}{\sqrt{r^2 - x^2}}\ ; \qquad (19.3)$$

Варьируя значениями G и r, подбирают вес балки и длину подвесок при расчетных значениях N и $E_s = E$ (E_s - кинетическая энергия подходящего судна, вычисляемая по формуле (15.10)).

Усилие в подвесках при любом положении отбойного элемента можно получить, если продлить направление подвесок до линии действия силы N (см. рис. 19.9, а).

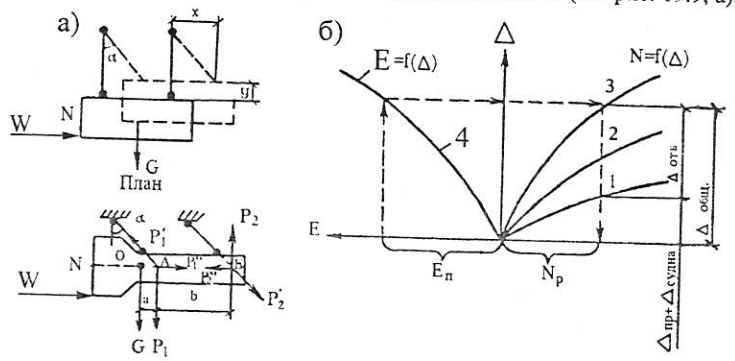


Рис. 19.9. Схемы к расчету отбойных приспособлений: а - гравитационное отбойное приспособление; б - графики зависимости усилий и энергии от деформации Δ ; 1, 2, 3 - графики $N=f(\Delta)$ для судов и причалов, отбойных приспособлений и суммарный; 4 - суммарный график $E=f(\Delta)$

Разложив силу веса балки на две составляющие, приложенные в точках А и Б, получим

$$P_1 = \frac{G(a+b)}{b}$$
$$P_2 = \frac{Ga}{b}\ ; \qquad (19.4)$$

Усилия в подвесках P'_1 и P'_2, Н, будут равны:

$$P'_1 = \frac{G(a+b)}{b\cos\alpha} \quad \text{и} \quad P'_2 = \frac{Ga}{b\cos\alpha}\ ; \qquad (19.5)$$

По полученным усилиям подбирают сечения подвесок и деталей их крепления.

Отбойные приспособления типа амортизаторов рассчитывают на усилия при навале (ударе) судна, которые вычисляют с учетом совместных деформаций борта судна, отбойных приспособлений и причального сооружения. Величина этих усилий определяется графическим способом. Вначале строят график зависимости суммарной деформации причального сооружения и борта судна ($\Sigma\Delta=\Delta_b+\Delta_s$) от действующих на них усилий N (рис. 19.9, б), определяя деформацию сооружения по общим правилам строительной механики, а деформацию борта судна по формуле

$$\Delta_s = C_2 N\ ; \qquad (19.6)$$

Коэффициент упругой податливости борта судна для морских судов определяется по формуле

$$C_2 = \frac{0{,}015}{35 + 0{,}9(L_s - 70)}\ ; \qquad (19.7)$$

Для речных судов $C_2 = 0$.

Затем в том же масштабе вычерчивают график зависимости деформации отбойного приспособления от усилий, подобный приведенному на рис. 19.6, который составлен заводом-изготовителем при испытании отбойных приспособлений (рис. 19.9, б). Ординаты всех кривых суммируются (см. рис. 19.9, б, кривая 3). Используя кривую 3, строят интегральную кривую 4, выражающую зависимость поглощаемой энергии (бортом судна, отбойными приспособлениями и причальным сооружением) от деформации. Пользуясь этой кривой, можно по величине энергии швартующегося расчетного судна $E_п$, которая вычисляется по формуле (15.10), определить усилие, действующее на отбойное приспособление. Ход определения показан стрелками на рис. 19.9, б.

Если податливость амортизаторов значительно больше податливости борта судна и причального сооружения, то последними можно пренебречь. Тогда усилие, действующее на отбойные приспособления, определяется с помощью двух кривых, приведенных в паспорте завода-изготовителя, характеризующих зависимость деформаций отбойного приспособления от усилий (см. рис. 19.6) и зависимость энергии от деформации, которая строится так же, как и в предыдущем случае. По известной величине кинетической энергии швартующегося судна $E_п$ определяют деформацию отбойного приспособления $\Delta_{отб}$, а затем, в соответствии с полученным значением деформации, воспользовавшись кривой на рис. 19.6, б, находят действующее усилие N. Ход решения также показан стрелками.

Деревянные отбойные приспособления, как правило, не рассчитывают, их размеры принимают по аналогии с существующими конструкциями.

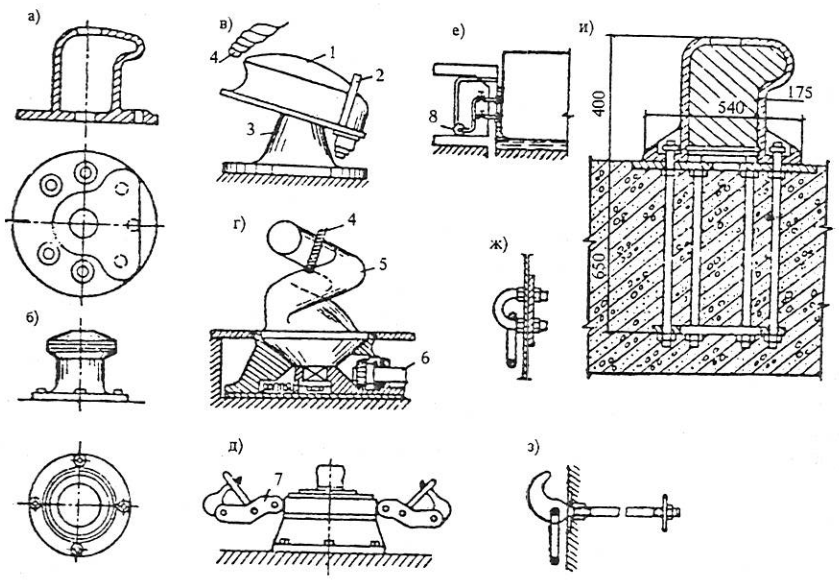


Рис. 19.10. Швартовные устройства: а - одноголовная тумба; б - битенг; в - тумба с откидной головкой; г - тумба с вращающейся винтовой головкой; д - быстроотдаваемые швартовные гаки; е - гидравлическое швартовное приспособление (присос); ж - рым-кольцо; з - рым-крюк; и - крепление тумбы к бетонному массиву; 1 - поворотная головка; 2 - стопор; 3 - опора; 4 - швартов; 5 - винтообразная головка; 6 - привод вращения; 7 -быстроотдаваемый гак; 8 - насос

§ 84. Швартовные устройства и их расчет

Наиболее распространенным видом швартовного устройства являются тумбы, которые в настоящее время выполняются пустотелыми из чугуна или стали (рис. 19.10, а). В тумбу заливают бетонную смесь. Тумбы могут быть одноголовые и двухголовые. За рубежом применяются также тумбы с круглым симметричным козырьком, которые иногда называются битенгами (рис. 19.10, б). Опорную плиту тумбы устанавливают на поверхность бетона тумбового массива верхнего строения, подливая цементный раствор, и прикрепляя к сооружению анкерными болтами.

Для ускорения швартовных операций, что является весьма желательным, предложены специальные конструкции тумб со сбрасывающим устройством (рис. 19.10, в) или с приводом (рис. 19.10, г). Головка тумбы со сбрасывающим устройством, на которую надевается петля швартовного троса, может вращаться и наклоняться относительно горизонтальной плоскости. Когда петля швартова наброшена на головку, под влиянием его натяжения головка стопорится под определенным углом к горизонтали и поворачивается в направлении действия швартовного усилия. При этом сбрасывающее устройство также стопорится. Если необходимо снять швартовный трос с тумбы, стопор сбрасывающего устройства освобождается, головка тумбы поворачивается относительно горизонтальной оси и швартов сбрасывается.

Тумба второго типа имеет головку винтообразной формы. Петля швартова набрасывается на верхнюю часть головки, которая поворачивается относительно вертикальной оси и закрепляет швартов в нижнем положении. При вращении в обратном направлении швартов сбрасывается.

В тех случаях, когда необходимо быстро освобождать швартовные тросы, применяют также быстроотдаваемые гаки (рис. 19.10, д). Имеются специальные быстродействующие гаки с дистанционным управлением, предназначенные для быстрой их отдачи при аварийной ситуации, например пожаре, когда обслуживающий персонал не может достичь швартовных устройств. Отдача гака производится со специального пульта управления, связанного со швартовными устройствами гидравлическим приводом.

Разработаны также различные типы швартовных устройств, использующих гидродинамические силы (присос) (рис. 19.10, е), или электромагнитные устройства, позволяющие ускорить швартовные операции и добиться их автоматизации.

Кроме основных швартовных устройств на причалах устанавливают рымы для судов меньших размеров (рис. 19.10, ж, з).

Причальные тумбы стандартизованы. Размеры тумб подбираются исходя из швартовного усилия для расчетного судна.

Расчеты прочности стенок и отдельных элементов швартовных тумб (и других устройств) производятся конструкторским бюро заводов-изготовителей по расчетным швартовным усилиям, действующим на соответствующее швартовное устройство.

Проектировщики-гидротехники должны произвести расчет закреплений швартовных устройств на сооружении, для чего предусматриваются специальные закладные части (рис. 19.10, и). Для определения усилий, действующих на эти закладные части, используются простейшие приемы строительной механики – разложение сил на соответствующие составляющие. Эти составляющие сил воспринимаются закладными частями, которые должны иметь необходимую прочность и при передаче усилия на бетон не должны превышать критических значений. У сооружений в виде шпунтовых стенок, а иногда и других типов для восприятия швартовных усилий устанавливают специальные анкерные устройства в грунте, которые рассчитываются ранее изложенными способами (см. гл. 17).

Жесткие палы могут быть гравитационного типа из железобетонных оболочек большого диаметра (рис. 19.11, а), из массивов гигантов различной формы (рис. 19.11, б), а также в виде свайных конструкций с высоким и низким ростверком, ячеистых конструкций из плоского металлического шпунта и железобетонных оболочек, погруженных в грунт.

Пал, показанный на рис. 19.11, в, является характерным для речных причалов. В конструктивном отношении массивы-гиганты, оболочки большого диаметра, ячеистые конструкции мало чем отличаются от применяемых при строительстве причальных и оградительных сооружений.

Жесткие палы свайной конструкции с низким свайным ростверком могут иметь верхнее строение монолитное или в виде сквозной конструкции, например, в виде металлической фермы, опирающейся на каменную постель (см. рис. 19.11, г). Палы с высоким ростверком могут иметь в основании железобетонные призматические сваи, колонны-оболочки диаметром 1,5…2,5 м (и те, и другие могут быть с не напряженной и с предварительно напряженной арматурой) (рис. 19.11, д), металлические сваи из стальных труб, которые в последнее время получили особенно широкое распространение (рис. 19.11, е).

В жестких палах свайной конструкции, как правило, имеются наклонные сваи, которые работают в основном на осевые нагрузки, поэтому они могут иметь сравнительно небольшое поперечное сечение и, следовательно, являются довольно гибкими. Для устранения этой гибкости, для швартовых палов их обычно связывают между собой в пространственную ферму (рис. 19.11, е). Для удобства и ускорения монтажа эту ферму готовят на берегу, целиком устанавливают на дно с помощью плавучего крана и закрепляют в грунте анкерными сваями, забитыми через вертикальные и наклонные стойки фермы с кольцевым зазором между ними. Грунт внутри анкерной сваи разбуривают, и нагнетают цементный раствор. Цементный раствор заполняет внутреннюю полость анкерной сваи, кольцевой зазор и проникает между наружной поверхностью сваи и грунтом, образуя утолщение. Подобные сваи применены при строительстве палов у металлического пирса в нефтегавани Шесхарис (Новороссийск).

В большинстве случаев сваи в грунте лучше работают на сжатие, чем на растяжение, поэтому иногда используют предварительное обжатые сваи (рис. 19.11, ж). Для этого с помощью специального натяжного устройства натягивают и закрепляют анкерную тягу. Таким образом, даже при действии горизонтальных нагрузок до определенной величины все сваи остаются сжатыми.

Гибкие палы (рис. 19.12) обычно изготовляют из отдельных мощных металлических свай (рис. 19.12, а) или групп свай (рис. 19.12, б, в). Верхнее строение выполняют в виде стальных специальных диафрагм, распределяющих усилие между сваями

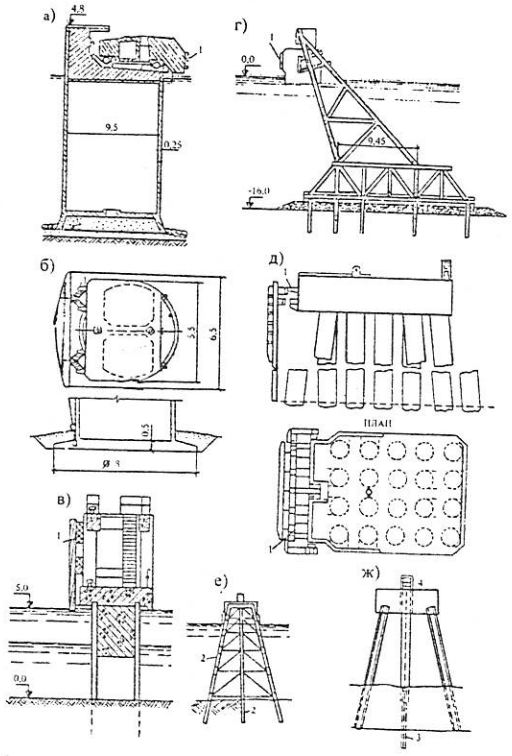


Рис. 19.11. Жесткие палы:
а - из железобетонной оболочки большого диаметра с рабочей камерой (кессоном); б - из круглого массива - гиганта (план и нижняя часть); в - из оболочки большого диаметра, заглубленной в грунт основания (речной пал, используемый при значительных колебаниях уровня); г -в виде пространственной фермы на низком свайном ростверке; д - на трубчатых предварительно напряженных железобетонных сваях; е - в виде пространственного каркаса из трубчатых элементов на свайном основании; ж - пал с предварительно обжатыми сваями; 1 - отбойные приспособления; 2 - трубчатый каркас; 3 - анкер натяжного устройства; 4 - съёмное натяжное устройство

(см. 19.12, б), или в виде железобетонной плиты (см. рис.19.12, в). Металлические сваи гибких отбойных палов в составе причалов для крупнотоннажных судов имеют диаметр 2 м, а в отдельных случаях и больше. Для одноточечных причалов, которые по существу также являются палами, применяются сваи из металлических труб еще большего диаметра.

Верхнее строение из стали или железобетона изготовляют и оснащают оборудованием на берегу и в готовом виде устанавливают на забитые в грунт сваи. В некоторых случаях устраивают монолитное верхнее строение.

Имеются предложения по созданию палов в виде наклоняющихся стоек с поплавками. При навале судна стойка наклоняется, поплавок погружается в воду, на что затрачивается энергия судна (рис. 19.12, г).

В некоторых случаях вместо отдельных палов применяют отбойные балки и стенки, которые защищают отдельные опоры, технологические площадки и другие части специализированных причалов (рис. 19.12, д). Эти отбойные стенки выполняют в виде ряда наклонных в сторону моря металлических свай, головы которых связывают тяжелыми сплошными железобетонными балками. По концам стенки сваи расположены чаще, чем по середине, так как интенсивность ударов по концевым частям балок боль-

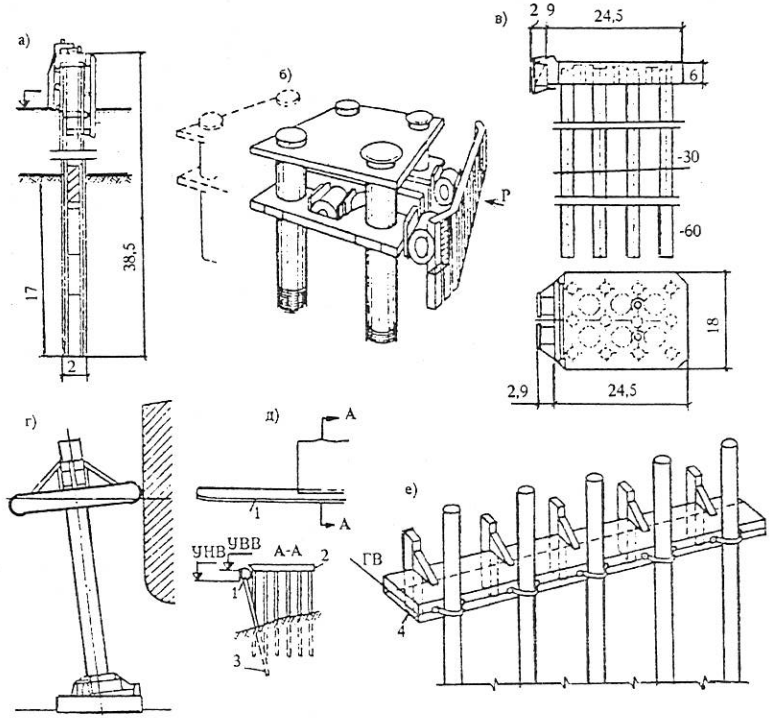


Рис. 19.12. Гибкие палы: а - односвайный; б - четырехсвайный с металлической диафрагмой; в - многосвайный с железобетонным верхним строением; г - с амортизирующим поплавком; д - гравитационная отбойная балка; е - плавучая отбойная балка; 1 - гравитационная балка; 2 - сооружение; 3 - сваи; 4 - плавучая балка

ше и, кроме того, при ударе о среднюю часть стенки усилия распределяются на большее число свай.

При передаче усилия на стенку энергия подходящего судна гасится в результате подъема тяжелой балки и работы, затрачиваемой на прогиб свай. Иногда отказываются от использования тяжелых балок. В этом случае энергия подходящего судна гасится в основном вследствие прогиба свай (рис. 19.12, е).

При малых глубинах у причалов и сравнительно небольших нагрузках иногда применяют деревянные отбойные сваи, а иногда и кусты таких свай, забиваемых у лицевой грани причала. Такие отбойные приспособления предохраняют от повреждения не только надводную, но и подводную часть причала. Однако при значительных глубинах устройство деревянных отбойных свай требует использования длинномерного леса. Кроме того, во многих случаях они оказываются недостаточно надежными и часто повреждаются, поэтому в последние годы деревянные отбойные сваи иногда заменяют предварительно напряженными железобетонными или металлическими.

Расчет палов производится на нагрузки от швартовных усилий и от навала судна. В простейшем случае гравитационные палы рассчитывают на сдвиг и опрокидывание (в соответствии с приведенными в гл. 10 рекомендациями с учетом пространственного характера конструкции) при воздействии статически приложенных нагрузок.

Так как действующие на пал нагрузки по своей природе являются динамическими, рассчитывать их следовало бы как динамическую систему. При этом необходимо учитывать время действия навала (удара) судна, собственную частоту колебаний пала и пришвартованного судна, динамические свойства грунтов и пр. В такой постановке эта задача еще окончательно не решена. Для практических целей используют приближенные методы расчета, указанные выше.

ГЛАВА 20
ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О СУДОСТРОИТЕЛЬНЫХ И СУДОРЕМОНТНЫХ ПРЕДПРИЯТИЯХ

§ 85. Основные виды гидротехнических сооружений судостроительных и судоремонтных предприятий

Гидротехнические сооружения судостроительных и судоремонтных предприятий, построечно-спусковые и подъемно-спусковые сооружения являются важнейшими элементами этих промышленных комплексов (рис. 20.1). Построечно-спусковые соору-

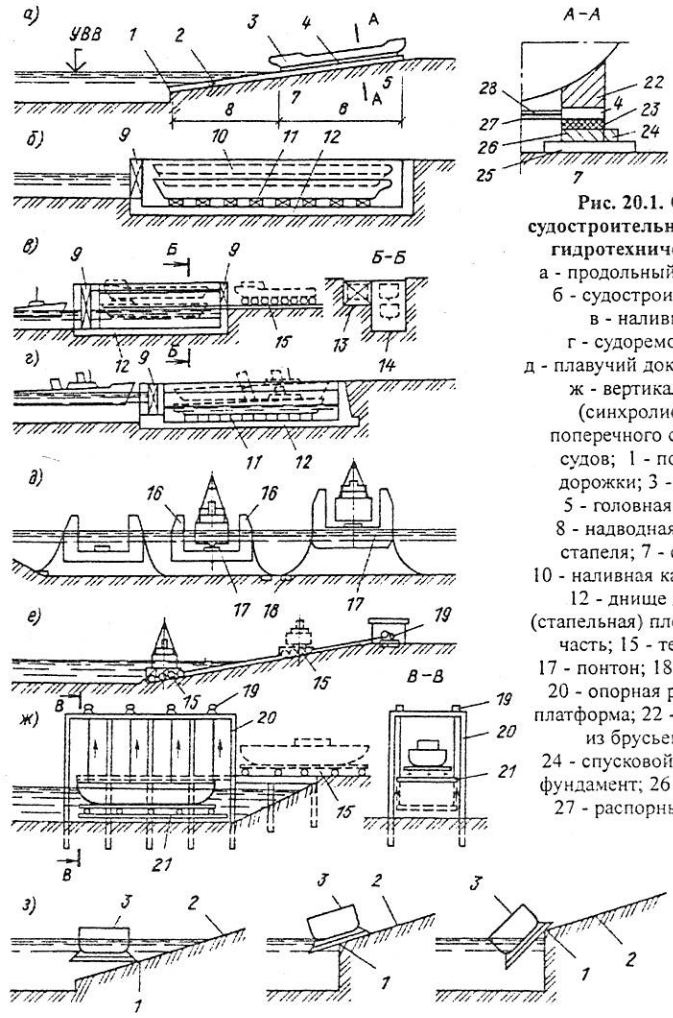


Рис. 20.1. Основные типы судостроительных и судоремонтных гидротехнических сооружений:
а - продольный наклонный стапель; б - судостроительный сухой док; в - наливная док-камера; г - судоремонтный сухой док; д - плавучий док; е - поперечный слип; ж - вертикальный подъемник (синхролифт); з - варианты поперечного спуска построенных судов; 1 - порог; 2 - спусковые дорожки; 3 - судно; 4 - салазки; 5 - головная часть стапеля; 6 и 8 - надводная и подводная части стапеля; 7 - стапель; 9 - затвор; 10 - наливная камера; 11 - кильблоки; 12 - днище дока; 13 - верхняя (стапельная) площадка; 14 - выводная часть; 15 - тележка; 16 - башня; 17 - понтон; 18 - якоря; 19 - лебедка; 20 - опорная рама; 21 - подъемная платформа; 22 - подбрюшник (клетка из брусьев); 23 - насадка; 24 - спусковой брус; 25 - спусковой фундамент; 26 - спусковая дорожка; 27 - распорный брус; 28 - струна

жения судостроительных заводов обеспечивают постройку судов и их спуск на воду; подъемно-спусковые сооружения обеспечивают подъем судна из воды для осмотра, очистки от ржавчины и обрастаний, окраски, ремонта и спуск на воду после окончания указанных операций.

К построечно-спусковым сооружениям относятся наклонный стапель* (продольный или поперечный), наливной док (наливная док-камера), сухой док.

Выбор типа построечно-спускового сооружения определяется размерами строящихся судов: при водоизмещении до 3 тыс. т используется обычно поперечный стапель, при водоизмещении от 3 до 40 тыс. т - продольный стапель или наливной док, свыше 40 тыс. т - сухой док. В отдельных случаях в качестве построечно-спускового сооружения используют плавучие доки.

К подъемно-спусковым сооружениям относятся склиз, слип, вертикальный судоподъемник**, наливной док (наливная док-камера), передаточный док (плавдок). Выбор подъемно-спускового сооружения определяется размерами ремонтируемых судов; при водоизмещении до 9 тыс. т используются слизы и слипы, от 1 до 3 тыс. т - слипы и вертикальные судоподъемники, от 3 до 20 тыс. т - передаточные доки и наливные доки-камеры.

Докование судов большого водоизмещения производится в плавдоках, наливных док-камерах и сухих доках.

Наклонный продольный стапель (рис. 20.1, а) представляет собой наклоненный в сторону воды прочный строительный фундамент различной конструкции, спускающийся ниже уровня воды заводской акватории на достаточную глубину. Уклон плоскости стапеля в сторону акватории колеблется от 1:12 до 1:24 в зависимости от водоизмещения строящегося судна. На спусковых фундаментах предусматриваются спусковые дорожки (две-четыре) из деревянных брусьев, которые имеют надводную и подводную части.

Судно с продольного стапеля спускается вперед кормой, обводы которой способствуют снижению скорости спуска, сокращению пробега и уменьшению зарывания судна в воду. Перед спуском судна под него подводятся спусковые салазки из деревянных брусьев. Для уменьшения трения между салазками и спусковыми дорожками наносятся четыре слоя спусковой насалки - смеси различных продуктов переработки нефти, жиров и др. (коэффициент трения статический не более 0,04, динамический 0,02 - 0,03). Могут быть использованы также антифрикционные пластиковые материалы.

Подводная часть наклонного стапеля может незатопляться, для чего наклонный продольный стапель в подводной части должен иметь днище, стенки и затвор подобно докам. Наклонный продольный стапель для удобства производства работ, как и любые другие стапельные места, может перекрываться ограждающими конструкциями - зданием, которое в этом случае носит название эллинг***.

*Стапель - место стоянки строящегося или ремонтируемого судна на территории строительного или судоремонтного завода. Стапель может быть наклонным или горизонтальным. Основанием любого стапеля служит стапельная плита (обычно железобетонная), воспринимающая вес судна через опорные устройства. Стапель имеет подъемно-транспортное оборудование и инженерные сети. Стапельное место - часть стапеля, занятая одним строящимся или ремонтируемым судном

**Наибольшее распространение получил вертикальный судоподъемник с электромеханическим приводом (синхролифт).

***Иногда в опубликованной ранее литературе и некоторых нормативных документах эллингом называют наклонный продольный стапель, а также сооружение типа продольного слипа, что связано, по-видимому, с названием "мортонов эллинг" - сооружение в виде наклонной плоскости с уложенными на ней судовозными путями, по которым перемещается плоская тележка с судном в направлении его диаметральной плоскости. Впервые такое сооружение было построено в начале XX в. в Англии Т. Мортоном (голлан. helling).

Наклонный поперечный стапель обеспечивает спуск судна в направлении, перпендикулярном диаметральной плоскости. Судно строится в горизонтальном положении, что достигается различной высотой опорных устройств по разным бортам. Уклон поперечного стапеля меняется от 1:5 до 1:12. Число спусковых дорожек колеблется от 2 до 20 в зависимости от водоизмещения строящегося судна. Иногда наклонный стапель устраивают с порогом (рис. 20.1, з) при необходимости сокращения длины подводной части. Порог может располагаться под водой, что обеспечивает плавный спуск судна; на урезе воды - при этом спуск судна производится прыжком - судно падает в воду с креном 50...60°; выше уреза воды - судно спускается броском, переворачиваясь в воздухе и падая в воду с креном на борт до 90°.

При спуске с продольного стапеля судно испытывает значительные усилия, неблагоприятные для его прочности. В связи с этим современные относительно крупные суда строят на горизонтальных местах и спускают на воду с помощью наливных доков (рис. 20.0, в).

Наливные доки или док-камеры состоят из заглубленной доковой части, повышенной части (стапельной площадки), на которой располагаются судовозные пути, верхней и нижней голов с затворами. Для спуска построенных судов их привозят на тележках по судовозным путям к верхней голове док-камеры. Верхний затвор открывается, и судно перекатывается на повышенную часть док-камеры. Затем верхний затвор закрывается, и камера с помощью насосов заполняется водой до уровня, позволяющего судну всплыть. После этого судно переводится в доковую часть, вода самотеком сбрасывается в акваторию, и уровень воды в камере понижается до отметки воды в акватории. Нижний затвор открывается, судно выводится за пределы док-камеры и отводится к достроечному причалу. Одна док-камера может обслужить большое число стапельных мест, в чем заключается ее преимущество перед сухим доком. Однако довольно сложные операции, которые производятся с судном при использовании док-камеры, не позволяют ее применять при строительстве особо крупных судов, которые строятся в судостроительных сухих доках.

Судостроительный сухой док (рис. 20.1, б) представляет собой искусственный бассейн (камеру), имеющий боковые и торцовую стенки, днище и головную часть, снабженную затвором. В доке производится сборка корпуса судна, обычно из укрупненных секций. После окончания работ и проведения необходимых испытаний с целью проверки надежности корпуса судна бассейн (камера дока) заполняется водой, судно всплывает, затвор дока открывается, и судно для завершения работ отводят к специальным достроечным причалам, имеющим форму набережных или пирсов.

Для спуска малых судов используют склизы - простейшее подъемно-спусковое сооружение, предназначенное для вытаскивания или спуска судов на салазках по деревянным спусковым дорожкам, уложенным на наклонной плоскости. Применяются склизы на небольших верфях речного судостроения и судоремонта.

Для этой же цели можно использовать широко применяемые при ремонте судов поперечные слипы и вертикальные спусковые устройства - синхролифты.

В настоящее время для ремонта судов используют сооружения тех же типов, что и для строительства судов, но судоремонтные сооружения имеет ряд конструктивных особенностей.

Судоремонтные сухие доки (рис. 20.1, г) отличаются от судостроительных большей глубиной, так как осадка строящегося судна, которое спускается на воду обычно не полностью оборудованным, меньше осадки ремонтируемых судов.

При постановке судна в судоремонтный док он заполняется водой, затвор открывается, и судно вводится в камеру дока с помощью электрошпилей и других вспомогательных устройств, устанавливаемых на стенках дока. После ввода судна в док его камера осушается с помощью насосов, размещаемых обычно у головы дока в специальном здании насосной станции. В камере судно устанавливается на специальные опоры, располагаемые по оси судов (кильблоки) и по обе стороны от нее (скуловые блоки). Сухие доки используют для ремонта судов от небольших до самых крупных.

Ремонт судов меньших размеров может производиться на горизонтальных стапельных местах, при этом их подъем и спуск могут осуществляться с помощью наливных доков. Эти доки по своей конструкции практически не отличаются от подобных сооружений, применяемых в судостроении.

Док-камера в отличие от сухого дока не используется для размещения судна во время ремонта. Она служит для приема судов и их передачи на береговые стапельные места.

Плавучий док (рис. 20.1, д) состоит из нижней горизонтальной части - понтона и вертикальных стенок - башен. Внутри понтона и в нижних частях башен размещаются отсеки, которые для погружения дока заполняются водой. Часть отсеков используется для установки насосного, компрессорного и другого оборудования. Для ввода судна док погружается настолько, что верх понтона с кильблоками (стапель-палуба) оказывается ниже киля судна. Судно вводится в док. Балластные отсеки опорожняются и док всплывает, поднимая судно, которое садится на кильблоки и скуловые блоки. Вывод судна из дока производится в обратном порядке.

Суда меньших размеров часто поднимают выше уровня воды на специальных тележках по наклонной плоскости и устанавливают на стапельных местах. Сооружения этого типа называются слипами (рис. 20.1, е). Слип*- подъемно-спусковое сооружение для управляемого механизированного подъема и спуска судов на судовозных тележках по рельсовым путям, уложенным на наклонной плоскости.

Рельсовые пути имеют надводную и подводную части. Последняя обеспечивает погружение судовозных тележек на глубину, достаточную для постановки на них плавающего судна (или всплытия судна с тележек). Подъем судовозных тележек осуществляется с помощью соответствующего тягового оборудования (лебедок, шпилей и т.п.).

В зависимости от того, как расположено судно по отношению к направлению спуска (подъема) различают продольный и поперечный слип. Продольный слип имеет уклон от 1:10 до 1:20 (реже до 1:25) и обеспечивает подъем судна в направлении его диаметральной плоскости. Недостатком его является большая длина подводной части рельсовых путей, необходимая для заглубления судовозных тележек на всю длину судна. Поперечный слип служит для бокового спуска и подъема судна. Его уклон составляет от 1:4 до 1:10. Постройка (ремонт) судов может осуществляться непосредственно на судовозных тележках на наклонных путях или на горизонтальных стапельных местах. В последнем случае после окончания строительства (ремонта) требуется пересадка судна с клеток на судовозные стапельные тележки.

Если размеры акватории не позволяют разместить наклонную часть слипа, может оказаться целесообразным использование вертикальных подъемников синхролифтов (рис. 20.1, ж). Основные части этого подъемника - опорная рама с подъемными лебедками, подъемная платформа с судовозными путями. Судно заводится на кильблоки тележек, установленных на судовозных путях подъемной платформы. Платформа поднимается до уровня, позволяющего перевести тележки с судном на береговые судовозные пути и далее отвести к месту ремонта.

*Slip (англ.) - скольжение, сдвиг.

Тип судостроительных и судоремонтных сооружений устанавливается в зависимости от размеров ремонтируемых судов, местных геологических, гидрогеологических, топографических и других условий с учетом технико-экономических показателей сооружений различных типов. Эффективность применения указанных типов сооружений в конкретных условиях оценивается сравнительными технико-экономическими расчетами.

Причальный фронт судостроительного или судоремонтного завода состоит из набережных, пирсов, причальных палов и буев. При наличии набережных обеспечивается наиболее короткое расстояние между судами и цехами, расположенными вдоль набережных. Однако стоимость пирсов, палов и других облегченных причальных сооружений обычно в 2...3 раза меньше набережных. Поэтому везде, где возможно, наряду с набережными сооружают пирсы и палы. Пирсы могут быть сквозной и сплошной конструкции. Обычно предпочтительнее строить пирсы сквозной конструкции, стоимость которых не так быстро возрастает с увеличением глубины. Ширина судоремонтных пирсов обычно невелика, около 20...30 м.

Пирсы и набережные судостроительных и судоремонтных заводов часто имеют конструкцию, подобную причальным сооружениям торговых портов. Вдоль линий кордона в специальных закрытых каналах прокладывают трубопроводы и кабели разного назначения, которых на заводах обычно требуется значительно больше, чем в портах. Причалы судоремонтных предприятий рассчитывают на нагрузки от кранов большей грузоподъемности, чем портовые причалы. Нагрузки при подходе судов в некоторых случаях могут приниматься меньшими, чем для портовых причалов. Специфическими причальными сооружениями являются доковые пирсы, служащие для установки плавучих доков. Глубина у этих пирсов обычно очень значительна и на них действуют большие усилия от плавучих доков. Иногда для восприятия этих усилий устраивают специальные палы.

Береговые сооружения судостроительного или судоремонтного завода включают цехи: корпусно-котельный, кузнечный, литейный, механосборочный, трубопроводный, корпусный и деревообделочный, электроремонтный, малярный, такелажный и др., а также складские, административные и бытовые помещения.

На современных судостроительных предприятиях, как правило, применяется поточно-позиционный метод. При этом в производственных цехах – корпусно-котельном, кузнечном, механическом, литейном, а также на специализированных предприятиях поставщики заготовляют необходимые элементы, а в отдельных случаях узлы и агрегаты, которые затем поступают в цехи предварительной сборки, где изготовляются блоки и секции судна. Сборка корпуса судна производится на горизонтальных или наклонных стапельных местах в доках или на слипах. После чего окончательная достройка судна, оснащение его механизмами, оборудованием и устройствами производятся наплаву у достроенных причалов.

Схема подобного предприятия показана на рис. 20.2. Собранная секция корпуса подается на малый трансбордер - тележку, перемещаемую в траншее, проложенной вдоль торцов стапельных мест. После установки тележки напротив соответствующего стапельного места секцию снимают и используют для сборки корпуса судна. Со стапельного места собранный корпус судна подается на тележку большого трансбордера,

на котором транспортируется к наливной камере, к месту пересадки на плавучий док или к вертикальному спускному устройству, где и спускается на воду обычным порядком.

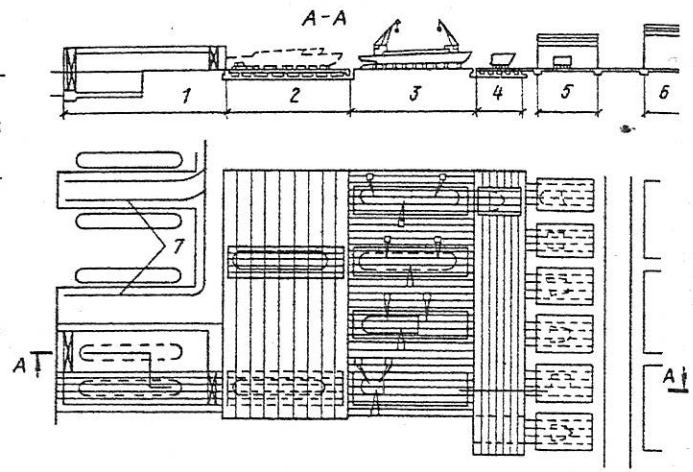


Рис. 20.2. Судостроительный завод для судов малого и среднего тоннажа: 1 - наливная док-камера; 2 и 4 - большой и малый трансбордеры; 3 - стапельные места; 5 - сборочные цеха; 6 - заготовительные цеха; 7 - достроечные причалы

Такой способ постройки применяется для судов малого и среднего размера.

При секционно-блочном методе постройки больших судов масса блоков может достигать нескольких тысяч тонн. Они могут перемещаться вдоль и поперек стапельной площадки. При необходимости их спускают на воду, и соединяют в доке. В некоторых случаях суда монтируют из двух-трех секций, изготовляемых на стапелях или в доках меньших размеров, а затем соединяют в большом доке, в результате чего значительно сокращается загрузка большого дорогостоящего дока.

Для судостроительной промышленности характерна высокая степень механизации и автоматизации производственных процессов. Стандартизация типоразмеров применяемых листов и профилей способствует рационализации складского хозяйства. Широко используются магнитные краны для сортировки и транспортирования листов из профильного проката со склада в цехи. Для перемещения их в пределах цехов применяют рольганги, конвейеры и средства напольного транспорта (автопогрузчики и пр.). Все шире используется раскрой листов без предварительной разметки с помощью универсальных газорезательных машин с фотоэлектрическими следящими устройствами.

В значительной степени автоматизированы процессы сварки, сверления, клейки. При сборке широко применяются пневматические и магнитные захваты. Автоматизируются линии изготовления и сварки судовых трубопроводов. Увеличиваются размеры секций и блоков, в связи с этим изменяются типы кранов, возрастает их грузоподъемность. Вместо стационарных кранов используют передвижные краны большой грузоподъемности, подающие тяжелые секции и блоки в любое место стапеля.

В современных вновь создаваемых предприятиях стремятся организовать работу таким образом, чтобы большая часть операции производственного процесса выполнялась в закрытых помещениях. В этом случае все предприятие очень компактно, транспортные пути сокращаются, резко повышается степень использования производственных площадей. В результате все это способствует повышению эффективности работы. При компоновке современных судостроительных заводов цех сборки секций и сухой док, примерно равные по площади, располагают рядом; часто сборочный цех находится под одной крышей с сухим доком в его торце (рис. 20.3). В ряде случаев портальные краны грузоподъемностью более 1000 т перемещаются над судосборочным цехом и сухим доком. При этом крышу цеха на значительной части площади устраивают раскрывающейся, и секции судов могут быть перенесены портальным краном в сухой док.

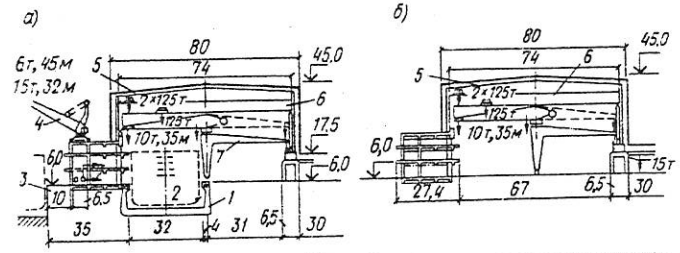


Рис. 20.3. Поперечные разрезы сухого дока (а) и сборочного цеха в торце дока (б): 1 - сухой док; 2 - судно; 3 - достроечная набережная; 4 - подъемный кран; 5 - крытый цех; 6 - мостовой кран грузоподъемностью 125 т; 7 - полупортальный кран грузоподъемностью 10 т

Характерным примером изменения состава и компоновки крупного судостроительного завода в современных условиях после реконструкции является план завода, приведенный на рис. 20.4. Завод расположен на берегу реки. До последнего времени для спуска судов использовали продольные судостроительные эллинги (стапели). Однако в связи с увеличением размеров строящихся судов был введен в эксплуатацию судостроительный сухой док длиной 330 м с шириной камеры 60 м, глубиной на пороге 9 м и высотой стен камеры 14 м. Цех сборки крупных секций расположен рядом с новым доком. Вблизи него размещены также склады и цех заготовки плоских и пространственных элементов, что сокращает пути перемещения материалов, элементов и секций.

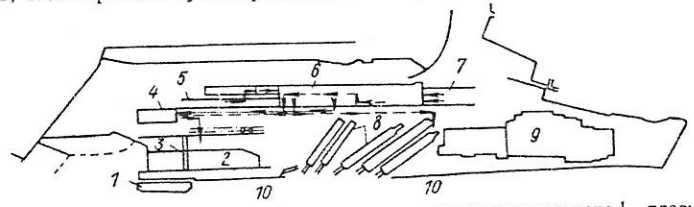


Рис. 20.4. План судостроительного завода для крупнотоннажных судов: 1 - плавучий док; 2 - сухой док; 3 - козловой кран; 4 - крупные секции; 5 - склад профильного проката; 6 - площадка для предварительной сборки; 7 - склад листового проката; 8 - судостроительные стапели; 9 - блок механических цехов; 10 - достроечные и судоремонтные набережные

Иногда на заводах для строительства крупнотоннажных судов предусматривают возможность секционного использования судостроительных и судоремонтных сухих доков. Так, на одном из заводов имеются судостроительный и судоремонтный доки полезной шириной 75 м и длиной 500 м для обслуживания судов дедвейтом до 500 тыс. т (рис. 20.5). Доки имеют входы с двух сторон. Они могут быть разделены по длине на две части с помощью переставных промежуточных затворов, которые можно установить в четырех положениях на расстоянии 75 или 150 м от каждого входа в док.

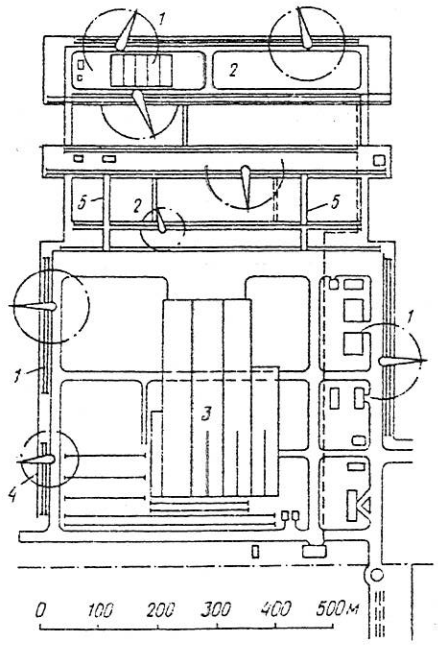


Рис. 20.5. План судостроительного завода для строительства судов дейдвейтом до 500 тыс. т:
1 - достроечные набережные; 2 - сухие доки; 3 - блоки цехов; 4 - причалы для доставки материалов; 5 - переставные (промежуточные) затворы

Таким образом, каждый из доков при необходимости можно использовать для ремонта двух судов. Между доками расположена насосная станция, которая может обслуживать оба дока. Два портальных крана грузоподъемностью 200 т перекрывают судостроительный док и прилегающий цех секционной сборки. Эти же краны можно применять для выгрузки с барж тяжеловесного оборудования, доставляемого с других заводов. Для этого баржи подходят к одному из торцов судостроительного дока. Сборочные цехи общей площадью 70 тыс. м^2 и судостроительный док расположены в виде буквы Т, что, по мнению проектировщиков, упрощает процессы сборки секций судна.

Судоремонтные и судостроительные предприятия имеют много общего в технологических процессах и иногда применяют подобное оборудование, но оборудование судоремонтных предприятий в меньшей степени допускает специализацию.

В связи с целесообразностью использования опыта работы и кадров судостроительных предприятий при ремонте судов имеется тенденция объединять судостроительные и судоремонтные предприятия. Такое объединение обычно позволяет добиться более ритмичной работы комплексного предприятия, но в ряде случаев осложняется выполнение специфических комплексов работ при строительстве и ремонте судов. Поэтому во многих случаях будут сохраняться специализированные судостроительные и судоремонтные предприятия.

§ 86. Организация судоремонта и компоновка судоремонтных предприятий

Для поддержания судов в состоянии, обеспечивающем их нормальную эксплуатацию, требуется выполнять периодические планово-предупредительные ремонты. Для устранения повреждений, вызванных аварийными происшествиями, производится аварийный ремонт. С целью восстановления судов, выбывших из состава действующего флота в результате значительной изношенности или больших повреждений, в исключительных случаях, если это обосновано экономическими соображениями, выполняется восстановительный ремонт. Если судно сильно изношено или повреждено, но все же может быть использовано при ограниченной эксплуатации, производится поддерживающий ремонт.

Ремонт судов производится как в процессе их эксплуатации, так и в заводских условиях. В процессе эксплуатации судов выполняются ремонтные работы по отдельным механизмам, узлам и деталям. Работы, которые необходимо выполнять в заводских условиях, обычно производятся с выводом судов из эксплуатации.

Важнейшими видами ремонта, составляющими по объему наибольшую часть производственной программы судоремонтных предприятий, являются большой и малый заводские планово-предупредительные ремонты [21].

При малом заводском ремонте производятся: переборка механизмов, проверка и восстановление необходимых монтажных зазоров; очистка и окраска корпуса, устранение деформаций отдельных элементов; устранение дефектов и регулировка электрических приборов, электроприводов и электросетей; переборка и ремонт систем, а также другие работы, относящиеся обычно к категории текущего ремонта. Малый ремонт морских грузовых судов, как правило, производится не реже, чем раз в два года. Пассажирские суда и суда технического флота ставят на малый заводской ремонт каждый год.

При большом ремонте, выполняемом в заводских условиях, производятся изготовление и замена отдельных конструкций и элементов корпуса судна; замена механизмов, их узлов и деталей; изготовление и замена судовых систем и устройств, их узлов и элементов, а также все другие работы, относящиеся к категории капитального ремонта, которые необходимо выполнять к моменту постановки судна на ремонт, и работы, относящиеся к категории текущего ремонта. После постройки морские суда впервые ставят на большой ремонт через 8...9 лет, а в последующем - через каждые 5...6 лет.

Продолжительность нахождения судов на заводском малом и большом ремонте зависит от типа, и размера судна и регламентируется соответствующими нормами. В среднем отстой у причалов продолжается при малом ремонте 15...40 дней и при большом 100...250 дней; ремонт в доках или на стапельных местах слипов в среднем продолжается при малом ремонте 5...15 дней и при большом 10...50 дней.

Кроме того, для очистки корпуса от обрастания и для выполнения других профилактических работ суда ставят в док 1 раз в 9...12 мес. Суда со скоростью более 25 км/ч (14 узлов) требуют более частого профилактического докования (через 9 мес.). Для судов технического флота и несамоходных судов этот срок может быть увеличен до 24...36 мес. Используя эти данные, можно определить необходимое число доковых мест и причалов для ремонта судов.

Наиболее сложные работы выполняются после обнажения подводной части корпуса судна, т.е. после подъема судна из воды с помощью наклонных судоподъемников и других судоподъемных сооружений или после постановки его в сухой или плавучий док. К этим работам, прежде всего относятся очистка и окраска корпуса судна для обеспечения судну заданной эксплуатационной скорости, так как одна из важнейших составляющих полного сопротивления движения - сопротивление трения воды о корпус судна - изменяется в зависимости от состояния поверхности корпуса.

У крупных судов на сопротивление трения приходится большая часть полного сопротивления. При этом следует иметь в виду, что, например, для танкера с длительностью периода эксплуатации 300 сут., снижение эксплуатационной скорости всего на 5% практически означает потерю 15 ходовых суток. Восстановление начальной скорости полностью компенсирует затраты на докование и очистку корпуса.

Кроме того, необходимость докования судов вызывается повреждением дейдвутов, гребных винтов, рулей, корпуса коррозией или в результате столкновения или посадки на мель.

У современных крупных танкеров замена или ремонт гребных валов и винтов осуществляется обычно наплаву (без захода в сухой док) с помощью дифферентования судна. Все другие виды повреждений вызывают необходимость осмотра и ремонта в сухом доке.

В связи с тенденцией увеличения размерений судов возникают новые проблемы, связанные с их докованием.

При заводке судна в док необходимо учитывать воздействие на судно ветра и течения. Так, при заводке судна, имеющего среднюю высоту 30 м, необходима осадка не менее 6 м, чтобы не затруднять маневрирование судна при ветре. Из-за недостаточности места для маневрирования буксиры не могут входить в док вместе с заводимым судном. Усилия, необходимые для заводки судна, должны создаваться тяговыми средствами дока. Хорошо зарекомендовали себя автоматические швартовные лебедки и рельсовые тяговые тележки, с помощью которых обеспечивается безопасная заводка судна любых размеров даже в условиях значительных ветра и течения.

При заводке в сухой док судно должно иметь определенное количество балласта для правильного распределения нагрузки на док. Балласт должен быть распределен так, чтобы небольшой дифферент на корму дал возможность корме судна легко коснуться кильблоков в момент опорожнения дока. Количество требуемого балласта определяется в каждом конкретном случае, так как при чрезмерном количестве балласт приходится откачивать непосредственно в док уже после его осушки. При балластировке судна необходимо также учитывать и возможность изгиба корпуса судна в момент посадки на кильблоки, так как большие напряжения при изгибе могут привести к повреждению корпуса.

При доковании судов дедвейтом свыше 100 тыс. т, постановка судна на один ряд кильблоков недопустима, так как в этом случае нагрузка на кильблоки составляет 90-95% веса судна. В настоящее время разработана сложная система опор для установки крупнотоннажных судов при доковании, состоящая из кильблоков и скуловых блоков, размещающихся в местах пересечения основных продольных и поперечных элементов набора корпуса. Однако эти системы в известной мере препятствуют механизации ремонтных работ и закрывают большую площадь поверхности корпуса. Так, система блоков для докования танкеров дедвейтом 300 тыс. т., состоящая более чем из 1100 блоков, расположенных в 13 поперечных рядах, закрывает примерно 1500 м^2 днища.

В настоящее время разрабатываются более совершенные способы опирания судна в доке. При этом 50...60% веса судна должно приходиться на диаметральную плоскость и по 20...25% на каждый борт. Дистанционное управление блоков должно обеспечивать подготовку их к докованию следующего судна уже в тот момент, когда первое судно всплывает в доке, не дожидаясь полного повторения опорожнения дока перед следующим докованием. Тяговые средства дока должны обеспечивать посадку судна на кильблоки с большой точностью в продольном и поперечном направлениях.

Крупнотоннажные суда высокой стоимости требуют значительного сокращения сроков ремонта и, следовательно, высокой степени механизации доковых работ. Для очистки корпуса применяют водяные мониторы высокого давления, ротационные установки, размещенные на высокомобильных платформах, и другое современное оборудование.

Несмотря на высокую стоимость, целесообразно использовать высокомощные краскоразбрызгиватели высокого давления, позволяющие применять любые сорта красок и обеспечивающие любую толщину слоя краски при ощутимой экономии окрасочного материала.

При повреждении корпуса приходится заменять часть его обшивки, которая у крупных судов нередко весит несколько сотен тонн. В целях снижения расходов на ремонт обычно заменяют не только поврежденные участки, но и прилегающую часть обшивки, чтобы облегчить ремонт и дать возможность использовать заранее заготовленные секции. Старая практика вырезания поврежденных листов у крупных судов, последующее выправление и повторная поставка их на месте оказались неэффективными из-за больших затрат времени. Наиболее целесообразно изготовлять большие панели, которые можно быстро поставить взамен поврежденных участков обшивки.

При ремонте силовой и пропульсивной установки, как правило, заменяют поврежденные стандартные агрегаты и узлы (агрегатный ремонт), но при этом выполняется большой объем работ по демонтажу смежных узлов, трубопроводов, силовых кабелей и т.п., а, следовательно, большой объем работ, связанных с транспортированием деталей и узлов.

Для транспортирования деталей с судна в цехи и обратно целесообразно использовать поддоны и площадки. Для транспортирования большинства деталей достаточно иметь четыре-пять типов грузовых площадок или поддонов, включающих стандартные площадки грузоподъемностью 1 т и специально спроектированные площадки для деталей и блоков массой несколько сотен тонн (для перевозки гребных валов, винтов и секций корпуса).

В судоремонтных предприятиях интенсивно внедряются средства автоматизации производства. Вместе с тем на судоремонтном предприятии трудно обеспечить такую специализацию оборудования, как на судостроительном. Судоремонтное предприятие должно быть готово к выполнению в любой момент самых разнообразных операций - от смены обшивки корпуса до замены главных механизмов.

Рост размерений судов изменяет оборудование судоремонтных предприятий: существующие причалы и доки по своим размерам больше не удовлетворяют предъявляемым требованиям, приходится увеличивать длину и плановые размеры цехов, заменять на более мощное подъемно-транспортное оборудование, усиливать фундаменты станков и другого оборудования, расширять складские и сборочные площадки.

Для защиты судна в процессе выполнения ремонтных работ от атмосферных воздействий можно использовать вантовые конструкции с оболочками из армированных пластиков, что позволяет перекрывать очень большие площади. Имеются примеры, когда перекрываемая площадь, включая пространство над сухим доком, составляет 160х320 м. Для ввода судна в док и вывода из него откидывают два полотнища высотой 50 м и шириной 30 м, закрывающих вход в док. Для судоремонтного предприятия, которое сможет обслуживать суда дедвейтом 1 млн. т, размеры перекрываемой площади должны составлять 250х550 м. При этом перекрывают сухой док с прилегающими рабочими площадками (170х530 м) и площадками укрупненной сборки секций (70х500 м). Складские площади, конторы и другие вспомогательные помещения располагают за пределами этой площади.

Компоновка судоремонтного предприятия должна соответствовать характеру выполняемых работ. Оптимальной планировкой судоремонтного завода считается такая, при которой цехи и склады размещены в центре. По периметру располагаются места для докования и швартовки ремонтируемых судов. Такой тип планировки судоремонтного завода отличается от прямой системы поточных линий, применяемой на судостроительных заводах. К сожалению, по местным условиям иногда приходится отступать от такой компоновки, но к ней следует стремиться.

Обычно в составе судоремонтного завода для докового ремонта судов средних и больших размеров предусматривают сухие и плавучие доки, а также судоремонтные слипы. Для отстоя судов при ремонте надводной части корпуса строят пирсы и набережные, иногда создают ковши (рис. 20.6).

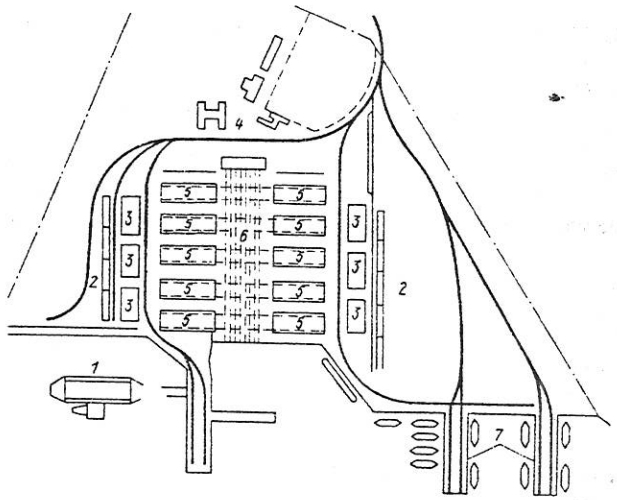


Рис. 20.6. Судоремонтный завод для судов среднего тоннажа: 1 - плавучий док; 2 - склады; 3 - цеха; 4 - служебные и вспомогательные помещения; 5 - стапельные места; 6 - сплин; 7 - судоремонтные причалы

Наиболее близкую компоновку к оптимальной имеет завод в Португалии, расположенный вблизи г. Сетубал в эстуарии р. Саду (рис. 20.7). Здесь имеются защищенные якорные стоянки для судов дедвейтом до 700 тыс. т и акватория для их маневрирования. Метеорологические условия весьма благоприятны, характеризуются очень редкими штормами и средней температурой воздуха в течение года 10 ... 25°С. Завод должен быть обеспечен достаточным количеством электроэнергии и пресной воды.

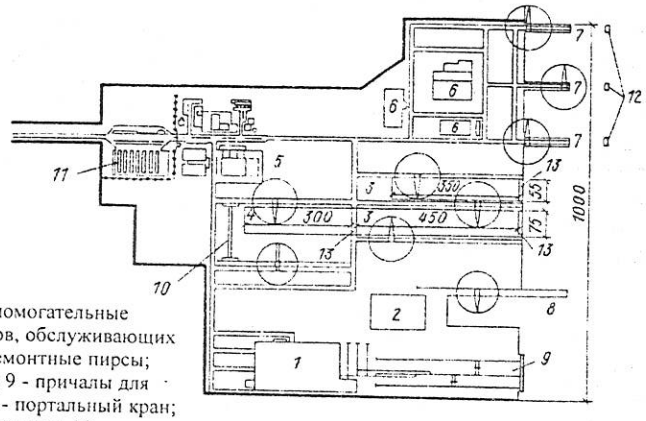


Рис. 20.7. Судоремонтно-судостроительный завод для судов дедвейтом до 700 тыс.: 1 - корпусный цех; 2 - блок цехов, обслуживающих судостроение; 3 - судоремонтные сухие доки; 4 - судостроительный док; 5 - служебные и вспомогательные помещения; 6 - блок цехов, обслуживающих судоремонт; 7 - судоремонтные пирсы; 8 - достроечный пирс; 9 - причалы для выгрузки материалов; 10 - портальный кран; 11 - железнодорожная станция; 12 - полы; 13 - затвор

Все цеха и служебные помещения объединены в четырех основных блоках: блок ремонта корпуса размером в плане 120х50 м, разделенный на два помещения - заготовочное и сборочное, оснащенные оборудованием для разметки, а также для безразметочного раскроя обшивки; этот блок оснащен мостовыми кранами грузоподъемностью 15 т; блок ремонта оборудования, состоящий из пяти помещений размером в плане каждое 110х25 м, предназначенных для цеха ремонта двигателей, механического цеха, центрального склада, трубопроводного и электромеханического цехов; здесь могут обрабатываться детали массой до 180 т и длиной до 18 м, для чего имеется необходимое крановое оборудование; блок ремонта вспомогательного судового оборудования размером 120х50 м, предназначенный для ремонта всего остального судового оборудования судов, не охватываемое первыми двумя блоками; этот блок оснащен разнообразным транспортным оборудованием и контейнерами для бесперебойной доставки всего необходимого на суда; административный блок.

В средней части территории завода расположены доки: один для ремонта судов дедвейтом 700 тыс. т и два для ремонта судов дедвейтом 300 тыс. т. При этом два из них предназначены для ремонта судов, а один (для судов дедвейтом 300 тыс. т), являющийся продолжением ремонтного дока для судов дедвейтом 700 тыс. т, предполагается использовать для постройки судов. Соответственно предусмотрены и цехи, необходимые для этой цели (предварительной сборки, сборочный и пр.), а также причалы для достройки и приема грузов. Двигатели и другое необходимое оборудование предполагается получить с других заводов.

По этому же принципу был построен и крупнейший судоремонтный завод в Лиссабоне (рис. 20.8). Однако увеличение размерений судов и значительный рост объема судоремонтных работ потребовали реконструкции этого завода и строительства сухого дока для перспективных судов дедвейтом до 1 млн. т с длиной камеры 520 м, шириной 96 м, шириной входа 92 м и глубиной на пороге при приливе 11.2 м.

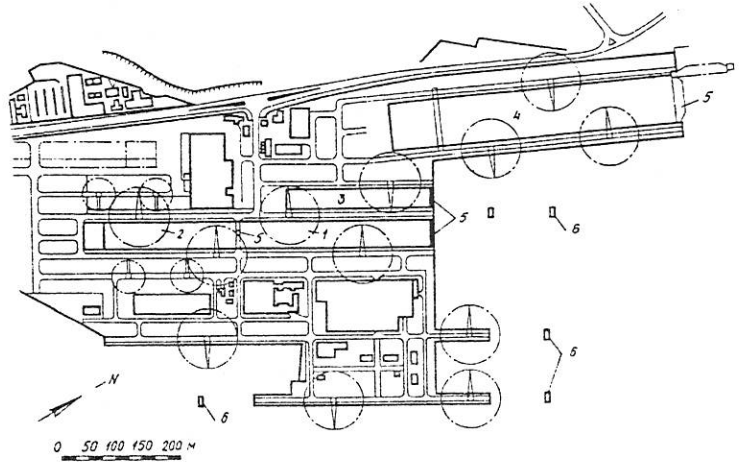


Рис. 20.8. Судоремонтный завод для судов дедвейтом до 1 млн т: 1 и 2 - сухие доки для судов дедвейтом 300 и 100 тыс. т; 2 - сухой док для капитального ремонта судов; 4 - сухой док для судов дедвейтом до 1 млн т; 5 - затвор; 6 - палы

Предполагается, что число танкеров с дедвейтом, приближающимся к 1 млн. т, будет незначительным, поэтому экономически не оправдывается строительство дорогостоящего сухого дока для обслуживания танкеров только такого водоизмещения. В связи с этим предусматривается возможность попарного докования судов примерно следующего водоизмещения: 210 и 40, 160 и 75, 100 и 90 тыс. т.

Суда дедвейтом более 100 тыс. т будут размещаться в доке со стороны торцовой стенки. Это позволит приблизить к цехам завода кормовую часть рекомендуемого судна с расположенными здесь машинным отделением, надстройками, бытовыми помещениями и прочими участками судна, ремонтные работы по которым составляют до 75% всего объема работ, и таким образом сократить время, требующееся для перемещения к месту работ грузов и персонала.

Попарное докование судов позволяет значительно увеличить пропускную способность дока: вместо 75 судов в год, которые могут пройти при одиночном доковании, при попарном доковании можно будет ремонтировать 40 крупнотоннажных судов (одиночное докование) и 74 более мелких судов, устанавливаемых в док попарно. При специальном планировании число докований может быть увеличено.

В настоящее время ведутся дальнейшие разработки проектов судоремонтных заводов для крупнейших судов, в том числе с атомными двигателями, к компоновке судоремонтных предприятий предъявляются дополнительные требования.

Суда подобного типа, прибывающие на завод для ремонта, разгружают, после чего производят зачистку и дегазацию. Подготовленное таким образом судно поступает в сухой док для обследования и ремонта его подводных частей, а затем устанавливается у одной из набережных, вдоль которых расположены судоремонтные цехи. После окончания ремонта суда заправляются ядерным горючим у причала, специально предназначенного для этой цели.

Для подобного предприятия характерны расположение причалов и доков по его периметру, параллельность осей всех причалов и доков, что обеспечивает наивыгоднейшую их ориентировку по отношению к ветру, течениям и волнению; комплексное обслуживание судов, включающее кроме ремонта их зачистку и бункеровку, что способствует значительной экономии времени. Предприятия подобного типа представляют собой сложный комплекс высокой стоимости, но общее их число будет сравнительно невелико. Если учитывать очень большую сложность маневрирования для судов длиной 400 ... 500 м, то следует особое внимание обратить на водные подходы к заводу, расположение входа в порт, размеры и очертание бассейнов. Правильность принятых решений рекомендуется проверять путем моделирования.

§ 87. Расчет числа доковых мест и длины причальной линии судоремонтного завода

Для ориентировочного определения основных размеров цехов, числа доковых мест и числа причалов необходимо иметь программу работ завода и трудоемкость работ по отдельным судам.

Программа завода выражается в виде числа судов каждого класса, требующих большого или малого ремонта. По каждому классу судов и виду ремонта задается трудоемкость. Тогда общая трудоемкость Т, чел.ч, соответствующая программе, составит

$$T = \sum (A_i T_{b.i} + B_k T_{s.k}) \ ; \qquad (20.1)$$

где A_i - число судов класса i, подлежащего большому ремонту; B_k - то же, судов класса k, подлежащих малому ремонту; $T_{b.i}$ и $T_{s.k}$ - трудоемкость, чел. ч, большого и малого ремонтов для судов соответствующего класса.

Трудоемкость работ, выполняемых в отдельных цехах, будет равна;

$$T_s = \alpha_s T \ ; \qquad (20.2)$$

где α_s - доля общей трудоемкости, относящаяся к определенному цеху.

Площадь цеха

$$F_s = \frac{T_s}{q_s} k_s \ ; \qquad (20.3)$$

где q_s - съем продукции, чел. ч/м^2 в год; k_s - коэффициент неравномерности работы соответствующего цеха в течение года.

Аналогично определяются число доковых мест и число причалов:

$$T_d = \sum (A_i T_{d.b.i} + B_k T_{d.s.k}); \quad n_d = \frac{T_d}{T_{od}} k_d \qquad (20.4)$$

$$T_w = \sum (A_i T_{w.b.i} + B_k T_{w.b.k}); \quad n_w = \frac{T_w}{T_{o.w}} k_w \qquad (20.5)$$

где $T_{d.b.i}$, $T_{w.b.i}$ - продолжительность, (дни) большого ремонта судов на доковых местах и у причалов; $T_{d.s.k}$, $T_{w.b.k}$ - то же, малого ремонта; $T_{o.d}$, $T_{o.w}$ - число дней эксплуатации доков и причалов за год; k_d, k_w - коэффициенты неравномерности.

После определения числа причалов и доковых мест устанавливают их габаритные размеры с учетом основных параметров расчетных судов и требований к гидротехнической части, приведенных в § 105. По аналогии с существующими СРЗ и учитывая особенности технологических процессов данного цеха, предварительно определяют габаритные размеры основных цехов, складов, административных зданий и других зданий и сооружений на территории судостроительного или судоремонтного предприятия. Рассматривают направления связей между складами, цехами, доковыми местами и причалами. Намечают габаритные размеры внутризаводских подъездных путей и их увязку с внешними подъездными путями. Производят трассировку подходных каналов, намечают места стоянок судов на акваториях и определяют площади, необходимые для маневрирования судов, подходящих к причалам, доковым местам для оперативных и разворотных бассейнов.

После этого может быть произведена предварительная комплексная компоновка территории и акватории судоремонтного предприятия, которая может потребовать некоторой корректировки при детальном проектировании отдельных сооружений, цехов и подъездных путей.

§ 88. Основные требования к компоновке и гидротехнической части проекта судоремонтных и судостроительных предприятий

Анализ условий работы современных судоремонтных предприятий показывает, что при их компоновке необходимо соблюдать следующие основные требования:

1) доковые места (сухие и плавучие доки, слипы и другие судоподъемные сооружения) должны рассматриваться как организующий центр; их расположение в значительной мере определяет компоновку предприятий; 2) ширина свободной полосы акватории перед продольными судоподъемными сооружениями должна быть равна двумтрем длинам судна, а для поперечных сооружений четырем-шести ширинам судна; на акватории должны быть предусмотрены площади для маневрирования обслуживаемых судов с буксирами; 3) акватория предприятия должна быть хорошо защищена от ветра, волнения и течений; 4) территория предприятия должна иметь достаточные размеры для размещения цехов и обеспечения удобных межцеховых транспортных связей; 5) площадка предприятия должна иметь удобные подходы как со стороны акватории, так и со стороны территории.

Аналогичные требования предъявляются и к компоновке судостроительных предприятий.

Однако судостроительные предприятия в соответствии с поточным методом производства компонуются с учетом прямолинейного, а судоремонтные - кругового потока.

К гидротехнической части проекта предъявляются следующие основные требования:

1) глубина заводских акваторий и подходных каналов должна обеспечивать в течение навигационного периода проход расчетных судов порожнем (при этом должен быть предусмотрен запас, равный 20% осадки); к докам и другим сооружениям, предназначенным для выполнения аварийного ремонта, должен быть обеспечен проход расчетных судов с осадкой, соответствующей полной загрузке судна (аварийный запас учитывается исходя из возможного дифферента в размере 1-2%); 2) при определении глубин за отчетный уровень принимается минимальный уровень с обеспеченностью 99%, запасы под килем судна определяются в соответствии с общими правилами проектирования подходных каналов и акваторий; 3) габаритные размеры причалов судоремонтных и судостроительных сооружений устанавливаются в зависимости от размеров расчетных судов с учетом запасов на подход или заводку судов, а также с необходимыми запасами, обеспечивающими удобство выполнения технологических операций на данных сооружениях; 4) отметка территории устанавливается в соответствии с основной и поверочной нормами (см. гл. 3); 5) обычно возвышение территории причала в зависимости от типа каналов промышленных проводок должно составлять 2,3...3 м от среднего многолетнего уровня для безливных морей или уровень 50%-ной обеспеченности за навигационный период для ливных морей (см. гл. 3); 6) прочность и устойчивость судоремонтных и судостроительных сооружений должны быть обеспечены при заданных наиболее неблагоприятных схемах нагрузки от судов, перегрузочных, транспортных и технологических устройств и оборудования; 7) все гидротехнические сооружения должны быть оснащены оборудованием и устройствами, обеспечивающими безопасный подход, ввод и стоянку судов, а также выполнение необходимых технологических операций.

ГЛАВА 21
ДОКИ

§ 89. Основные типы доков
Общие сведения и классификация сухих доков

Для строительства и ремонта крупных морских судов обычно используют сухие доки, наливные доки или наливные док-камеры, которые являются, по существу, разновидностью сухих доков, и плавучие доки.

Плавучие доки строят на судостроительных (или специальных) предприятиях и затем буксируют (иногда за многие тысячи километров) к месту эксплуатации. При установке дока в проектное положение устраивают подводный котлован, раскладывают мертвые якоря и возводят специальный причал для связи дока с берегом. Этими работами, собственно, и ограничивается участие строителей в установке плавучего дока.

Сухие доки, применяемые для судоремонта с конца XV в., являются наиболее ответственными и сложными сооружениями как в составе судоремонтных предприятий, так и среди гидротехнических сооружений вообще. Поэтому в этой главе рассматриваются вопросы, связанные с проектированием и расчетом главным образом сухих доков.

В портах, как правило, размещают судоремонтные сухие доки, предназначенные для проведения ремонта подводной части в основном крупнотоннажных морских судов. Увеличение тоннажа и размерений судов, особенно танкеров, потребовало соответственного увеличения размеров сухих доков. Крупнейшие из построенных сухих доков предназначены для строительства и ремонта судов дедвейтом до 1 млн, т; они имеют длину до 970 м, ширину до 120 м и глубину на пороге до 17 м.

Док представляет собой бассейн (камеру), образованный тремя стенами и днищем, который сообщается с акваторией посредством особого затвора, размещенного в головной (шлюзовой) части. Отметка дна камеры сухого дока всегда ниже отметки уровня воды в акватории, отметка верха стен обычно совпадает с отметкой территории судоремонтного предприятия; гидростатическое давление направлено со стороны акватории.

Судоремонтные сухие доки классифицируются по ряду основных признаков:

по тоннажу расчетного судна — доки для судов дедвейтом до 100 тыс. т, 100...300 тыс. т;

по числу камер — одиночные, парные и многокамерные доки. Наиболее распространены доки одиночные и парные, которые оснащены промежуточным затвором, позволяющим рациональнее использовать площадь камеры;

по расположению относительно уреза воды — доки, сооружаемые целиком в материковой части; доки, полностью расположенные в акватории, и доки, торцовая часть которых находится на берегу, а головная — в акватории. На выбор варианта расположения дока оказывают влияние требования экономичности сооружения и наличие свободной береговой территории;

по конструкции камеры — доки с камерами гравитационного докового типа (стены и днище из монолитного бетона или железобетона составляют единую конструкцию в виде рамы), полностью воспринимающие взвешивающее гидростатическое давление воды собственным весом; доки с полным или частичным снятием противодавления и доки с камерами, днища которых заанкерованы в основание; с камерами откосного типа (стены камеры оформлены в виде спланированных откосов); с камерами, стены которых облегченного типа, жестко не связаны с монолитным днищем. Кроме того, каждый из этих типов имеет множество разновидностей в зависимости от конструктивного решения и материала стен и днища;

по материалу — доки могут быть бетонные, железобетонные, деревянные и композитные.

§ 90. Основные элементы сухого дока

Главной частью сухого дока (рис. 21.1) является камера, которая предназначена для размещения судна во время ремонта.

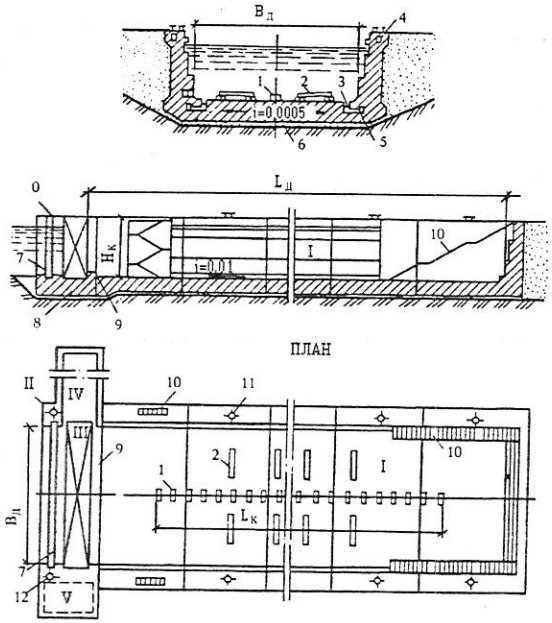


Рис. 21.1. Схема сухого дока: I - камера; II - головная часть; III - задвижной затвор; IV - камера затвора; V - насосная станция; 1 - кильблоки; 2 - боковые опоры; 3 - водоотводящий лоток; 4 - галерея для инженерных коммуникаций; 5 - водоприемная галерея; 6 - подстилающий слой; 7 - паз ремонтного затвора; 8 - флютбет; 9 - порог; 10 - лестничные сходы; 11 - швартовные тумбы; 12 - электрошпиль

Общая длина камеры измеряется от внутренней поверхности затвора до торцовой стены. По диаметральной линии камеры устанавливают опорные устройства — кильблоки, образующие кильблочную дорожку. Кильблоки воспринимают и передают на опорную поверхность днища дока вес ремонтируемого судна. По длине камера делится конструктивными температурно-осадочными швами на секции. Швы обычно перекрываются водонепроницаемыми шпонками. От головной части камера отделяется также конструктивным швом.

Для стока воды в осушенном доке вдоль стен и в поперечном направлении устраивают водосборные кюветы, которые сходятся к водоприемным колодцам, сообщающимся с системой опорожнения дока. В верхней части стен камеры устраивают галереи для инженерных сетей (водопровод, трубопровод сжатого воздуха, паропровод, газопровод, электрокабели, линии связи), которые сообщаются с камерой через выводные ниши. На придоковой территории параллельно стенам по обеим сторонам дока прокладывают рельсовые пути для портальных или козловых кранов и рельсового транспорта.

Головную (шлюзовую) часть дока, в которой размещаются затвор и часто насосная станция, выполняют обычно в виде массивной бетонной или чаще железобетонной рамной конструкции. Горизонтальная часть этой рамы (плита) называется флютбетом; его часть, возвышающаяся над дном камеры,— порогом, боковые стены — устоями. Очертание, размеры и конструкция головы при заданных размерах входного отверстия зависят от типа затвора. Наиболее распространены [18] стальные ворота задвижного типа, а также наплавные затворы (батопорты)*. Применяются клапанные затворы с горизонтальной осью вращения, укладывающиеся при открывании в котлован. В крупнейшем из существующих в настоящее время сухих доков применен затвор нового типа — одностворчатый.

Насосная станция оборудуется мощными насосами, служащими для откачки воды из дока за 1...2,5 ч, и насосами меньшей подачи, необходимыми для откачки фильтрационных и ливневых вод при поддержании дока в осушенном состоянии. Система наполнения, состоящая из водопроводных галерей или отверстий в затворах, оборудованных клинкетами**, служит для заполнения камеры водой самотеком обычно в течение 2,5...4 ч. Систему наполнения иногда объединяют с системой опорожнения путем использования общих водопроводных галерей, размещающихся в нижней части головы, стен и в днище камеры.

Современные судоремонтные доки снабжаются крановым оборудованием различной грузоподъемностью до 300 т и двух-трех портальных кранов меньшей грузоподъемности. Доки оборудуют опорными и швартовными устройствами, устройствами для ввода и вывода судов и их центровки по оси дока, а также лестничными спусками и лифтами, осветительными установками, инвентарными передвижными подмостями, инженерными сетями и т. д.

§ 91. Камеры сухих доков

Доковые камеры гравитационного типа (рис. 21.2, а, б) могут быть неразрезной и разрезной конструкции, причем в обоих случаях днище камеры обычно выполняют из монолитного бетона или железобетона, а стены монолитными, сборными или сборно-монолитными.

Неразрезные (монолитные) камеры представляют собой конструкции корытообразного профиля, иногда с развитыми днищевыми консолями, позволяющими вовлечь в работу не только вес стен и днища, но и вес грунта обратных засыпок.

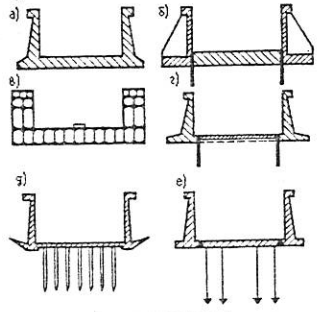


Рис. 21.2. Конструктивные типы камер сухих доков: а - гравитационная монолитная; б - гравитационная разрезная сборно-монолитная; в - гравитационная понтонного типа; г - облегченная с дренированным основанием; д - облегченная с днищем, заанкерованным с помощью свай; е - облегченная с днищем, заанкерованным путем натяжения анкерных тросов

* Название происходит от двух французских слов bateau — судно и port — дверь.

** Клинкет — заслонка, перемещаемая вертикально по притертой поверхности гнезда.

К неразрезным камерам относятся и конструкции из наплавных секций (рис. 21.2, в), которые представляют собой плавучий металлический или тонкостенный железобетонный блок (типа массива-гиганта), устанавливаемый на подготовленную постель и заполняемый бетоном или песком.

В современных сборно-монолитных конструкциях камер днище выполняют, как правило, из монолитного железобетона, а стены в виде массивов-гигантов, ячеистых или двухрядных шпунтовых перемычек, контрфорсных уголковых конструкций, типа «стена в грунте» и т. п.

При отсутствии дренажа в основании дока его стены и днище воспринимают полное гидростатическое давление, соответствующее высокому расчетному уровню грунтовых вод, который всегда будет несколько выше среднего уровня свободной поверхности, прилегающей к доку акватории. В этом случае размеры сечений стен и днища обусловливаются интенсивностью гидростатического давления на опорожненный док.

При наличии разгрузочной дренажной системы, полностью или частично снимающей внешнее гидростатическое давление, размеры сечений могут быть уменьшены, толщина днища камеры будет в основном определяться судовыми нагрузками (рис. 21.2, г). С этой целью могут быть применены дренажные системы с принудительным понижением уровня грунтовых вод. При этом принципиально возможно установление такого динамического уровня и, следовательно, гидростатического давления, испытываемого конструкциями, при которых усилия в этих конструкциях были бы примерно одинаковы во всех эксплуатационных состояниях и соответствующих им расчетных случаях. Оптимальное положение динамического уровня грунтовых вод ΔH_0 будет таким, при котором приведенные затраты 3, складывающиеся из затрат на дренаж 1 и на конструкцию 2, будут минимальными (рис. 21.3).

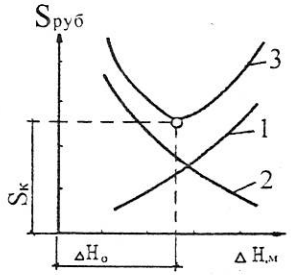


Рис. 21.3. Определение оптимального понижения уровня грунтовых вод

Для повышения надежности работы дока в условиях сниженного противодавления наряду с разгрузочными дренажами иногда предусматривают противофильтрационные устройства в виде шпунтовых рядов (рис. 21.2, б, г), цементационных завес и т. п., уменьшающих напор грунтовых вод непосредственно под днищем дока.

Рассмотренные конструкции камер гравитационного типа, особенно без дренажных и противофильтрационных устройств, надежная работа которых требует высокого качества строительных работ, имеют один существенный недостаток — большой расход дефицитных строительных материалов. Наиболее эффективными способами снижения веса основных элементов дока являются применение предварительно напряженного или сборного железобетона и анкеровка днища в грунте основания.

В настоящее время получили признание два принципиально различных направления при анкеровании днищ камер сухих доков (рис. 21.2, д, е).

Для иллюстрации тех или иных особенностей конструктивных решений доковых камер ниже приводятся некоторые наиболее интересные примеры из практики строительства сухих доков [18].

При проектировании сухого дока в Гдыне для судов дедвейтом 200 тыс. т было рассмотрено семь вариантов конструкций камеры гравитационного типа длиной 300 м, шириной 60 м и высотой 10,75 м. При наличии в основании песчаных грунтов с точки зрения производства работ представлялось возможным вести строительство дока как в осушенном котловане, так и подводным способом — на покрытом водой основании.

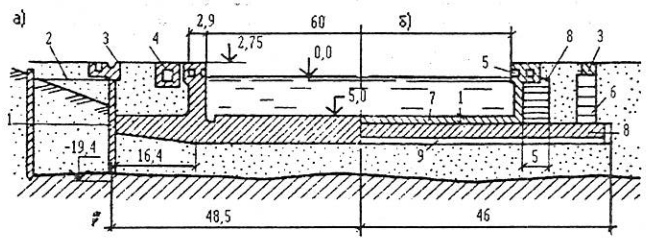


Рис. 21.4. Конструкция камеры дока с тыловыми консолями: а - монолитная, возводимая за перемычками; б - сборно-монолитная, возводимая на покрытом водой основании; 1 - железобетонная шпунтовая перемычка; 2 - анкерная тяга; 3 - подкрановый путь; 4 - канал для энергопроводок; 5 - ниши для подключения к коммуникациям; 6 - сборные железобетонные блоки; 7 - железобетонная облицовка толщиной 1 м; 8 - железобетонная плита толщиной 2,5 м; 9 - щебеночная подготовка слоем 0,5 м

Оптимальным оказался вариант строительства за перемычками дока с железобетонной камерой рамной конструкции с боковыми днищевыми консолями (рис. 21.4, а). Монолитная плита камеры шириной 94,8 м, толщиной 4,5 м разрезана по длине на 11 секций длиной 27,5...30 м. Для уменьшения нагрузок от навала судна стены камеры оборудованы отбойными устройствами из деревянных брусьев с резиновыми трубами. Швартовные тумбы рассчитаны на усилие 700 кН. При необходимости камера дока может перекрываться эллингом. Шпунтовые перемычки, построенные для осушения котлована, используются как противофильтрационные завесы и опоры для подкрановых путей при эксплуатации дока. По сравнению с классической доковой конструкцией корытообразного сечения толщина днища благодаря консолям уменьшилась на 2 м, а стен — на 0,5 м.

Несомненный интерес представляют также и другие варианты проекта дока в Гдыне, особенно разработанные для строительства без осушения котлована (рис. 21.5, а).

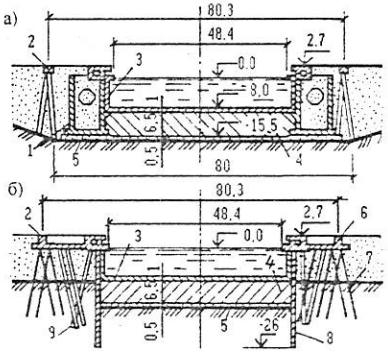


Рис. 21.5. Поперечное сечение камеры доков с раздельной конструкцией стен и днища, возводимых на покрытом водой основании:
а - со стенами из массивов-гигантов; б - со стенами в виде ростверка; 1 - железобетонный массив-гигант; 2 - подкрановые пути; 3 - железобетонная облицовка; 4 - подводный бетон; 5 - щебеночная подготовка; 6 - железобетонная монолитная плита ростверка; 7 - железобетонные сваи сечением 35Х35 см; 8 - стальной шпунт Ларсен-VII; 9 - набивные железобетонные сваи диаметром 520 мм

В одном из них стены представляют собой массивы-гиганты длиной 20 м и шириной 9 м, устанавливаемые на щебеночную подготовку, а днище толщиной 6,5 м выполняется методом подводного бетонирования до отметки 9 м, после чего за торцовыми шпунтовыми перемычками камера осушается и насухо бетонируется железобетонная облицовка толщиной 1 м. В этом случае днище в расчетном отношении является отрезанным от стен и воспринимает все гидростатическое давление грунтовых вод. Однако возможен вариант омоноличивания его со стенами путем пропуска арматуры через специальные отверстия в лицевой стенке массивов-гигантов и последующего частичного заполнения их бетоном. При таком вовлечении в работу стен толщина днища уменьшается до 4 м.

Отрезное днище, бетонируемое подводным способом, запроектировано в другом варианте камеры со стенами в виде высокого свайного ростверка с передним шпунтом (рис. 21.5, б).

Особенности облегченных конструкций доков с дренированными основаниями рассмотрим на примере проекта сухого дока в Польше с камерой размером 350x70,5x0,75 м (рис. 21.6, а). В осушенном под прикрытием шпунтового ограждения котловане укладывают дренаж в виде фильтрующего галечникового слоя толщиной 0,5 м, слоя пористого бетона толщиной 0,2 м, поперечных перфорированных асбестоце-

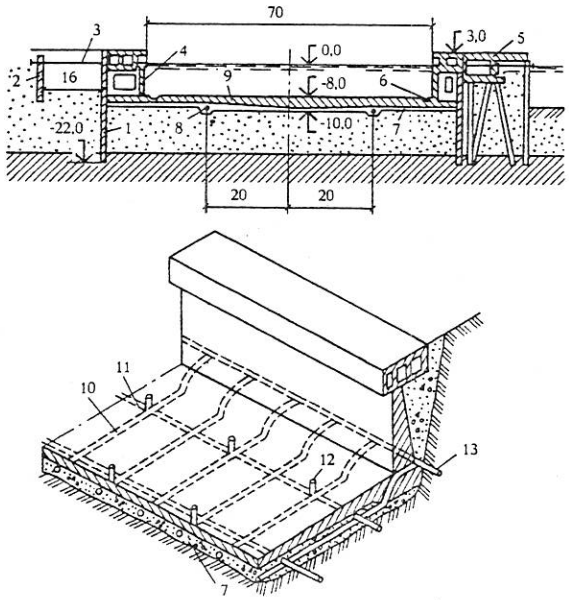


Рис. 21.6. Камеры дока облегченного типа с дренированным основанием: а - проект камеры дока в Гдыне (Польша); б - дренажная система дока в Бремертоне (США); 1 - шпунтовый ряд; 2 - анкерная стенка; 3 - анкерная тяга; 4 - контрфорсная железобетонная стенка; 5 - железобетонный ростверк на металлических сваях диаметром 120 мм; 6 - водоотводящий канал; 7 - гравийный дренажный слой; 8 - водосборный коллектор в виде железобетонной трубы диаметром 800 мм; 9 - железобетонное днище; 10 - поперечные дрены; 11 - продольный коллектор; 12 - выпуски в днище; 13 - водоотводная галерея

ментных дрен диаметром 10 см и продольных бетонных коллекторов диаметром 0,8 м, соединенных с водоприемными колодцами.

Днище представляет собой неразрезные железобетонные плиты длиной 26 м по оси дока, толщиной до 2 м под центральной кильблочной дорожкой, отделенные температурно-осадочными швами с битумным уплотнением от стен и друг от друга. За стены контрфорсной конструкции отсыпан песчаный грунт.

В боковых устоях шлюзовой части размещены насосные станции (главная и дренажная). Четыре главных вертикальных центробежных насоса подачей 13000 м³/ч и напором 11,5 м предназначены для опорожнения камеры. Три дренажных насоса подачей 1300 м³/ч и напором 11,5 м непрерывно откачивают фильтрационную воду для обеспечения нормальной работы облегченной камеры.

Представляет интерес конструкция дока в Бремертоне (США), имеющего размеры 360x56x19 м. Благодаря снижению противодавления вод до напора 3 м железобетонное днище доковой камеры имеет толщину всего 2,13 м. Дренажная система этого дока (рис. 21.6, б) представляет собой поперечные и продольные дрены диаметром 20...30 см, уложенные в дренирующем слое толщиной 0,8 м с шагом соответственно 7 и 20 м. Вертикальные трубчатые выпуски в узлах дренажной системы предназначены для аварийного сброса воды в камеру и прочистки системы. Время наполнения дока 1,5 ч, опорожнения 3,8 ч.

Несмотря на то, что опыт строительства доков с заанкерованным днищем относительно невелик, построено достаточное число интересных в инженерном отношении сооружений.

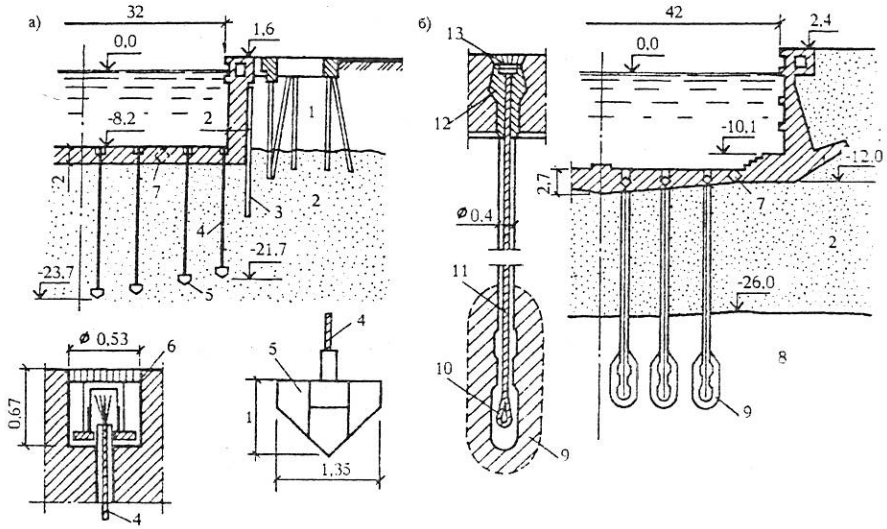


Рис. 21.7. Доковые камеры с напряженными анкерами в Эмдене, Германия (а) и в Александрии (АРЕ) (б): 1 - глина; 2 - песок; 3 - шпунтовая стенка; 4 - трос из 84 проволок; 5 - крестообразный железобетонный блок-анкер; 6 - узел анкеровки в днище; 7 - блок замыкания; 8 - песчаник; 9 - зона цементации песчаника; 10 - железобетонный анкер; 11 - трос из 44 проволок; 12 - бетон омоноличивания; 13 - стальная анкерная плита

При строительстве камеры сухого дока в Эдмене (Германия) на илистых мелкозернистых песках впервые было применено напряженное заанкерованное днище (рис. 21.7, а), благодаря чему его толщина уменьшена с 6 м в варианте гравитационного типа до 2 м. Железобетонные анкеры крестообразной формы, заостренные книзу, вместе с пучком из 84 проволок диаметром 5 мм в антикоррозионной оболочке погружали в грунт с помощью глубинных вибраторов и гидроподмыва на глубину 11...14 м. При бетонировании днища, разделенного швами на три части по ширине камеры, трос пропускали в трубчатых каналах, а после достижения бетоном проектной прочности производилось их натяжение домкратами с передачей усилия 1,05 МН на днище через стальные специальные опорные плиты. После натяжения анкеров в средней и боковых частях плиту днища омоноличивали в блоках замыкания в единую конструкцию.

Аналогичный тип заанкерованного днища был применен при строительстве сухого дока в Александрии (рис. 21.7, б). Однако конструкция анкеров существенно отличалась в связи с невозможностью их погружения подмывом в плотные песчаники. На первом этапе были забетонированы отдельно днище и стены дока. Затем через оставленные отверстия пробуривали скважины диаметром 0,4 м с устройством уширений в нижней части.

В скважину опускали трос из 44 проволок диаметром 7 мм с железобетонным анкерным утолщением на конце. В пределах уширенной части скважины производили цементацию песчаника, а скважину бетонировали, за исключением верхней части, заполненной пластичной глиной, чтобы исключить передачу сжимающих усилий на анкеры. Анкерные тросы натягивали усилием 1,8 МН, анкеровали в днище, затем плиту днища и стены омоноличивали в единую конструкцию. Анкеровка днища позволила уменьшить его толщину до 2,7 м вместо 8 м в случае камеры гравитационного типа.

Как уже отмечалось, при строительстве доков на открытых акваториях в ряде случаев с успехом применяются конструкции наплавного типа. Например, в Триесте (Италия) был построен сухой док с камерой в виде понтона, опирающегося на четыре ряда свай-оболочек диаметром 1,25 м (рис. 21.8, а). Железобетонный понтон изготовляли на судостроительном стапеле, буксировали наплаву к месту строительства, где производились его центровка и посадка на заранее забуренные опоры и отсыпанный гравийно-щебеночный выравнивающий слой.

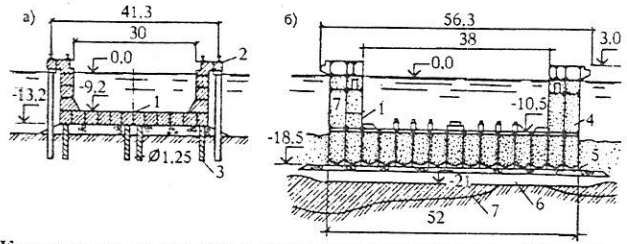


Рис. 21.8. Конструкции камер доков понтонного типа в Триесте (а) и в Генуе (Италия) (б): 1 - плавучий железобетонный понтон; 2 - достроенный причал; 3 - сваи-оболочки диаметром 1,25 м; 4 - песчаное заполнение; 5 - гравийная подготовка; 6 - песок; 7 - подводный бетон

Не меньший интерес с точки зрения конструкции и методов строительства представляет сухой док в Генуе (Италия) размером 260x38x13,5 м (рис. 21.8, б). Днищевый железобетонный понтон этого дока собирали наплаву из 15 предварительно изготовленных отдельных поперечных секций с помощью напряженных арматурных пучков и омоноличивания межсекционных отсеков. На собранном днище наплаву возводили на полную высоту стены дока, после чего его буксировали к месту строительства.

В процессе подготовки основания удаляли слой слабых илистых грунтов толщиной до 7,5 м, расположенных выше коренных пород, а затем укладывали подводный бетон до отметки — 21 м, отсыпали слой песка толщиной 2 м и выравнивающую гравийно-щебеночную подготовку. Понтон опускали на постель путем балластировки водой с последующим замывом внутренних полостей песчаным грунтом в объеме 84 тыс. м^3.

Основными недостатками наплавных конструкций являются необходимость устройства постели под водой, использование для изготовления понтонов дорогостоящих стапельных сооружений и др.

В последнее время в отечественной и зарубежной практике промышленного и гражданского строительства широко внедряется возведение подземных сооружений методом «стена в грунте». Имеющиеся пока немногочисленные примеры применения новой технологии для строительства доков подтверждают высокую эффективность этого метода, особенно в условиях сильно фильтрующих оснований и при большой высоте стен камер.

§ 92. Затворы сухих доков и конструкция головной части дока

После ввода судна в док входное отверстие, устраиваемое в головной части дока, закрывается специальным затвором. Затвор плотно прилегает по периметру отверстия и имеет по всему контуру уплотняющие устройства, препятствующие просачиванию воды в камеру дока. Затвор является ответственной частью докового комплекса, так как от его нормальной работы зависит бесперебойная эксплуатация всего сооружения.

Для сухих доков наиболее широко применялись батопорты, которые вначале имели обтекаемую форму и напоминали своим видом судно. Затем для упрощения изготовления и удешевления конструкции форму затвора стали упрощать, заменяя криволинейные обводы отрезками прямых (рис. 21.9).

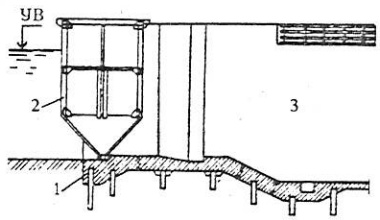


Рис. 21.9. Батопорт упрощенной судовой формы: 1 - порог; 2 - батопорт; 3 - камера дока

Процесс открытия и закрытия входного отверстия с помощью батопорта происходит следующим образом. После окончания ремонта судна камера дока заполняется водой, и уровень в ней устанавливается на той же отметке, что и за пределами дока. Из балластных камер батопорта откачивается вода, батопорт всплывает и отводится на специально предназначенное для этого место, которое обычно расположено вблизи головы дока. Отремонтированное судно выводится из дока, а в док заводится новое судно. Батопорт подается к входу в док, устанавливается во входное отверстие и путем подачи воды в балластные цистерны погружается и устанавливается на месте, закрывая вход в док. Камера дока осушается, и батопорт гидростатическим давлением плотно прижимается к выступам головы дока.

Учитывая необходимость транспортирования батопорта наплаву, требуется обеспечить его остойчивость и плавучесть. Для этой цели батопорт обычно снабжают твердым и жидким балластом. Твердый балласт располагают в нижней части, в результате чего повышается его остойчивость, а для жидкого балласта используют специальные цистерны.

Батопорты выполняют из металла или железобетона. Форма поперечного сечения батопорта обычно принимается симметричной, что позволяет легко произвести ремонт сначала одной стороны батопорта, обращенной внутрь дока, и при следующем доковании — второй стороны.

Имеются примеры применения двусторонних батопортов, работающих как двустворчатые ворота по схеме трехшарнирной арки.

В связи со сложностью маневрирования при установке и выводе батопорта в сухих доках стали применять так называемые задвижные доковые затворы, которые обычно изготовляют из металла.

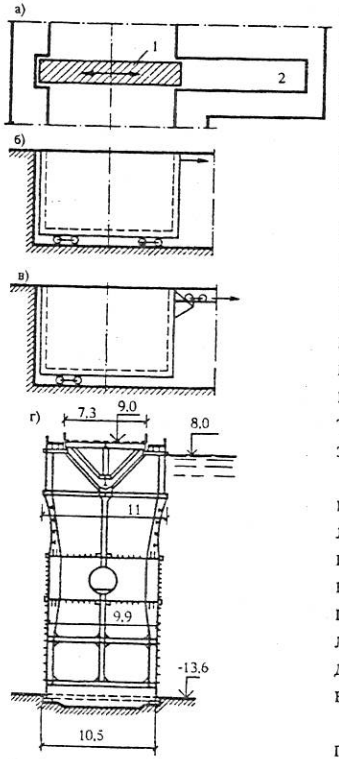


Рис. 21.10. Схема установки и конструкция задвижного затвора:
а - план головной части дока с затвором в рабочем положении; б - затвор с двумя нижними тележками; в - затвор с верхней и нижней ходовыми тележками; г - конструкция стального задвижного затвора для напора 21,5 м; 1 - затвор; 2 - камера затвора

Затвор может перемещаться на полозьях, на специальных тележках или в плавающем состоянии. Чаще всего используют две опорные тележки, которые располагаются внизу и вверху, что достаточно надежно обеспечивает поперечную устойчивость затвора. При открытии входного отверстия затвор перемещается в специальную нишу (камеру), расположенную в голове дока (рис. 21.10).

Задвижные затворы проще в эксплуатации и обеспечивают значительно большую скорость открытия, чем батопорты (5...10 мин вместо 0,5...1 ч и более), однако они имеют более высокую стоимость по сравнению с батопортами. Сложность эксплуатации батопортов, с одной стороны, и высокая стоимость задвижных затворов, с другой стороны, заставили инженеров искать другие решения, одним из которых является применение откидных (клапанных) затворов (рис. 21.11, 21.12).

Открытие затвора производится путем вращения его относительно горизонтальной оси, параллельной порогу дока. В открытом состоянии полотнище затвора лежит горизонтально в специальном котловане у входа в док на опорах. Подъем затвора производится с помощью тросов и лебедок, установленных на стенах головной части. При этом обычно дополнительно используют воздушные и балластные камеры, встроенные в каркас затвора.

Крупнейший в мире откидной затвор подобного типа, примененный в одном из сухих доков нашей страны, имеет расчетный пролет 61,6 м и высоту 16,2 м. В верхней части затвора расположена воздушно-балластная камера высотой 5 м и шириной 6 м с толщиной обшивки до 30 мм.

В крупных доках применяют плавучие двустворчатые ворота, представляющие собой, по существу, разновидность батопорта, вращающегося относительно вертикальной оси, расположенной у одной из его боковых сторон.

Затвор такой конструкции применен в крупнейшем в мире сухом доке в Лиссабоне (Португалия) для судов дедвейтом до 1 млн. т. Затвор высотой около 17 м, массой 1700 т перекрывает входное отверстие дока шириной 92 м. Он состоит из жесткой коробчатой балки переменного сечения по длине, которая для обеспечения плавучести разделена продольными и поперечными переборками на ряд отсеков. В нижней панели имеются отверстия с затворами (клинкетами), используемые для заполнения дока. Затвор открывается и закрывается, вращаясь относительно вертикальной оси, расположенной у стены головной части дока. На свободном конце затвора имеется движитель с двигателем мощностью 500 л. с., открывающей и закрывающий затвор за 5 мин. Конструкция головной части дока в большой степени зависит от типа затвора.

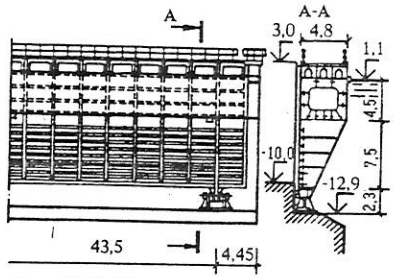


Рис. 21.11. Конструкция стального откидного (клапанного) затвора

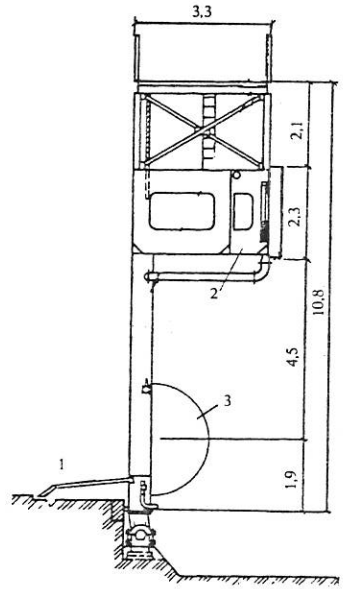


Рис. 21.12. Откидной затвор с гидравлической системой управления: 1 - камера дока; 2 - основная балластная камера; 3 - вспомогательная камера

§ 93. Технологическое оборудование сухих доков

Система наполнения и опорожнения имеет особенно важное значение для судоремонтных доков, скорости наполнения и опорожнения которых в 2 раза выше, чем в судостроительных, доках. Основным элементом гидравлической системы дока является насосная станция, включающая: главные насосы, предназначенные для опорожнения камеры; зачистные насосы для полного осушения камеры после остановки главных насосов; производственные насосы, подающие воду для технологических нужд и пожаротушения, и дренажные насосы для откачки фильтрующей воды через уплотнения затворов, бетон и систему дренажа в случае дренированного основания дока.

Наполнение камеры современных доков осуществляется самотеком через отверстия в затворе (клинкеты) или через короткие обходные галереи, расположенные в устоях головной части дока. Опорожняются камеры принудительно через те же галереи, связанные с насосной станцией.

Швартовно-тяговое оборудование дока предназначено для ввода и вывода судов и их центровки в камере. Обычно крупные суда подводят к доку двумя буксирами со скоростью 0,2...0,7 м/мин при ветре не более 5 баллов и волнении до 3 баллов. Дальнейший ввод и движение судна в камере осуществляется с помощью электрошпилей, тяговых ферм или специальных тяговых тележек, перемещающихся по направляющим вдоль стен камеры (рис. 21.13).

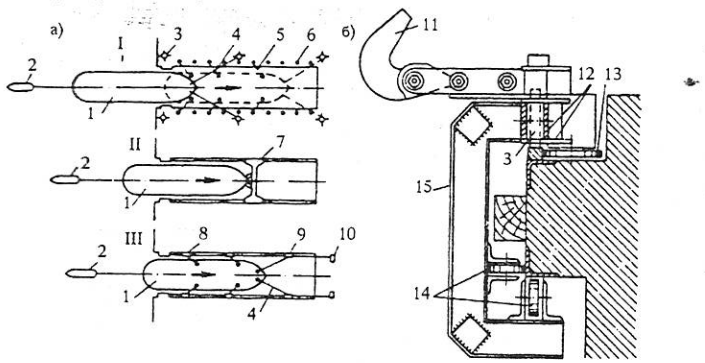


Рис. 21.13. Ввод судна в камеру дока: а - возможные схемы ввода - с помощью тяговых шпилей и раскрепления за швартовные тумбы (I), с помощью тяговой фермы (II) и с помощью тяговых и центрирующих тележек (III); б - конструкция тяговой тележки; 1 - докуемое судно; 2 - буксир; 3 - электрошпили; 4 - носовые швартовы; 5 - сдерживающие швартовы; 6 - швартовные тумбы; 7 - тяговая ферма; 8 - центрирующие тележки; 9 - тяговые тележки; 10 - лебедки; 11 - буксирный гак; 12 - продольная коробчатая балка тележки; 13 - верхние катки; 14 - нижние катки; 15 - поперечная балка рамы тележки

Доковые опорные устройства предназначены для установки и раскрепления судна в камере. Основными несущими опорами являются деревянные или металлические кильблоки и доковые клетки (рис. 21.14), имеющие высоту 1...1,9 м. Судно может быть поставлено в доке на диаметральные и боковые кильблоки или только на диаметральные опоры с распорками по бортам (мальтийский способ для судов небольшого водоизмещения).

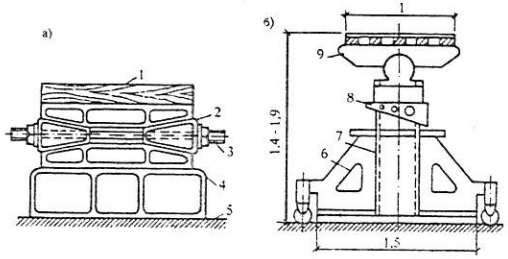


Рис. 21.14. Конструкция доковых опор: а - разборный металлический кильблок; б - универсальная доковая клетка; 1 - деревянная подушка; 2 - клин; 3 - стяжной винт; 4 - фундамент; 5 - стапель; 6 - основание; 7 - телескопическая стойка; 8 - клиновое устройство; 9 - опорная площадка с резиновыми амортизаторами и шаровым шарниром

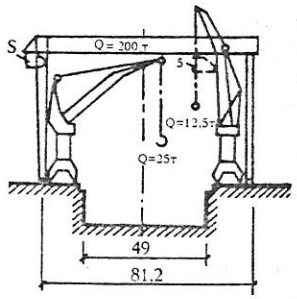


Рис. 21.15. Схема расположения кранового оборудования сухого дока в Схидаме (Нидерланды)

Размещение основного подъемно-транспортного оборудования в судоремонтном доке может быть иллюстрировано на примере дока в Схидаме (Нидерланды) (рис. 21.15), в котором портальные краны грузоподъемностью 5 и 25 т могут проходить под мостом козлового крана грузоподъемностью 200 т.

§ 94. Определение габаритных размеров камеры дока

Внутренние размеры камеры дока назначают в зависимости от размерений наибольшего расчетного судна, для обслуживания которого может быть использован док.

Общий запас полезной длины камеры по отношению к габаритной длине расчетного судна устанавливается обычно в пределах 30...45 м с учетом больших размеров рабочей площади, необходимой за кормовой оконечностью судна, и перспективы увеличения размерений обслуживаемых судов. Наименьшую ширину камеры в нижней ее части принимают обычно на 8...10 м больше наибольшей ширины судна.

В современных доках стены камеры выполняют практически вертикальными или с небольшими уступами, так что общий наклон стены по отношению к вертикали не превышает 1:10...1:20.

При назначении вертикальных размеров камеры руководствуются следующими соображениями.

Минимальная глубина воды над днищем камеры у головы дока H_c определяется зависимостью

$$H_c = T_s + \sum t + L_s i \ ; \qquad (21.1)$$

где T_s — расчетная осадка судна при доковании; для судов торгового флота эта величина принимается равной осадке порожнего судна с добавлением аварийного дифферента около 1 % длины судна; больший аварийный дифферент должен быть устранен на плаву перед вводом в док; в тех случаях, когда доки предназначаются для ремонта судов, получивших тяжелые повреждения ниже ватерлинии, расчетная осадка принимается равной высоте борта судов ($T_s=H_b$); $\Sigma t=t_1+t_2$— сумма запасов на высоту кильблоков $t_1=1,2...2$ м и на глубину под килем судна $t_2=0,3...0,6$ м; i - продольный уклон днища камеры в сторону головы для стока воды при опорожнении; на практике принимают i=0,01...0,003.

Глубину на пороге определяют по формуле (21.1) при $t_1=0$.

Основные габариты дока характеризуются так называемым коэффициентом емкости дока, представляющим собой отношение объемного водоизмещения расчетного судна к внутреннему объему дока. Этот коэффициент изменяется в пределах 0,4...0,6.

§ 95. Гидравлический расчет систем наполнения и опорожнения

При расчете гидравлических систем сухих доков подбирают тип и число насосов для откачки воды и определяют площадь сечения водопроводных отверстий или галерей. Расчеты наполнения проводят в зависимости от конструкции системы так же, как для судоходных шлюзов. Следует только учесть, что время наполнения камеры дока значительно больше, чем для шлюзов, и несоизмеримо со временем открытия водопроводных затворов, которым здесь обычно пренебрегают. При расчете системы опорожнения в основном подбирают тип и число главных насосов.

Производительность насосов ΣQ, $м^3/с$, определяют, исходя из заданного времени t, с, и объема сливной призмы W, $м^3$, который принимается без учета объема, вытесненного судном:

$$\sum Q = W/t \ ; \qquad (21.2)$$

Задавшись номинальной (паспортной) подачей насосов Q_p, м³/с, находят их число

$$n = \sum Q/Q_p \ ; \qquad (21.3)$$

Для уменьшения габаритных размеров помещения насосных и повышения коэффициента полезного действия установки следует выбирать насосы большой подачи. Существуют специальные доковые центробежные насосы вертикального или горизонтального типа подачей 2...20 м³/с. Могут быть также использованы осевые насосы такой же подачи.

Число и подачу фильтрационных насосов подбирают в соответствии с максимальным ожидаемым притоком фильтрационных и ливневых вод. Фильтрационные расчеты выполняются для оценки степени понижения уровня грунтовых вод и снятия избыточного давления на стены и днище при дренированном основании дока. Расчеты ведутся в зависимости от конструкции подземного контура сооружения, как правило, для случая установившейся фильтрации.

Гидравлический расчет систем наполнения и опорожнения выполняется обычно при заданном времени осуществления этих процессов и заключается в определении размеров водопроводных галерей и площади сечения водопропускных отверстий.

§ 96. Статические расчеты доковых камер

Камеры сухих доков, как правило, следует рассчитывать по первой и второй группе предельных состояний на устойчивость от всплытия, прочность основных элементов и трещиностойкость железобетонных конструкций. Эти расчеты проводятся так же, как и для камер судоходных шлюзов соответствующих конструкций при заранее намеченных основных размерах стен и днища.

Для обычных камер гравитационного типа толщина стен понизу на уровне дна камеры принимается $b=(0,2...0,3)H_c$, а поверху назначается в пределах 2...3 м по конструктивным соображениям (с учетом размещения промканалов, подкрановых путей и пр.). Ниже промканалов часто стены сужают до 1,5...2 м (см. рис. 21.1). Толщина днища обычно принимается равной толщине стен понизу.

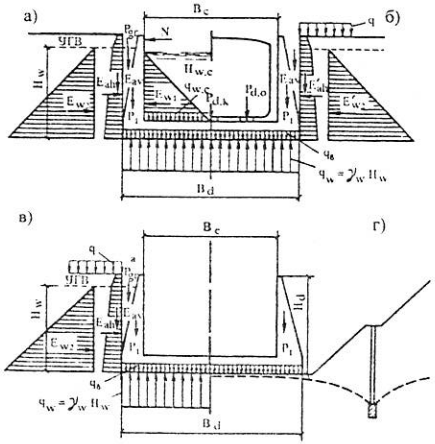


Рис. 21.16. Расчетные случаи при расчете камеры сухого дока: а - I эксплуатационный случай наполненной камеры; б - II эксплуатационный случай с установленным судном; в - ремонтный случай; г - строительный случай при откачанном котловане и отсутствии обратной засыпки

В том случае, когда имеется разгрузочный дренаж или предусматривается анкеровка днища, размеры стен и особенно днища могут быть значительно уменьшены (в 2...3 раза) в зависимости от степени снижения противодавления и числа анкеров.

Расчеты ведут на наихудшее сочетание нагрузок, характерное для различных расчетных случаев, возможных в период строительства, эксплуатации и ремонта доков (рис. 21.16).

I расчетный случай (I эксплуатационный). Камера дока заполнена водой до высокого расчетного уровня воды акватории (рис. 21.16, а), судно в доке.

II расчетный случай (II эксплуатационный). Затвор закрыт. Камера опорожнена. Вес докуемого судна передается через опорные устройства (кильблоки и боковые подпоры) на днищевую плиту (рис. 21.16, б).

Сосредоточенные силы от кильблоков $p_{d,k}$ и подпор $p_{d,o}$ определяют в соответствии с кривой сил веса судна и дополнительной нагрузкой от воды, которая может находиться в корпусе судна при гидравлическом испытании плотности обшивки. Способ получения этих нагрузок аналогичен получению нагрузок, передающихся на стапельную плиту судоремонтного слипа (см. гл. 22).

III расчетный случай (ремонтный). Этот расчетный случай (рис. 21.16. в) отличается от предыдущего отсутствием нагрузки от судна и соответственным уменьшением эпюры реактивного сопротивления грунта основания. В ремонтном случае обычно создаются наиболее неблагоприятные условия для обеспечения устойчивости на всплытие. Он представляет также интерес с точки зрения возможности появления отрицательных изгибающих моментов, растягивающих верхние волокна в днище за счет действия взвешивающего давления.

IV расчетный случай (строительный). Этот случай представляет наибольший интерес главным образом с точки зрения деформаций основания, а, следовательно, и днища дока, которые здесь часто достигают максимальных и опасных значений.

При возведении сухого дока в открытом котловане (рис. 21.16, г) часто бетонирование стен и днища камеры уже бывает закончено, а обратная засыпка пазух еще не произведена. При высоких стенах в основании дока возникают большие напряжения, которые могут вызвать под краями днищевой плиты пластические деформации в поверхностном слое грунта, не пригруженном обратной засыпкой.

В связи с этим, особенно при слабых грунтах основания, приходится применять усложненные методы производства работ для обеспечения более благоприятных условий работы сооружения в строительный период.

Расчет устойчивости камеры гравитационного типа на всплытие выполняется по следующей формуле:

$$\gamma_{lc} W \le \frac{\gamma_c}{\gamma_n}(P_c + P_{grl} + T) \ ; \qquad (21.4)$$

где γ_{lc}, γ_c, γ_n — коэффициенты предельных состояний (см. гл. 10); P_c и P_{grl} —расчетный вес камеры и грунта засыпки над днищевыми консолями без учета взвешивания, Н; $T=E_{av}$ — силы трения по вертикальной плоскости сдвига (см. рис. 23.16, в), Н, равные: $T=E_{ah}tg\varphi$; E_{ah} — горизонтальная составляющая равнодействующей активного расчетного давления грунта с углом внутреннего трения φ,Н; W—взвешивающее давление воды (противодавление), Н, равное: $W=q_wB$; γ_c—коэффициент условий работы, учитывающий возможность фактического увеличения

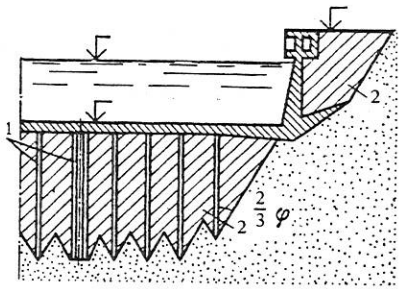


Рис. 21.17. Схема определения объема грунта, вовлекаемого в работу анкерными сваями: 1 - анкерные сваи; 2 - объем грунта, вовлекаемый в работу

бокового давления грунта при прогибах днища под действием противодавления; для неразрезных конструкций камеры $\gamma_c = 1{,}1$, для разрезных — $\gamma_c = 1$.

В случае невыполнения условия (21.4) обычно увеличивают толщину днища или развивают боковые консоли. При расчете разрезных камер учитывают, что всплытию днища сопротивляется, естественно, только его собственный вес.

При расчете устойчивости камер с анкерными сваями к удерживающим силам прибавляется вес массива грунта основания $P_{gr,2}$ под плитой днища, пронизанного сваями. В этом случае толщина днища и стен предварительно назначается по конструктивным соображениям и по аналогии с ранее построенными сооружениями, а для обеспечения условия устойчивости на всплытие определяются необходимые длина и число анкерующих свай.

Объем взвешенного грунта, вовлекаемый в работу сваями (рис. 21.17), определяется исходя из предположения о том, что при выдергивании одиночной сваи вместе с ней смещается конус грунта, образующая которого наклонена к оси сваи под углом $\alpha=2/3\varphi$, где φ — угол внутреннего трения грунта.

Устойчивость камеры, заанкерованной напряженными гибкими тягами, проверяется по общей формуле (21.4), в которой к удерживающим от всплытия силам добавляется суммарное усилие натяжения анкеров.

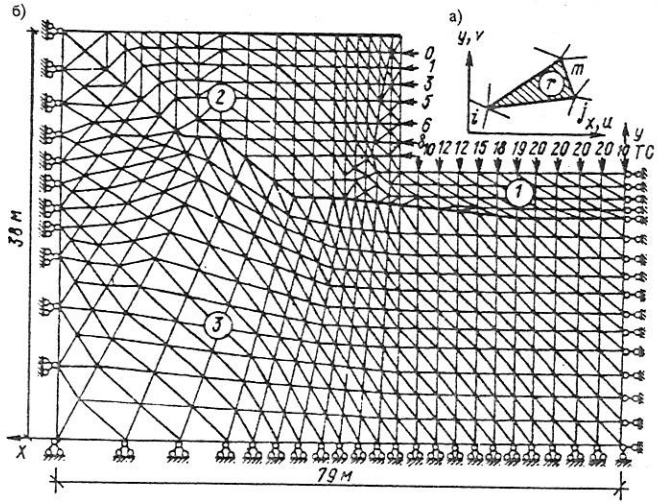


Рис. 21.18. Схема расчета доковой камеры МКЭ на гидростатическое давление при глубине воды в камере $H_{w,c}$=10 м: а - треугольный конечный элемент; б - разбивка расчетной области с левой половины поперечного сечения относительно продольной оси камеры; 1 - половина сечения камеры; 2 - обратная засыпка; 3 - грунтовой массив

При расчетах на прочность камера сухого дока рассматривается как пространственная коробчатая конструкция, заглубленная в грунт, имеющая в отдельных случаях дополнительные анкерные связи. Так как длина камеры обычно значительно больше ее ширины, то для расчета можно выделить раму шириной 1 м, работающую в условиях плоской деформации. Для решения задачи в такой постановке в настоящее время широко применяются численные методы. Расчет ведется на ЭВМ с использованием специально для этого случая составленных программ.

Наиболее распространенным является метод конечных элементов (МКЭ). Сущность его заключается в представлении упругой системы в виде набора конечного числа элементов, например, треугольной формы, нагруженных и соединенных между собой в узлах (рис. 21.18).

При расчете конструкция дока рассматривается как упругое тело, находящееся в упругой среде (грунте), которая характеризуется модулем деформации E_0 и коэффициентом поперечного расширения μ_0. Допущение об упругости среды является достаточно условным, однако при расчете методом последовательных приближений величину модуля деформации можно изменять в зависимости от полученных напряжений в отдельных зонах, что в определенной степени позволяет уточнить результаты расчета.

Для предварительных расчетов допускается рассматривать работу стен и днища независимо друг от друга с последующим учетом их взаимного влияния.

Расчет стен камеры дока. Стены испытывают нагрузки от собственного веса, давления воды и грунта, воздействия судов (см. рис. 21.16). При сборе нагрузок необходимо принимать их в наиболее невыгодном для каждого расчетного случая сочетании. Значения расчетных нагрузок следует выбирать таким образом, чтобы они ухудшали работу конструкции по сравнению с нормативными нагрузками.

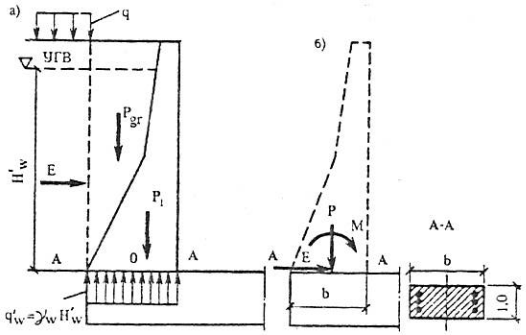


Рис. 21.19. Схема к расчету прочности стены камеры: а - схема действующих нагрузок; б - расчетная схема сечения; А-А - характерное сечение стены

Очевидно, что при расчете доковой камеры в условиях плоской деформации выделенный участок стены можно рассматривать как консольную балку шириной 1 м (или шириной, равной шагу контрфорсов, размеру сборных элементов и т. п.), заделанную в днище с высотой сечения, равной ширине стены b (рис. 21.19). При этом следует учитывать противодавление в шве, условно определяемое из предположения о возможности раскрытия шва при действии изгибающего момента и наличии в нем полного гидростатического давления.

Определение высоты сечения b и подбор арматуры с лицевой и тыловой сторон стены производятся по нормативным документам [11] в зависимости от формы расчет-

ного поперечного сечения. Как правило, для неразрезных конструкций камер определяющим размеры стен и площадь тыловой (со стороны грунта) арматуры, является II или III расчетный случай при максимальном боковом давлении грунта.

Расчет днища камеры. Как и при расчете стен, здесь рассматривают полосу днища шириной 1 м. Определение внешних сил, приложенных к расчетной полосе, не представляет затруднений за исключением распределения реактивного сопротивления грунта основания. Основная трудность в статическом расчете сухих доков заключается именно в достаточно объективном отражении взаимодействия сооружения с окружающей его грунтовой средой.

Решение задачи с помощью методов теории упругости для модели линейно-деформируемой среды, ограниченной упругим сжимаемым слоем конечной толщины, дает возможность учесть влияние заглубления дока в грунтовую среду, что имеет существенное значение с точки зрения расчета сечений днища дока.

При расчете днища неразрезных камер гравитационного типа, прежде всего действующие на него силы приводят к четырем видам расчетных нагрузок (рис. 21.20): 1) равномерно распределенная нагрузка q, Па — складывается из веса воды в камере, собственного веса плиты днища и взвешивающего давления грунтовых вод; направление ее определяется соотношением величин этих нагрузок; 2) сосредоточенные силы P, Н — определяются как сумма сил веса стен и грунта на их тыловых поверхностях, сил трения T. Силы P прикладываются обычно по лицевой грани стены.

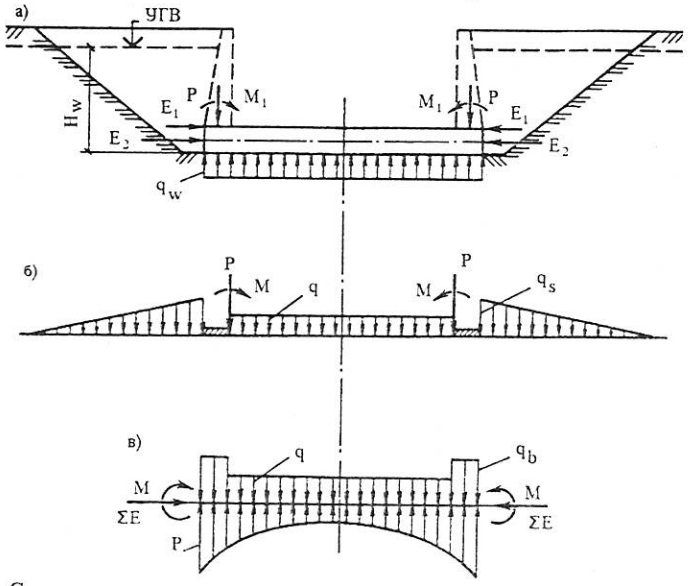


Рис. 21.20. Схема расчета днища камеры дока: а - схема действующих нагрузок; б - расчетная схема для определения реактивного сопротивления грунта; в - расчетная схема для вычисления усилий в сечениях днища

Сосредоточенные силы P_d, Н, от докуемого судна вычисляются и прикладываются по длине и ширине днища в зависимости от схемы расстановки опорных устройств и кривой сил докового веса судна; 3) сосредоточенные моменты на краях балки, М, Н · м — учитывают моменты от горизонтальных сил, действующих на стены и днище, относительно его нейтральной оси и от вертикальных нагрузок P относительно точки пересечения лицевой грани стен с днищем; 4) боковые вертикальные пригрузки q_s, Па — определяются высотой и формой обратных засыпок; для доков, устраиваемых в береговой части, можно принимать эпюру пригрузки в виде треугольника длиной, равной заложению откоса котлована, и с максимальной ординатой $q_s=\gamma H_d$, где γ — удельный вес взвешенного грунта засыпки, кН/м^3.

От каждого вида нагрузки, пользуясь соответствующими таблицами ординат, строят единичные эпюры реакции грунта основания, которые затем суммируют. После вычисления реакции грунта основания от всех нагрузок, интенсивность которой не должна быть меньше нуля, балка днища рассматривается как уравновешенная система (рис. 21.20, в).

Непосредственно величину изгибающих моментов в сечениях, осадки и реактивное сопротивление грунта основания для балок различной жесткости можно определить по таблицам М. И. Горбунова-Посадова, составленным для всех основных нагрузок в предположении линейной деформируемости грунта основания в условиях плоской задачи, но без учета боковой пригрузки.

При определении минимальной толщины днища и площади верхней арматуры расчетным обычно является среднее сечение в ремонтном случае при минимально возможных горизонтальных нагрузках на стены. Площадь нижней арматуры может оказаться максимальной в среднем сечении при II расчетном случае или в сечении у стены в III расчетном случае при максимальных нагрузках на стены дока.

Расчет днищ камер на свайном основании удобнее всего вести в предположении пропорциональности напряжений и осадок по гипотезе Винклера. Коэффициент сопротивляемости (постели) в этом случае должен учитывать упругую податливость не только грунта, но и анкерных свай. Для предварительных расчетов таких конструкций могут быть использованы рекомендации, приведенные в гл. 22. При этом следует стремиться к размещению рядов свай непосредственно под кильблочной дорожкой и под боковыми опорами, передающими нагрузки от судна на плиту днища.

В расчетах прочности днища, заанкерованного глубинными анкерами, усилия от натяжения гибких тяг можно рассматривать как обычные вертикальные сосредоточенные нагрузки P'_d. Однако при размещении анкеров по ширине камеры и определении оптимального натяжения тяг следует исходить из того, что искусственно создаваемые вертикальные нагрузки на днище не должны увеличивать расчетного изгибающего момента в плите от веса докуемого судна.

Рассмотренные схемы независимого расчета стен и днища камеры дока являются сравнительно простыми для практического применения, однако они довольно условно отражают действительную работу рамной конструкции камеры в грунтовой среде. В частности, при таком подходе не учитывается дополнительное напряженное состояние в конструкции при ее температурных деформациях, при неравномерных осадках дока и т. д. Эти вопросы, имеющие особенно большое значение для монолитных неразрезных камер гравитационного типа, достаточно подробно рассматриваются при проектировании шлюзов. Разработанные для этих конструкций методы расчета могут быть в значительной степени использованы при проектировании доков.

Наливные док-камеры — одно из наиболее совершенных современных средств для подъема и спуска на воду судов среднего тоннажа на судоремонтных и судостроительных предприятиях. Современные наливные доки, или док-камеры, как и сухие доки, состоят в простейшем случае из заглубленной доковой части (камеры) с затвором в

голове со стороны акватории, стапельной площадки, поверхность которой принимается выше максимального расчетного уровня в прилегающем водоеме, и второй (верхней) головы, расположенной в береговом торце стапельной площадки (рис. 21.21). На стапельной площадке устраивают судовозные пути, по которым перемещаются тележки с кильблоками. Стены наливного дока возвышаются над прилегающей территорией.

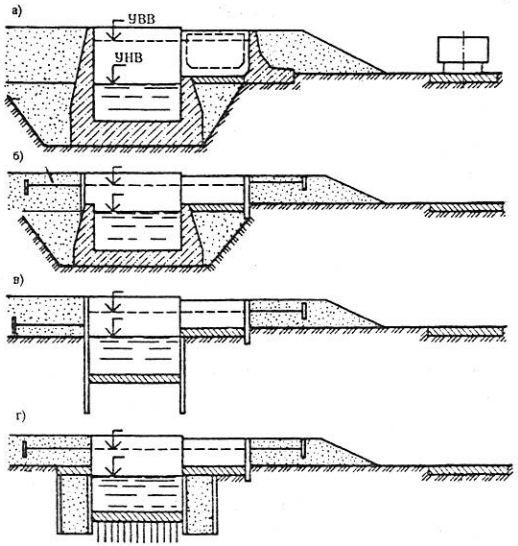


Рис. 21.21. Конструкция наливных док-камер: а - монолитная с несимметричной заглубленной частью; б - с симметричной заглубленной частью доковой камеры; в, г - с монолитным днищем и стенами из железобетонного шпунта или ячеистой конструкции

При наполненной до уровня акватории доковой камере ворота, обращенные в сторону моря, открываются, судно вводится в док и затвор закрывается. Через открытые ворота верхней головы, обращенной в сторону берега, на стапельную площадку закатывают судовозные тележки с установленными на них кильблоками, после чего затвор закрывается. Док-камера наполняется водой с помощью насосов или самотеком из вышерасположенного водоема до уровня, при котором обеспечивается необходимый запас между килем докуемого судна и кильблоками. Затем судно с помощью лебедок смещается в поперечном направлении и раскрепляется по оси кильблоков. Вода самотеком сбрасывается через галереи или специальные отверстия, стапельная площадка осушается, судно садится на кильблоки, верхние ворота открываются, и судно выкатывается по судовозным путям на территорию судоремонтного предприятия.

Дальнейшее перемещение судна происходит аналогично операциям на горизонтальном стапеле слипов. На стапельную площадку док-камеры закатывают новые судовозные тележки с кильблоками, верхние ворота закрываются, и док готов к приему следующего судна.

Спуск судна происходит в обратном порядке.

Конструктивные решения при строительстве наливных доков различны, что наглядно иллюстрирует рис. 21.21.

При проектировании сооружений наливной док-камеры необходимо учитывать кратковременное действие нагрузок при высоком уровне наполнения, длительность стояния которого обычно не превышает 1 ч, в частности, при выборе конструкции стен, которые могут быть выполнены в виде облегченных сборных железобетонных конструкций уголкового типа или из шпунта с обсыпкой грунтом (см. рис. 21.21).

При расчете наливных док-камер рассматривают обычно следующие расчетные случаи:

I эксплуатационный расчетный случай — соответствует низкому уровню воды в камере (равному уровню акватории) при вводе судна в камеру или выводе из нее; II эксплуатационный случай — соответствует заполнению наливного дока до максимального уровня по условию посадки судна на судовозные тележки; III эксплуатационный случай — соответствует низкому уровню в камере (после сброса верхней призмы воды) при расположении судна на судовозных тележках, находящихся на стапельной площадке; IV случай (ремонтный) — соответствует полному осушению доковой части камеры; как уже указывалось, этот случай может не рассматриваться; V случай (строительный) — соответствует принятому способу производства работ и наиневыгоднейшей комбинации нагрузок при рассмотрении ряда промежуточных состояний для различных этапов возведения сооружения.

Расчет наливного дока всегда начинают с расчета верхних стен, реакция в основании которых будет фигурировать в дальнейших расчетах в качестве нагрузки для конструкций нижней части камеры.

В остальном расчет усилий и подбор сечений конструкций ничем не отличаются от обычных расчетов аналогичных конструкций сухих доков и стенок набережных.

§ 97. Плавучие доки

Плавучие доки стали применять для ремонта судов значительно позже сухих доков. Как правило, плавучий док (рис. 21.22) состоит из нижней горизонтальной части (понтона) и вертикальных стен (башен). Внутри понтона и в нижних частях стен размещены отсеки, которые заполняются водой для погружения дока при постановке судна. При этом верхние площадки (башен), называемые топ-палубами, должны немного возвышаться над уровнем плавания дока. С помощью насосных или компрессорных установок, расположенных внутри башен, вода из балластных отсеков удаляется, и док с установленным на нем судном всплывает. Когда палуба понтона дока (стапель-палуба) займет рабочее положение выше уровня воды, корпус судна, опирающийся на кильблоки и скуловые опоры, осушается и может быть отремонтирован.

Плавучие доки, несмотря на сложность конструкции и высокие эксплуатационные расходы, получили широкое распространение при ремонте судов благодаря высокой мобильности, малой продолжительности докования, сравнительно низкой первоначальной стоимости.

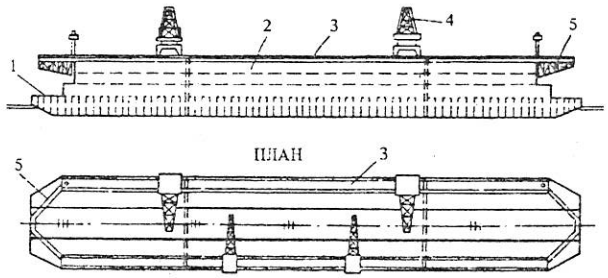


Рис. 21.22. Общий вид плавучего дока: 1 - понтон; 2 - башни дока, 3 - топ-палуба; 4 - башенные или портальные краны; 5 - разводные пешеходные мостики

В зависимости от назначения, эксплуатационных и конструктивных особенностей плавучие доки классифицируются по ряду признаков.

По назначению — плавдоки ремонтные, имеющие различные средства механизации для ремонтных работ: плавдоки передаточные, служащие для спуска судов на воду с горизонтального стапеля; транспортные плавдоки, предназначенные для транспортировки судов и других плавучих сооружений по водным путям с ограничениями по осадке или по мореходным условиям, имеющие упрощенные обводы, рулевые устройства или средства активного управления.

По форме поперечного сечения - двухбашенные и однобашенные (L - образные) плавдоки; последние оборудуются специальными поплавками, обеспечивающими остойчивость плавдока при погружении.

По материалу основных элементов (днища и стен) — металлические, железобетонные и композитные. Металлические доки получили наиболее широкое распространение в связи со сравнительной легкостью конструкции, удобством сборки крупных сооружений, теоретически неограниченной подъемной силы из отдельных небольших секций. Современные стальные плавучие доки имеют длину до 300 м, ширину стапель-палубы 60 м и подъемную силу до 100 тыс. т. Недостатком этого типа доков является необходимость через каждые три-четыре года производить покраску подводных поверхностей, что связано с большими затратами времени и средств. Правда, в последнее время для борьбы с коррозией стали применять эффективные покрытия и предусматривать защитные мероприятия, благодаря чему межремонтный период увеличился до 15...20 лет.

Железобетонные плавучие доки начали строить в 30-х годах прошлого столетия. Они применяются для подъема мелких и средних судов. Эти доки в меньшей степени подвержены коррозии, несколько дешевле металлических, однако почти в 1,5...2 раза тяжелее их. Для уменьшения веса больших доков часто применяют смешанные (композитные) конструкции при различных комбинациях стали и железобетона, например, железобетонный понтон и стальные башни.

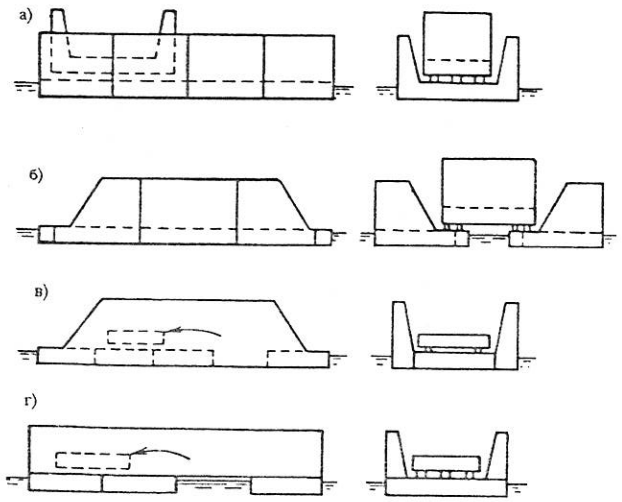


Рис. 21.23. Разрезные плавучие доки и схемы их самодокования: а, б-секционного типа; в, г-понтонного типа

По числу составных элементов — монолитные и разрезные доки. Практически все железобетонные и композитные доки являются монолитными, представляющими собой единую жесткую по длине и ширине конструкцию. Осмотр и ремонт таких доков небольших размеров производят в более крупных доках. Большинство стальных доков, как правило, собирают из отдельных сборных элементов, которые при необходимости могут быть выведены из конструкции дока и в нем же отремонтированы. В зависимости от конструкции составных элементов и схемы их самодокования проектируют плавучие доки секционные и понтонные (рис. 21.23).

По автономности — автономные доки, которые могут работать длительное время вдали от берега, и не автономные, получающие с берега электроэнергию, пар, сжатый воздух, пресную воду, кислород, ацетилен и т. д. Современные доки, как правило, строят не автономными.

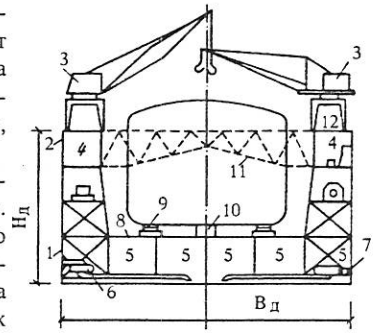


Рис. 21.24. Основные элементы плавучего дока: 1 - понтон; 2 - башни; 3 - краны; 4 - служебные помещения; 5 - балластные камеры; 6 - насосы; 7 - кингстоны; 8 - стапель-палуба; 9 - боковые опоры; 10 - кильблоки; 11 - разводные мостики; 12 - топ-палуба

Основные конструктивные элементы плавучего дока—днищевый понтон и башни (рис. 21.24). Понтон представляет собой конструкцию прямоугольного сечения, которая состоит из системы поперечных и продольных элементов набора и наружной обшивки. В плоскости некоторых шпангоутных рам и в продольном направлении понтон разделяется водонепроницаемыми переборками на отдельные отсеки. Продольные и поперечные переборки повышают соответственно поперечную и продольную жесткость дока. Для уменьшения веса дока башни немного не доводят до концов понтона. Выступающая часть понтона называется авандек.

В башнях располагают приводы насосных станций, силовые установки, доковые мастерские и прочие служебные помещения. По топ-палубам прокладывают рельсовые пути для движения кранов, обслуживающих ремонтные операции (подача материалов, механизмов, элементов оборудования), грузоподъемностью не более 10 т из условий безопасности, что является одним из эксплуатационных недостатков доков этого типа. Для подачи тяжеловесов приходится использовать плавучий кран или, если док расположен у причала, береговой кран.

При проектировании плавучего дока все основные расчеты и конструктивные решения выполняются в соответствии с требованиями, предъявляемыми к проектированию корпусов судов.

В комплексе вопросов, связанных с эксплуатацией плавучих доков в морских портах, для гидротехников наиболее важными являются выбор места и способа установки плавучего дока. Месторасположение дока должно быть наилучшим образом защищено от волнения и ветра, удобно связано с береговыми сооружениями и ремонтными цехами.

Для обеспечения возможности погружения дока приходится, как правило, разрабатывать глубокий котлован. Глубина акватории в месте установки дока определяется из выражения

$$d_a = T_d + h_k + \Delta h \ ; \qquad (21.5)$$

где d_a — глубина акватории в месте установки дока; T_d — максимальная осадка дока при погружении; h_k — килевой запас (под днищем дока) — 0,5...0,6 м; Δh — запас на заносимость, равный четырех-пятикратному ежегодному слою заносимости.

Крупные доки имеют максимальную осадку до 20 м.

Практикуются следующие основные способы установки плавучих доков на акватории (рис. 21.25).

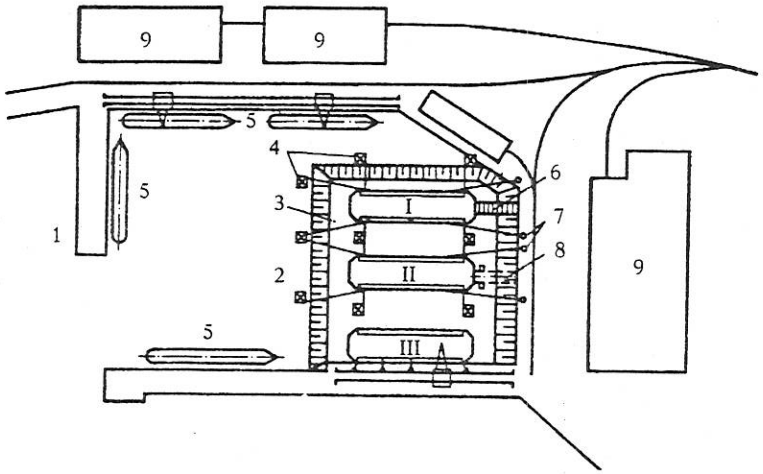


Рис. 21.25. Схемы установки плавучих доков на акватории судоремонтного завода: I - на якорях у торцевой части пирса; II - на якорях с понтонным мостом, связывающим док с берегом; III - у причальной стенки; 1 - акватория порта; 2 - акватория СРЗ; 3 - котлован для установки доков; 4 - мертвые якоря, заглубленные в грунт; 5 - судоремонтные набережные; 6 - эстакада; 7 - береговые якоря; 8 - наплавной мост с палами в головной части; 9 - заводские цехи

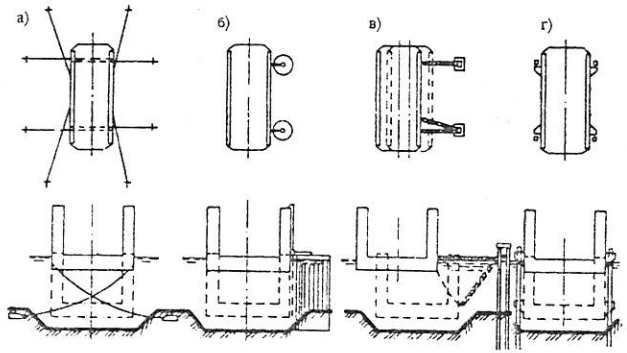


Рис. 21.26. Схемы раскрепления дока: а - на якорях с помощью цепей, пропущенных в клюзах под днищем дока; б - с помощью скользящих направляющих, шарнирно соединенных с палами; в - с помощью жестких ферм; г - с помощью жестких направляющих

1. Швартовка плавучего дока лагом у причала или у Г-образного пирса (рис. 21.25, III). Этот способ самый удобный в эксплуатационном отношении. Но при этом необходимо возводить глубоководный причал протяженностью 250...400 м (для крупных доков) при глубинах свыше 20 м в хорошо защищенном от волнения участке акватории.

2. Менее удобным, но более дешевым вариантом является установка дока торцом у причала или в конце узкого пирса (рис. 21.25, I) обычно сквозной свайной конструкции.

3. С появлением инвентарных понтонов большой грузоподъемности свайные эстакады стали часто заменять понтонными мостами, голова которых закрепляется палами (II).

Во всех случаях док должен быть надежно расчален системой цепей и мертвых якорей. Применяют также шарнирно связанные с доком фермы-распорки или скользящие устройства, обеспечивающие надежную фиксацию дока при любом его положении относительно уровня воды в акватории (рис. 21.26).

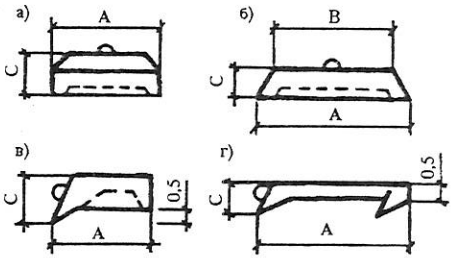


Рис. 21.27. Конструкция гравитационных якорей: а - призматический массой 10 - 60 т, A =3 - 4.5 м, C =1,2 - 2,0 м; б - пирамидальный массой 10 - 50 т, A =3 - 5 м; B =2,2 - 3,5 м; C = 0,8 - 1,2 м; в - «лягушка» с одним ножом, массой 25 - 50 т A =3,2 - 3.8 м; C =1,5 - 2 м; г - тип «лягушка» с двумя ножами массой 10 - 20 т, A =4,3 - 5,4 м; C =0,8 - 1,0 м

Заданное положение дока, безопасность самого дока и окружающих его судов и сооружений всецело зависят от надежности якорных закреплений, поэтому проектированию, изготовлению и монтажу последних следует уделять повышенное внимание.

Так, при расчете устойчивости (держащей силы) якорей принимают запас в 2...2,5 раза по отношению к максимальной сдвигающей силе.

Для малых доков, требующих якоря с держащей силой 0,1—0,2 МН, можно применять однолапные стальные якоря массой до 3...4 т.

Для более крупных доков используют железобетонные гравитационные якоря-лягушки массой до 100...200 т (рис. 21.27), обеспечивающие держащую силу около 3...4 МН за счет образования вакуума («присоса») при вогнутой поверхности опирания массива. С заглублением в грунт держащая сила таких якорей увеличивается в 2..3 раза.

Якорные цепи выполняются стальными литыми и коваными. В зависимости от расчетного натяжения калибр* звена выбирается обычно в пределах 34...87 мм, а масса цепи длиной 1 м составляет 25...160 кг. При больших якорных усилиях (более 3,5 МН) якорные цепи часто сдваивают. Для уменьшения подвижек дока к висящей части цепи иногда подвешивают бетонные или чугунные грузы—амортизаторы. Для возможности приближения судов к доку и снижения «рыскания» якорные цепи пропускают под днищем дока через бортовые клюзы.

* Калибр якорной цепи — минимальная толщина прутка звена цепи, мм

Приближенный расчет якорных креплений дока при статически определимой схеме раскрепления дока двумя парами якорей предусматривает, что горизонтальное усилие P_c, передаваемое доком на якорную цепь, определяется по формуле

$$P_c = P_d / 2 \ ; \qquad (21.6)$$

где P_d — нормальная (к продольной оси дока) составляющая расчетного усилия, действующего на док при наиневыгоднейшей комбинации внешних нагрузок, Н. Преобладающей нагрузкой обычно является ветровая, поэтому в первом приближении можно считать, что

$$P_d = P_w = c\frac{\upsilon_w^2}{16}S \ ; \qquad (21.7)$$

P_w — суммарная ветровая нагрузка на боковую поверхность дока, Н; с — коэффициент лобового сопротивления, принимаемый в зависимости от направления ветра равным 0...1,4; υ_w — расчетная скорость ветра, принимаемая в зависимости от района размещения дока; при определении расчетного значения υ_w необходимо учитывать ориентацию дока относительно розы ветров; S — площадь боковой парусности дока, $м^2$.

Расчетное горизонтальное усилие, передаваемое на якорное устройство, P_a, Н, определяется по формуле

$$P_a = P_c + P_0 \ ; \qquad (21.8)$$

где P_0 — первоначальное натяжение цепей, определяемое грузоподъемностью крана, который производит обтяжку цепей при установке дока в проектное положение. Для предварительных расчетов можно принять P_0=50...100 кН.

Держащую силу якорей гравитационного типа T_a, Н, рассчитывают по формуле

$$T_a = k_g k_a Q \ ; \qquad (21.9)$$

где Q — вес якоря в воздухе, Н; k_g — коэффициент, зависящий от вида грунта; для илов и рыхлых песков k_g=0,2, для мягкопластичных и твердых глин соответственно k_g=0,4 и k_g=0,9, для плотных песков k_g=0,60; k_a—коэффициент формы якоря; для призматических якорей k_a=1...1,5, для якорей типа «лягушка» k_a=2,5...3,5.

ГЛАВА 22
СЛИПЫ

§ 98. Общие сведения. Основные элементы судоподъемных сооружений

Из большого числа устройств для докования судов сооружения с наклонными судовозными путями являются наиболее распространенными для подъема морских судов небольшого водоизмещения до 10 тыс.т и практически всех судов на внутренних водных путях.

После создания Т. Мортоном первого продольного слипа (эллинга) был построен целый ряд подобных конструкций (рис. 22.1), представлявших собой наклонную плоскость в виде жесткой конструкции (плиты или системы балок) на свайном основании с расположенными на ней рельсовыми путями. Плоская тележка на катках с установленным на ней судном поднималась с помощью лебедок.

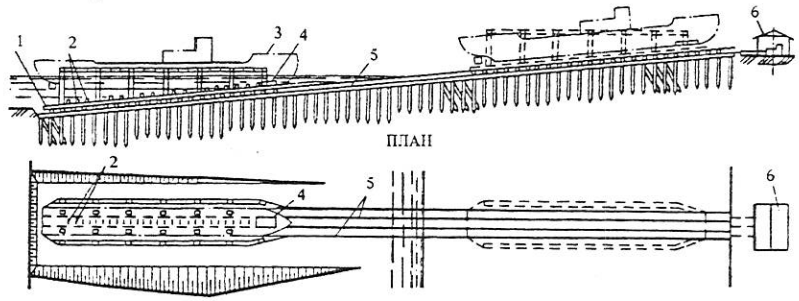


Рис. 22.1. Схема продольного слипа на свайном основании: 1 - тележка (плоская) в нижнем положении; 2 - кильблоки; 3 - поднимаемое судно; 4 - носовая опора; 5 - судовозные пути; 6 - лебедочная

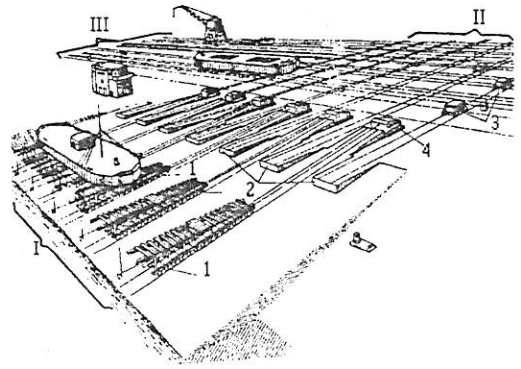


Рис. 22.2. Схема гребенчатого поперечного слипа: I - наклонные судовозные пути; II - горизонтальные судовозные пути; III - стапельные пути; 1 - косяковые тележки; 2 - пирсы; 3 - стапельные тележки; 4 - подъемные лебедки

С конца XIX в. в речном судостроении стали широко применять поперечные слипы с размещением ремонтируемых судов на горизонтальных стапельных местах — многоместные слипы.

В отечественной практике строительство поперечных слипов получило особенно широкое распространение после того, как группой инженеров института Гипроречтранс (Д.И. Зиневич, О.И. Фирсов, А.М. Бакалейников) были разработаны и внедрены конструкция и оборудование так называемого гребенчатого слипа, ставшего основным типом сооружения для поперечного подъема речных судов (рис. 22.2).

Всего на судоремонтных предприятиях РФ сейчас эксплуатируется более 60 слипов различных типов и конструкций.

Судоподъемные сооружения с наклонной плоскостью в наибольшей степени отвечают требованиям эффективности и безопасности их эксплуатации. В сооружениях подобного типа наиболее сложными по конструкции и условиям производства работ являются наклонные судовозные пути, состоящие из подводной части с порогом, ограничивающим спуск судовых тележек, и надводной части. Наклонные судовозные пути предназначены для подъема, спуска судов и их ремонта в сооружениях типа поперечный и продольный слипы.

В многоместных слипах наклонная часть с помощью тех или иных конструктивных решений, в частности, в поперечном слипе в виде выступающих «гребенкой» пирсов (рис. 22.2), переходит в горизонтальную, используемую для перевода судов на стапельные места. В конструкциях многоместных слипов система судовозных путей, перпендикулярных линии уреза воды, пересекается системой горизонтальных стапельных путей, по которым суда перемещаются на стапельные места, где и устанавливаются на специальных опорах для ремонта.

Судовозные тележки перемещаются по наклонным судовозным путям с помощью тросов лебедками, устанавливаемыми в верхнем торце каждого из этих путей. Иногда при малой жесткости корпуса судна применяют не отдельные секционные тележки, а сравнительно жесткие многоопорные конструкции трансбордеров. Судно в этом случае поднимается по наклонной плоскости, например, на косяковом, (поперечном или продольном) трансбордере (рис. 22.3), а затем на тележках второго яруса перекатывается на плоский (продольный или поперечный) трансбордер, который и перемещается в специальной траншее (трансбордерной яме) до нужных стапельных мест, располагаемых по обе стороны от нее.

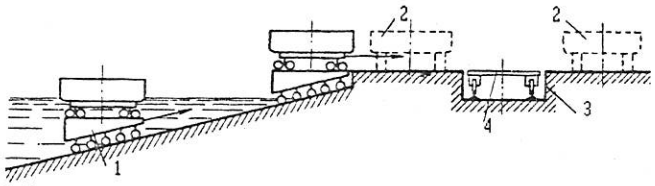


Рис. 22.3. Схема поперечного слипа с двухъярусными судовозными тележками и трансбордером: 1 - косяковые тележки или косяковый трансбордер; 2 - стапельные места; 3 - трансбордерная яма; 4 - продольный трансбордер

Уклон судовозных путей изменяется в очень широких пределах — от 1:6 (для малых судов водоизмещением до 600...800 т и железобетонных дорожек) до 1:20 (для больших судов при подъеме по дорожкам на шпально-балластном основании). В отечественной практике строительства судоремонтных предприятий наклонная часть поперечных слипов, как правило, имеет стандартный уклон 1:8.

Наклонный стапель заканчивается внизу порогом с упором, ограничивающим спуск тележек. Заглубление порога под минимальным расчетным уровнем воды H определяется в зависимости от осадки расчетного судна T_s, килевого запаса на наводку судна ΔT и высоты судоводных тележек h_t,

$$H = T_s + \Delta T + h_t .$$

§ 99. Классификация судоподъемных сооружений

Все многообразие судоподъемных сооружений с наклонной плоскостью в зависимости от местных условий, назначения, конструктивных особенностей и т. д. можно классифицировать по ряду основных признаков.

По назначению различают судостроительные и судоремонтные устройства, предназначенные, соответственно только для спуска или для подъема и спуска судов.

По расположению судов относительно направления спуска (подъема) выделяют продольные и поперечные слипы, на которых суда поднимаются или спускаются в направлении своей диаметральной плоскости или перпендикулярно к ней.

Современные поперечные слипы (см. рис. 22.2) имеют грузоподъемность 2...4 тыс. т, поэтому в речном портостроении они получили наибольшее распространение, в то время как для ремонта морских судов применяют и продольные, и поперечные слипы (рис. 22.4).

В зависимости от конструкции судовозного оборудования можно выделить три типа судоподъемных сооружений, оснащенных тележками с наклонной стапель-палубой, косяковыми тележками и балансирными тележками с путями, расположенными в двух уровнях (рис. 22.5).

Плоская тележка с наклонной палубой используется для поперечного подъема мелких судов или для подъема более крупных судов на продольных слипах. Наряду с простотой конструкции основными недостатками таких тележек являются наклонное положение судна во время ремонта и большие нагрузки на судовозные пути под носовой частью в начальный момент продольного подъема судна в результате возникновения так называемого баксового давления*.

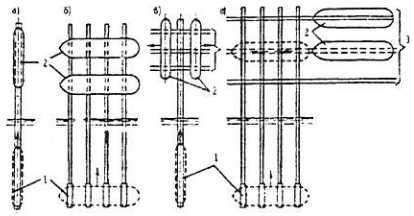


Рис. 22.4. Принципиальные схемы продольных и поперечных наклонных судоподъемных сооружений: а и б - продольный и поперечный слипы и эллинги; в и г - продольный и поперечный многоместные слипы; 1 - положение судна при подъеме; 2 - ремонтируемое судно; 3 - стапельные пути

Оба эти недостатка исключаются при использовании косяковых тележек, которые имеют горизонтальную стапель-палубу и позволяют поднимать суда, не имеющие дифферента, в горизонтальном положении. Недостатками таких тележек являются большая металлоемкость и сложность их конструкции, а также удлинение судовозных путей.

Третий способ подъема судов — на балансирных тележках — использует преимущества двух первых: при сравнительно простой и легкой конструкции тележки обеспечивается возможность поперечного подъема судна в горизонтальном положении. Это достигается путем определенного усложнения судовозных путей, рельсы которых должны быть уложены в двух уровнях по высоте (см. рис. 22.5, г). Такая конструкция путей, кроме того, позволяет переводить судно с наклонного на горизонтальный стапель без пересадки.

Для уменьшения длины двойных рельсовых путей достаточно ввести в конструкцию тележки два дополнительных балансира (колеса), которые будут вступать в работу только на горизонтальной части, благодаря чему вторая нитка рельсовых путей на верх-

* Бакс (fore — foot, англ.) — деревянная деталь, соединяющая киль с форштевнем на деревянных судах

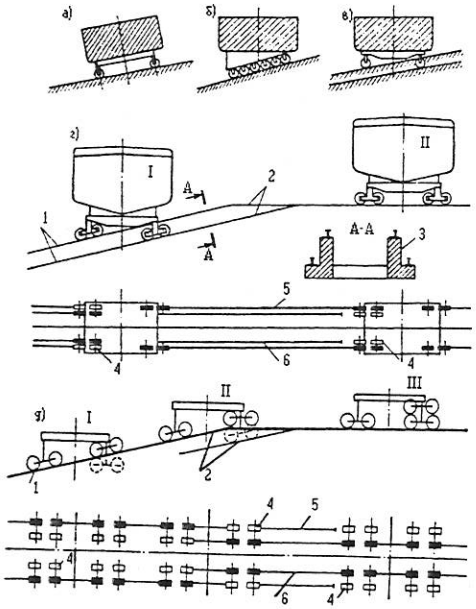


Рис. 22.5. Схемы поперечного подъема судов:
а - на судовозных тележках с наклонной стапель-палубой; б - на косяковых тележках; в - на тележках с балансирными катками; г - перевод судна с наклонного стапеля на горизонтальный по путям, уложенным в двух уровнях на шести балансирных тележках; д - то же, на восьми балансирных тележках, I, II, III-последовательные положения судна; 1 - наклонные пути; 2 - переходный участок; 3 - железобетонная балка; 4 - ненагруженные катки; 5 и 6 - наружный и внутренний рельсы

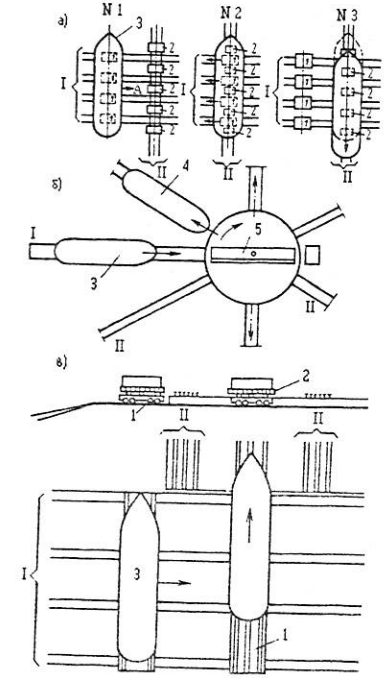


Рис. 22.6. Варианты перевода судна на боковые стапельные места путем пересадки с одной системы тележек на другую (а), с помощью поворотного круга (б) и с применением двухъярусных тележек: (в) I - судовозные пути; II - стапельные пути; 1 - подъемные тележки; 2 - стапельные тележки (2-го яруса); 3 - поднимаемое судно; 4 - ремонтируемое судно; 5 - поворотный круг

ней границе наклонного участка может быть оборвана. Дальнейшее совершенствование судовозных тележек, например, восьми балансирных, позволяет убрать вторую нитку рельсовых путей также и на наклонной части дорожек, оставив двойные пути только на переходном участке.

По способу перевода судна на боковые горизонтальные стапельные места выделяют следующие основные типа слипов (рис. 22.6); слипы с пересадкой судов с одной системы тележек (подъемно-спусковых) на другую (стапельную), перемещающуюся в перпендикулярном первой направлении. Для этого тележки (обычно стапельные) оборудуют гидравлическими домкратами, с помощью которых судно над ними вывешивается, и из-под него выкатываются подъемные тележки (положение 2 на рис. 22.6, а). После установки судна на стапельные тележки оно перемещается в ту или другую сторону от подъемных путей (положение 3 на рис. 22.6, а); слипы с разворотными ходовыми элементами отличаются только конструкцией тележек, катки которых могут быть повернуты на 90° после установки судна на вмонтированные в тележки подставы или домкраты. Применение разворотных устройств позволяет обходиться одной системой секционных тележек, однако при этом увеличивается длительность и возрастает трудоемкость процесса изменения направления движения судна; слипы с поворотным кругом (рис. 22.6, б) также позволяют обходиться одной системой подъемно-стапельных тележек; в этом случае перевод судна на стапельное место производится значительно быстрее и практически в любом направлении; в слипах с двух- или трехъярусными тележками (рис. 22.6, в) подъем судна осуществляется на косяковых или балансирных тележках, на верхней палубе которых размещены тележки второго яруса, пути которых совмещаются с горизонтальными стапельными путями после подъема судна.

По этим путям судно откатывается на стапельное место, а в очень редких случаях при наличии третьего яруса тележек может изменить направление перемещения на них по соответствующим перпендикулярно проложенным путям.

В зависимости от конструкции судовозных путей слипы и эллинги могут иметь шпально-балластное основание, основание в виде железобетонных балок на сваях или колоннах, а также в виде железобетонных плит на уплотненном слое песчаного грунта, гравия или щебня.

Большинство гребенчатых слипов построено на шпально-балластном основании (рис. 22.7), отличающемся простотой конструкции, низкой стоимость и возможностью возведения без перемычек. Применение такой конструкции наиболее эффективно при сравнительно небольших нагрузках от поднимаемых судов и соответствующих грунтах основания. Однако легкость

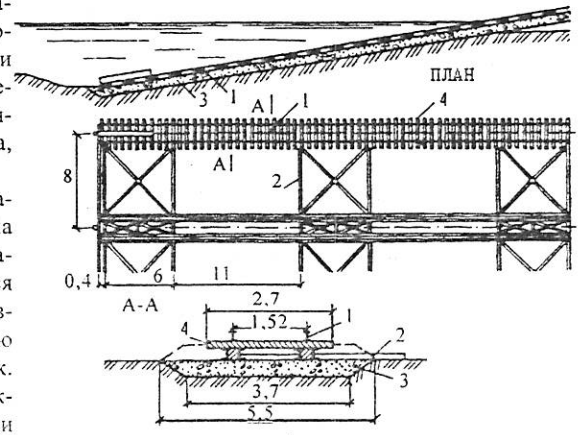


Рис. 22.7. Конструкция судовозных путей на шпально-балластном основании: 1 - рельсовый путь; 2 - металлическая рама для увеличения жесткости наклонных путей; 3 - щебеночный балласт; 4 - шпалы

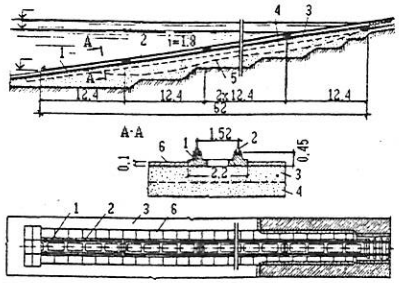


Рис. 22.8. Типовое решение подводной части судовозной дорожки на щебеночной постели или на уплотненном песчаном основании: 1 - ребристая железобетонная балка; 2 - рельс Р-50; 3 - щебеночная постель; 4 - уплотненный песчаный грунт; 5 - естественная поверхность дна; 6 - железобетонные плиты крепления дна

конструкции основания является и причиной его основных недостатков—возможности размыва и просадок шпальных путей, деформации их под воздействием примерзшего льда и т. д.

На судовозных путях в виде железобетонных плит или балок (рис. 22.8) указанные недостатки проявляются в меньшей степени, они более долговечны и надежны в эксплуатации, хотя строительство их дороже и более трудоемко, особенно при возведении без водоотлива. На плотных грунтах основания железобетонные плиты или рамы укладывают на балластный слой из щебня с тщательно выровненной поверхностью или из песка, замываемого под заранее вывешенную дорожку и уплотняемого глубинными виброуплотнителями.

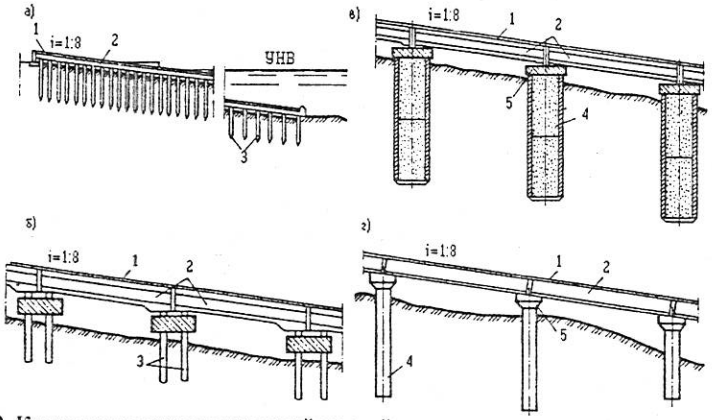


Рис. 22.9. Конструкции судовозных путей на свайном основании и на колоннах-оболочках: а - неразрезные железобетонные балки на сваях; б - разрезные железобетонные балки на опорах в виде кустов свай; в - на колоннах-оболочках диаметром 3...5 м; г - на колоннах-оболочках d =0,8...2 м; 1 - рельс; 2 - железобетонные балки; 3 - сваи; 4 - железобетонные колонны-оболочки; 5 - монолитный оголовок; 6 - сборная капитель

Основные особенности строительства таких конструкций — высокая индустриальность, малое число типоразмеров сборных железобетонных элементов. На слабых грунтах балки судовозных путей приходится укладывать на искусственное основание из *свай или железобетонных оболочек* (рис. 22.9), что значительно удорожает конструкцию и усложняет производство работ. Однако в этом случае в наибольшей степени обеспечиваются надежность и долговечность путей, практически исключается возможность подмыва дорожек, их осадок и деформаций.

Из рассмотренных конструктивных решений наклонных судоподъемных сооружений видно, что одним из наиболее сложных вопросов судоподъема является перевод судна с наклонной на горизонтальную часть. Опыт эксплуатации слипов показывает, что наиболее удачно эта задача решается с применением одноярусных тележек в гребенчатом поперечном слипе (см. рис. 22.2).

Пересадка с одной системы тележек на другую происходит на "гребенке", образованной рядом выступов — пирсов, высота и длина которых зависят от размеров судна и уклона судоподъемных путей. После подъема судна по наклонному стапелю в крайнее верхнее положение так, чтобы его днище оказалось на несколько сантиметров выше палубы стапельных тележек, последние закатывают под корпус судна на пирсы, косяковая тележка опускается, оставляя судно на плоских тележках, с помощью которых оно перемещается по горизонтальной стапельной площадке. Балансиры этих тележек могут поворачиваться на 90° после подъема тележек с помощью вмонтированных в их корпус гидродомкратов; некоторые из тележек оборудованы электродвигателями, обеспечивающими самостоятельное передвижение судна по рельсовым путям.

Грузоподъемность поперечного слипа может изменяться в широких пределах в зависимости от числа судовозных дорожек и грузоподъемности тележек. Обычно в отечественной практике каждая дорожка, а следовательно, и косяковая тележка проектируются на нагрузку 1,5 или 3 МН при расстоянии между ними 6...14 м. Таким образом, при наличии 12 дорожек на гребенчатом слипе с тележками грузоподъемностью 3 МН можно поднять судно массой 3,6 тыс.т и длиной до 150 м.

§ 100. Конструирование отдельных частей слипов

Общие требования к основаниям судовозных наклонных и горизонтальных путей сводятся к недопущению существенных деформаций в период эксплуатации и особенно неравномерных осадок. Допускаемые осадки путей определяются технологическими условиями судоподъема, а также прочностью корпуса судна и судоподъемного оборудования и обычно не превышают 40 мм. Поэтому искусственные (грунтовые) основания должны иметь высокую плотность, характеризуемую коэффициентом пористости $e \le 0{,}65$, и тщательно выровненную поверхность, особенно при укладке сборных плит или балок на щебеночную подготовку. Выше уровня воды выполнение этих требований обычно достигается послойным поверхностным уплотнением насыпи, а ниже уровня воды — глубинным виброуплотнением или огрузкой подводной части с последующим выравниванием ее поверхности водолазами или специальными планировщиками. Во избежание чрезмерных осадок балластного слоя его толщина не должна быть больше 2...3 м, минимальная толщина балласта принимается 0,5 м, а при глинистых грунтах — не менее глубины промерзания в надводной части.

В качестве свайных оснований применяют деревянные, железобетонные и стальные сваи, располагаемые равномерно по всей длине дорожки из монолитного железобетона или кустами по две-четыре сваи под концами сборных балок судовозных путей (см. рис. 22.9, а, б). Головы свай в кусте омоноличивают капителью с закладными частями на верхней плоскости для крепления балок.

В ряде случаев, особенно при слабых грунтах основания, подстилаемых плотными породами, кусты свай могут быть заменены цилиндрическими колоннами-оболочками диаметром 1...3 м со стенками толщиной 12...15 см (см. рис. 22.9, в, г)*. Для монта-

* Более подробно конструкции оболочек рассмотрены в гл. 16

жа сборных балок в верхней части оболочек устраивают капители или бетонные пробки, связанные с помощью закладных деталей или выпусками арматуры с элементами верхнего строения.

Значительно большее разнообразие имеют конструкции верхнего строения судовозных путей. Самая простая из них, шпально-балластная (см. рис. 22.7), представляет собой рельсовый путь нормальной или несколько большей колеи на деревянных, стальных или железобетонных шпалах, уложенных на щебеночный балластный слой (балласт). Для возможности строительства наклонной подводной части без перемычек и проведения ремонтно-восстановительных работ жесткость путей увеличивают путем устройства металлической рамы из продольных, поперечных и диагональных связей, объединяющей отдельные судовозные пути в единую систему. В связи с интенсивным гниением древесины и коррозией стали в зоне переменного уровня воды, применяют железобетонные шпалы, которые не только имеют большую долговечность, но и повышают сопротивляемость путей механическим воздействиям примерзшего льда, перекосам тележек при подъеме судна и т. д.

При строительстве на размываемых грунтах основания для наклонной части судовозных путей чаще применяют железобетонные конструкции в виде отдельных балок или плит (рис. 22.10) различного поперечного сечения, укладываемых на подготовленное балластное или свайное основание. Наиболее экономичным с точки зрения расхода материала является тавровое или ребристое поперечное сечение балок, в котором уширенная нижняя плита выравнивает и уменьшает напряжение в основании, а на верхней плоскости ребер удобно размещаются рельсовые пути.

В целях снижения стоимости строительства слипов иногда используют комбинированную конструкцию судовозных путей: на наклонной подводной части — в виде железобетонных балок, в надводной части и на горизонтальных стапельных местах — в виде шпально-балластного основания. В этом случае рационально сочетаются преимущества обеих конструкций.

Наиболее жесткие требования предъявляются к судовозным путям слипов, предназначенных для подъема тяжелых судов. Как правило, в этих случаях, особенно при недостаточно прочных грунтах основания, применяют железобетонные балки или плиты, укладываемые на искусственное свайное основание. Особенность конструирования таких балок (рис. 22.10,б) заключается в необходимости жесткого соединения составных элементов между собой с помощью диафрагм или поперечных связей, устанавливаемых через 4...6 м по длине.

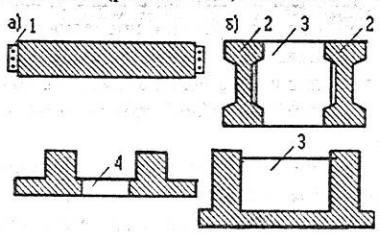


Рис. 22.10. Поперечное сечение железобетонных балок судовозных путей на балластном основании (а) и на свайном основании (б): 1 - закладные детали для соединения балок; 2 - железобетонные балки; 3 - железобетонные диафрагмы; 4 - отверстия в плите

При строительстве наклонной части судоподъемного сооружения за перемычкой, а также горизонтальных путей, балки и плиты, лежащие на свайном или балластном основании, могут быть изготовлены из монолитного железобетона с разрезкой температурно-осадочными швами на секции длиной 20...40 м.

Для точности и простоты монтажа судовозных путей с применением сборных железобетонных элементов большое значение имеет конструктивное оформление узлов и соединений их между собой (рис. 22.11).

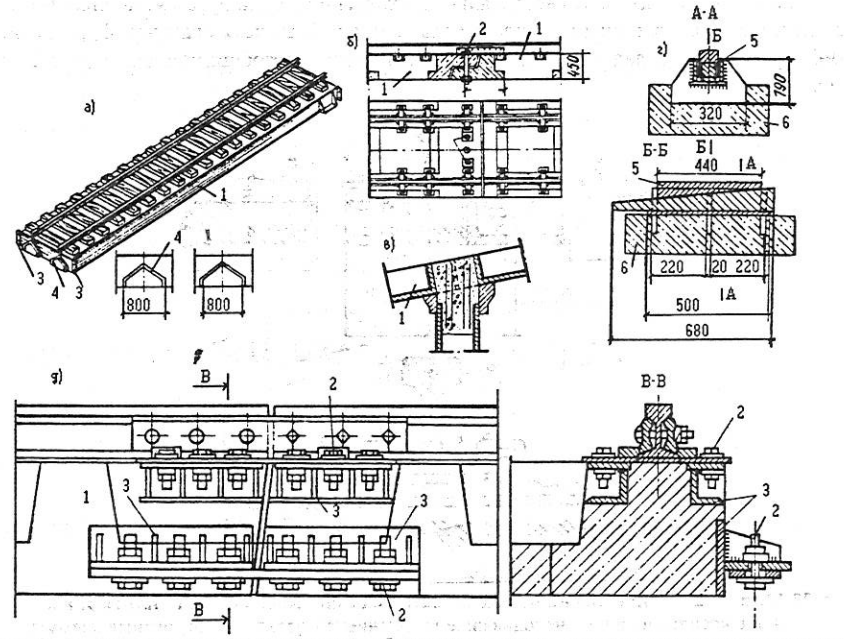


Рис. 22.11. Варианты узлов соединения сборных элементов наклонного судовозного пути: а - соединение плоских балочных плит на болтах; б - соединение ребристых балок "в четверть"; в - жесткое омоноличивание сборных балок с оболочкой; г - шарнирная опора для балок с клиновым устройством; д - болтовое соединение ребристых балок; 1 - балки; 2 - стяжные болты; 3 - закладные детали для болтового соединения смежных элементов; 4 - выступы для фиксации балок при монтаже; 5 - клиновое устройство; 6 - монолитная подушка

Один из вариантов соединения сборных плоских плит судовозного пути (рис. 22.11, а) включает специальные выступы и пазы в торцах плит для фиксации их взаимного положения при подводном монтаже, а также выступающие в стороны стальные закладные детали, обеспечивающие жесткое болтовое соединение смежных элементов между собой при укладке их на балластное основание.

Аналогичное назначение при шарнирном соединении ребристых балок, укладываемых на уплотненное песчаное основание, имеет узел (рис. 22.11, б), в котором на концах смежных балок, выполненных в четверть, закреплены с помощью закладных деталей стальной конус и такого же очертания гнездо, служащие направляющими при монтаже балок. После установки балки в проектное положение в специальные отверстия пропускают стяжные болты для надежного соединения соседних звеньев в единую конструкцию.

Возможны также варианты жесткого монолитного соединения сборных балок между собой и со свайной опорой и шарнирного опирания балок на клиновое устройство (рис. 22.11, в, е), применяемые при подводном монтаже балок наклонной части.

Помимо стыков сборных железобетонных элементов некоторые специфические особенности имеет конструкция крепления рельсов к железобетонным балкам судовозных путей (рис. 22.12), что обусловлено необходимостью быстрой замены, ремонта рельсовых путей и их рихтовки в период эксплуатации. Разработанные конструктивные

решения позволяют изменять вертикальное положение рельса путем установки подкладок необходимой толщины и смещать рельс в плане благодаря овальной форме отверстий в стальной подкладке для болтов крепления ее к железобетонной балке (рис. 22.12, а, г).

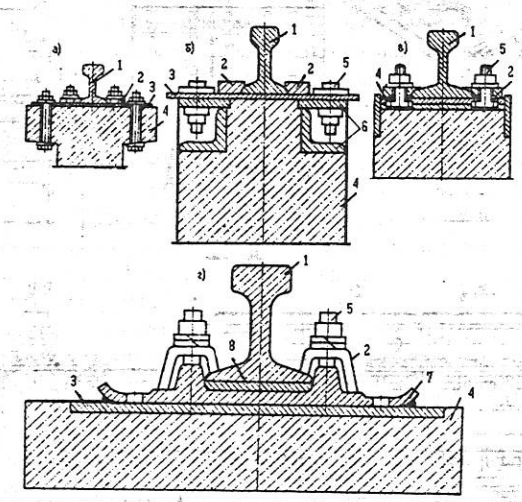


Рис. 22.12. Варианты крепления рельсов к железобетонным балкам или плитам: а и б - подвижное крепление; в и г - неподвижное крепление; 1 - рельс; 2 - прижимные клеммы; 3 - стальная подкладка; 4 - балка или плита; 5 - болт с пружинной шайбой; 6 - закладная сварная коробка; 7 - железнодорожная подкладка 1КБ-50, приваренная к подкладке 3; 8 - кордонитовая прокладка

§ 101. Определение нагрузок и расчет судовозных путей

Общие положения расчета судовозных и стапельных путей по предельным состояниям в основном не отличаются от расчета любых инженерных сооружений, однако, расчеты деформаций по второй группе предельных состояний приобретают особое значение в связи с необходимостью рассмотрения в особо ответственных случаях совместной работы системы судовозный путь — судовозная тележка — корпус судна.

Нагрузки и воздействия. К постоянным нормативным нагрузкам, действующим на судовозные дорожки, относится собственный вес конструкций. К временным нагрузкам относятся: вес поднимаемого судна, вес судовозных тележек или стапельных опор, усилия сопротивления при движении тележек; кроме того, для стапельных дорожек — вес грузоподъемного, транспортного оборудования и складируемых материалов, необходимых при проведении ремонтных работ. Как правило, вес судна принимается численно равным его объемному водоизмещению в порожнем состоянии.

Поскольку временные нагрузки от судна передаются на конструкцию судовозных дорожек через катки судовозных тележек или стапельные опоры, очень важно знать распределение веса судна по его длине, между тележками или опорами, а также между отдельными катками внутри самих тележек.

При отсутствии весовой эпюры нагрузок от судна можно воспользоваться условной эпюрой распределения веса судна по длине L_s (рис. 22.13, а). Ординаты такой эпюры, например, для судов двухострового типа равны: q_m=0,8q, q_f=1,2q, q_a=1,6q, а для трехостровного q_m= 1,2q, q_f=0,5q и q_a= 0,7q, где q, Н/м, вес единицы длины судна, получаемый делением его докового веса G_{sd} на длину судна L_s, между перпендикулярами.

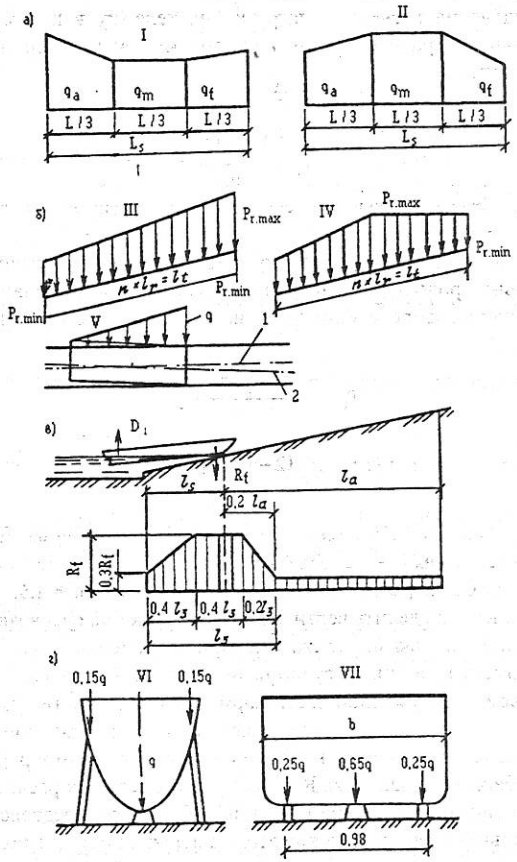


Рис. 22.13. Расчетные эпюры распределения веса судна по его длине (а), нагрузки на катки тележек поперечного слипа (б), нагрузки на судовозные пути от боксового давления (в) и нагрузки на стапельные опоры в поперечном направлении (г): I и II - для двух- и трехостровного судна; III - при расположении плоскодонного судна на тележке с эксцентриситетом.; IV - при подъеме килевого судна; V - распределение горизонтальной нагрузки при перекосе тележки в плане; VI - для килевого судна; VII - для плоскодонного судна; 1 - ось дорожки; 2 - ось тележки

В соответствии с распределением веса судна выбирают необходимое число судовозных тележек и действующую на них нагрузку. Правилами технической эксплуатации слипов допускается определять максимальную нагрузку на тележку $P_{t,s}$, Н, от судов, не имеющих значительного дифферента, по формуле

$$P_{t,s} = k\frac{G_{s,d}}{n} \quad ; \qquad (22.1)$$

где k — коэффициент неравномерности, учитывающий деформативность пути и тележек; для тележек с резиновыми амортизаторами k = 1,25...1,3; для тележек с роликовым столом k = 1,35 при шпально-балластном основании и k = 1,5 при основании из железобетонных балок; n — число равномерно расположенных по длине судна тележек.

После определения расчетной нагрузки на тележку в целом при поперечном подъеме судна уточняют распределение нагрузок между катками по длине тележки вдоль судовозного пути.

В среднем нагрузка на один каток P_r, Н, будет равна:

$$P_r = \frac{P_{t,s} + G_t}{m}; \qquad (22.2)$$

где G_t — вес нижней тележки или всех тележек в зависимости от числа их ярусов, Н; m — число катков в нижней тележке.

Однако при посадке судна на тележку длиной l_t возможно смещение ее поперечной оси относительно продольной оси судна, допускаемое в пределах до $1/15l_t$. В связи с этим расчетная эпюра распределения нагрузки на катки тележки принимается по схеме на рис. 22.23, б, Ш, IV.

$$P_{r,max} = \frac{k_r P_{t,s} + G_t}{m}; \qquad (22.3)$$

$$P_{r,min} = \frac{(2 - k_r) P_{t,s} + G_t}{m}; \qquad (22.4)$$

где k_r — коэффициент неравномерности распределения нагрузки между катками; для шпальнобалластного основания k_r = 1,2; для балок, лежащих на балласте из уплотненного песка или щебня, k_r =1,35; для балок, расположенных на свайных опорах, k_r = 1,5.

Гораздо сложнее определить вертикальные нагрузки на судовозные пути продольных эллингов и слипов с плоскими тележками. При подъеме или спуске судов в этом случае в некоторый момент времени на судно начинает действовать сила поддержания, соответствующая объему погруженной части кормовой оконечности судна D_1 (рис. 22.13, в). Эта сила приподнимает корму и поворачивает судно в вертикальной плоскости, вызывая развитие значительного давления на стапель-палубу тележки в районе носовой оконечности судна — баксового давления R_f. Для предварительных расчетов можно принимать максимальное баксовое давление $R_{f,max}$=(0,3...0,4)G_s, распределяемое по длине носовой тележки. Условная схема изменения этого давления по длине подводной части наклонных судовозных путей l_s может быть принята по рис. 22.13, в, при этом максимальное усилие на колесо тележки при спуске или подъеме судна $P_{r,b}$, Н, будет равно:

$$P_{r,b} = \frac{k_r R_f}{m_r}; \qquad (22.5)$$

где m_r — число катков в носовой тележке, воспринимающей максимальное баксовое давление.

Нагрузка на стапельные плиты во время ремонта судна передается через кильблоки, клетки и подпоры, расстановка которых под судном производится в соответствии с эпюрой распределения его веса по длине и ширине корпуса. В поперечном направлении нагрузка на стапельные опоры может быть определена условно на 1 м длины судна по схеме, приведенной на рис. 22.13, г.

Кроме вертикальных сил на судовозные пути (особенно наклонной части) действует продольная сила сопротивления движению из-за трения Т.

В связи с возможным перекосом тележек поперечных слипов относительно судовозных путей в них могут возникать поперечные нагрузки в виде треугольной эпюры (рис. 22,13, б, V) с максимальной ординатой q_1, Н/м, равной:

$$q_1 = \frac{0{,}8T}{l_t}.$$

Вычисленные таким путем нормативные сосредоточенные усилия от колес тележек или распределенные по длине тележек нагрузки принимаются для расчета судовозных путей. На самом же деле перераспределение нагрузок между катками будет значительно сложнее в зависимости от жесткости корпуса поднимаемого судна, конструкции и жесткости судовозных неразрезных тележек или трансбордеров. Однако это влияние трудно учесть и в предварительных расчетах им можно пренебречь.

Расчет судовозных путей. В соответствии с указаниями, приведенными в гл. 10, расчет конструкций судовозных путей производится по первой и второй группам предельных состояний.

К первой группе предельных состояний, определяющих потерю несущей способности расчетной системы, относятся разрушение судовозных путей или опор, а также разрушение скального основания под отдельными опорами.

Судовозные пути на балластном слое, как правило, рассчитывают как балки на упругом основании при действии на них системы расчетных вертикальных нагрузок от колес судовозных тележек. В этих расчетах деформативность основания может характеризоваться или коэффициентом сопротивляемости (постели) K_0 (Винклеровское основание), или упругими характеристиками грунта: модулем деформации E_0 и коэффициентом поперечного расширения Пуассона μ_0.

При расчете по гипотезе Винклеровского основания предполагается линейная связь между осадками балки y и давлением на грунт p в любой точке по ее длине

$$p = K_0 y; \qquad (22.6)$$

где K_0 — коэффициент сопротивляемости основания, МН/м³ (табл. 22.1).

Таблица 22.1

Значения коэффициента сопротивляемости основания K_0

Общая характеристика основания	Грунт основания	K_0, МН/м³
Грунт средней плотности	Песок слежавшийся, гравий насыпной, глина влажная	5...50
Грунт плотный	Песок и гравий, плотно слежавшийся щебень, глина мало й влажности	50...100
Грунт твердый	Трещиноватая скала, известняк, песчаник, мерзлота	200...400
Свайное основание	———	50...150

При расчете определяется упругая характеристика рельсового пути λ, м:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{K}}$$

где K — коэффициент сопротивляемости, Н/м², шпального основания с размерами шпал в плане a×b, расположенных на расстоянии l друг от друга; $K=K_0ab/l$; E, J — модуль упругости рельса и его момент инерции относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести сечения.

В общем виде дифференциальное уравнение четвертого порядка, связывающее прогиб пути y с реакцией основания p, имеет вид

$$EJ_y^{IV} + K \cdot y = p \; ; \qquad (22.8)$$

Решение этого уравнения по методу начальных параметров в виде уравнений эпюр прогибов, углов поворота, моментов и поперечных сил дается в гиперболо-круговых функциях Крылова, которые в зависимости от приведенной координаты $\xi=x/\lambda$ указаны в справочной литературе.

При приближенных расчетах можно пользоваться выражениями для вычисления изгибающего момента в рельсе M_{max}, Н · м, его прогиба y, м, и вертикальной нагрузки на шпалу R_{max}, Н:

$$M_{max} = \frac{P_r \lambda}{4} \; ; \qquad (22.9)$$

$$y = \frac{P_r \lambda^3}{4EJ} \; ; \qquad (22.10)$$

$$R_{max} = \frac{P_r l}{\lambda} \; ; \qquad (22.11)$$

По найденным усилиям проверяют напряжения в рельсе, шпалах*, балластном слое и подстилающем балластном слое грунта основания.

Таким же образом рассчитывают судовозные дорожки в виде железобетонных неразрезных балок на свайном основании, если расстояние между опорами $l \le 3\lambda$.

При больших расстояниях между опорами, когда $l>3\lambda$, неразрезные балки рассчитывают как многопролетные на упругооседающих или жестких опорах по линиям влияния. Следует учитывать, что упругое оседание опор, вызываемое деформациями сжатия материала свай и осадкой грунта под ними, как правило, увеличивает прогибы неразрезных балок и величину изгибающих моментов в них.

Для предварительных расчетов балок средней относительной жесткости, $3<t_0<7$, где $t_0 = \frac{6B_0}{l^3 K_0 F}$, максимальный изгибающий момент в пролете M_{max}, Н м, и максимальная нагрузка на опору N_{max}, Н, могут быть определены по формулам:

$$M_{max} = l \sum P_i \mu_i ; \qquad (22.12)$$

* Шпала рассчитывается как жесткая балка при линейном распределении напряжений в основании

$$N_{max} = \sum P_i \eta_i ; \qquad (22.13)$$

где P_i, — усилие от i-го колеса тележки, Н; μ_i, η_i — ординаты линий влияния, соответствующие нагрузке p_i, (рис. 22.14), B_0 - приведенная жесткость балки и закрепленного на ней рельса.

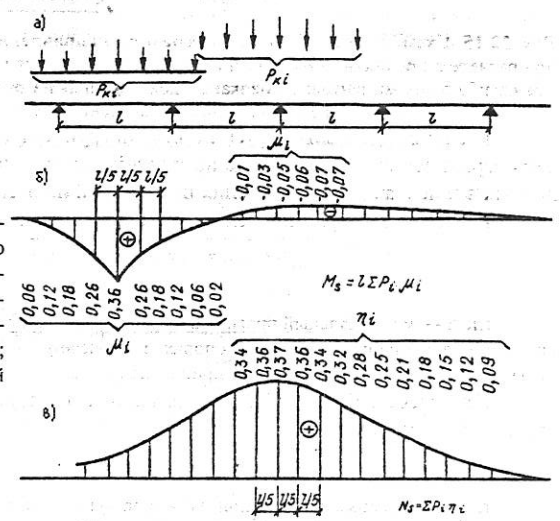


Рис. 22.14. Общий вид и ординаты линий влияния для балок средней жесткости:
а - схема нагрузок; б - линия влияния максимального изгибающего момента в пролете; в - линия влияния максимальной нагрузки на опору; I - расположение нагрузки от тележки для определения момента; II - то же, для определения опорной реакции

Обычно при расстояниях между опорами более 5...8 м проектируют судовозные пути в виде разрезных балок, которые рассчитывают по обычным зависимостям статики сооружений с учетом приведенной жесткости B_0. Сами опоры рассчитывают на действие вертикальной N_{max} и горизонтальной T_{max} нагрузок, последняя из которых определяется как равнодействующая продольных T_i и поперечных $T_{i,i}$ сил сопротивления движению тележки, вычисленных для одной наиболее нагруженной сваи в пределах секции пути или длины судовозной тележки:

$$T_{max} = \sqrt{T_i^2 + T_{i,i}^2} \; ; \qquad (22.14)$$

В результате расчета свайных опор (см. гл. 18) находят их длину, размеры поперечного сечения и площадь арматуры для железобетонных свай, принимая коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$.

Судовозные пути в виде железобетонных плит или балок, лежащих на щебеночном или уплотненном песчаном балластном слое, рассчитывают обычно как балки на упругом основании в условиях пространственной работы с применением решений теории упругости.

После определения усилий в продольном направлении достаточно широкие балки ребристого или таврового сечения рассчитывают в поперечном направлении (рис. 22.15) на равномерно распределенную нагрузку p_{cp}, соответствующую максимальной ординате эпюры реактивного давления p_{max}, полученной из первого расчета на длине балки l = 1 м.

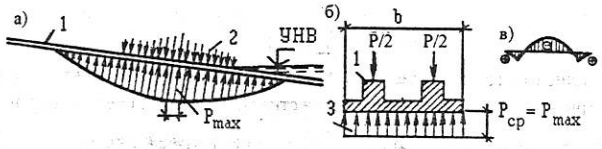


Рис. 22.15. Схема расчета балок в поперечном направлении: а - эпюра реактивного давления при расчете в продольном направлении; б - расчетная схема в поперечном направлении; в - эпюра изгибающих моментов; 1 - балка; 2 - действующая нагрузка от судовозных тележек; 3 - осредненная эпюра реактивного давления грунта

Расчеты судовозных путей по второй группе предельных состояний преследуют цель ограничения деформаций конструкций, а также ширины раскрытия трещин в основных элементах для обеспечения нормальной их эксплуатации и долговечности.

Расчет по деформации ведется на нормативные нагрузки по общей формуле

$$S \le S_u \; ; \qquad (22.15)$$

где S — максимальный прогиб балки, м, определяемый по обычным формулам статики сооружений (для балок на отдельных опорах) или расчетом осадок упругого основания; S_u - предельная величина прогиба балки, м, принимаемая равной 1/600 длины ее пролета l.

При расчете балок на балластном слое сопоставляются не прогибы, а уклоны на отдельных участках пути

$$i \le i_{lim} \; ; \qquad (22.16)$$

где i — максимальный уклон пути, образующийся вследствие разности нагрузок от отдельных колес тележки; определяется методами теории упругости.

При невыполнении одного из условий (22.15), (22.16) необходимо увеличить ширину балки, повысить ее жесткость или улучшить характеристики балластного слоя.

Расчеты основных элементов судовозных путей по образованию и раскрытию трещин производятся для железобетонных конструкций по [11]. При этом требования трещиностойкости предъявляются при воздействии агрессивной среды, а также в суровых климатических условиях. Во всех прочих случаях элементы судовозных путей рассчитывают по ограничению раскрытия трещин в соответствии с требованиями [11] для подводной части и зоны переменного уровня.

§ 102. Типовые решения наклонных судоподъемных сооружений

Самым сложным в исполнении элементом судоподъемных сооружений с наклонной плоскостью, особенно при строительстве их без ограждающих перемычек методом “в воду”, является передовой стапель — подводная часть наклонных судовозных путей. При этом наиболее экономичном способе строительства конструктивные решения судовозных путей имеют ряд характерных особенностей, связанных с необходимостью монтажа сборных железобетонных элементов под водой.

На основании отечественного и зарубежного опыта строительства Гипроречтрансом разработан типовой проект подводного стапеля применительно к гребенчатому поперечному слипу. Типовые решения запроектированы для слипов Г = 150 и Г = 300, рассчитанных на подъем судов со средней интенсивностью нагрузки на 1 м их длины соответственно 1 и 2 МН/м.

Рассмотрены четыре типа конструкций судовозных путей:

1) железобетонные балки, укладываемые на уплотненное песчаное или щебеночное основание (см. рис. 22.8);

2) железобетонные балки, опирающиеся на кусты свай (рис. 22.16);

3) железобетонные плиты шириной 2,5 м и толщиной 0,2 м на щебеночном балласте 50 см;

4) рельсовые пути на шпально-балластном основании с железобетонными шпалами.

Балки на уплотненном песчаном основании рекомендуется применять при залегании в основании путей слабых грунтов, подлежащих замене на глубину не менее 2,5 м. Железобетонные балки и плиты на щебеночной постели и шпально-балластная конструкция, как правило, используются при плотных грунтах основания (среднезернистые и крупнозернистые пески, плотные глины, скальные породы). В сложных геологических условиях, когда в основании подводной части залегают слабые грунты большой мощности, замена которых экономически неоправданна, применяется конструкция судовозных дорожек в виде железобетонных блоков, опирающихся на кусты свай.

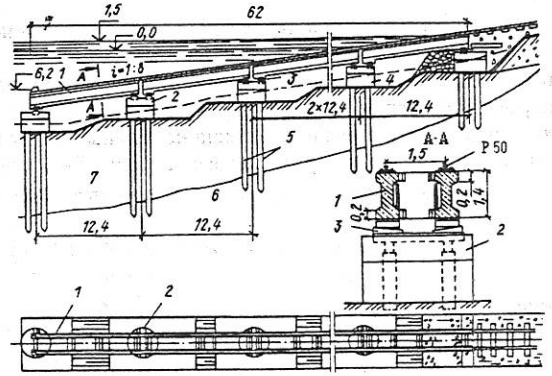


Рис. 22.16. Типовое решение подводной части дорожек на свайном основании: 1 - железобетонные балки с рельсами Р-50; 2 - опорные железобетонные подушки; 3 - клиновые опоры; 4 - железобетонный оголовок; 5 - железобетонные сваи сечением 35 х 35 см; 6 - плотные грунты; 7 - слабые грунты основания

Балки, укладываемые на балластное основание, представляют собой двухребристую плиту шириной 2,2 м, толщиной 0,15 м с двумя ребрами высотой и шириной по 0,3 м. Между ребрами в плите имеются окна размером 1х2,25 м. Балки изготовляют из бетона класса В-40 с напрягаемой и ненапрягаемой стержневой арматурой класса А - III. Вес одного звена балки с рельсом 160 кН.

Щебеночный балласт перед укладкой балок должен быть тщательно выровнен и уплотнен катками. Уплотнение песчаного основания рекомендуется производить глубинным виброуплотнителем до е = 0,6...0,65. Поверхность наклонного стапеля между балками закрепляется от размыва железобетонными плитами толщиной 0,15 м или слоем камня толщиной 0,3 м. В месте сопряжения подводной и надводной частей укладывают распределительную плиту размером 3,5х2,5х0,2 м.

Судовозная дорожка на свайном основании (рис. 22.16) по длине состоит из пяти блоков. Каждый блок собирают из двух предварительно напряженных двутавровых балок высотой 1 или 1,4 м, шириной 0,6 м, соединяемых между собой четырьмя поперечными диафрагмами. Свайная опора представляет собой куст железобетонных свай сечением 0,35х0,35 м, длиной 6...16 м. Опорная подушка бетонируется в два приема: нижняя часть толщиной 1,2 м бетонируется под водой в металлическом кожухе, а верхняя — после откачки воды из кожуха.

По результатам сравнения технико-экономических показателей (табл. 22.3) наиболее экономичной конструкцией по капитальным затратам следует признать железобетонные балки на щебеночном балластном основании, хотя свайное основание обеспечивает более надежную и долговечную эксплуатацию.

Таблица 22.3

Некоторые технико-экономические показатели судовозных дорожек на железобетонных балках (для подводной части длиной 62,5 м) для слипа Г-300

Судовозные пути	Расход стали, т		Расход, м^3		
	общий	в том числе арматуры	бетона	щебня	камня
На щебеночной пост ели	24	8	49	244	—
На уплотненном песчаном основании	24	8	49	18	—
На свайных опорах	76	23	197	110	70

В таблице не приведены данные по шпально-балластным конструкциям, капитальные затраты на строительство которых будут несколько ниже указанных. Однако при этом значительно выше оказываются эксплуатационные затраты на текущий ремонт и обеспечение нормальной эксплуатации.

В проектной практике имеются и более мощные слипы Г-500 с тележками грузоподъемностью 500 т, конструкция которых аналогична слипу Г-300, но с более мощными элементами.

Список литературы

1. Александров Г.М. «Простейшие кладки» изд. Георг. 2000 г.
2. Загрядская А.Н. «Расчет нагрузки от волн на гидротехнические сооружения вертикального профиля» Л. Энергия 1975 г.
3. Нормы технологического проектирования морских портов. РД. 31.3.05 - 97
4. Нормы проектирования морских каналов РД. 31.31.47 - 88
5. Нормы технологического проектирования речных портов М. Транспорт 1992 г.
6. Проектирование причальных набережных СН - РФ 54.1 - 85 МРФ РСФСР М. 1991 г.
7. Руководство по назначению объявленной осадки судов в морских портах РД. 31.63.02 - 83.
8. Смирнов Г.Н. «Океанология» М. Высшая школа 1987 г.
9. СНиП 2.06.04 - 82* Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов).
10. СНиП 2.02.03 - 85 Свайные фундаменты М.
11. СНиП 2.06.08 - 87 Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений.
12. СНиП II - 7 - 81 Строительство в сейсмических районах.
13. СНиП 2.01.07 - 85 Нагрузки и воздействия.
14. СНиП 2.06.01 - 86 Гидротехнические сооружения.
15. СНиП 2.02.01 - 83 Основания зданий и сооружений.
16. СНиП 2.02.02 - 85 Основания гидротехнических сооружений.
17. Спускные и судоподъемные сооружения (В.И Григорьев, Д.В. Марченко, Г.В. Симаков, В.А. Смелов) Л., Стройиздат 1976 г.
18. В.Л. Шадурский «Таблицы для расчетов упругих прямоугольных плит». М. Стройиздат, 1976 г.

СОДЕРЖАНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ ... 3

Глава 1. ПОРТЫ КАК СОСТАВЛЯЮЩАЯ МОРСКОЙ ТРАНСПОРТНОЙ СИСТЕМЫ ... 4

§ 1. Роль транспорта в народном хозяйстве ... 4

§ 2. Порт и его элементы ... 5

§ 3. Классификация портов ... 9

Глава 2. ТЕНДЕНЦИИ И ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ ПОРТОВ ... 12

§ 4. Краткие исторические сведения о развитии портов ... 12

§ 5. Современные тенденции и перспективы развития портов и портовых гидротехнических сооружений ... 16

§ 6. Охрана окружающей среды ... 19

Глава 3. ТЕХНИЧЕСКИЕ И ТРАНСПОРТНО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОРТОВ ... 21

§ 8. Транспортно-экономические характеристики порта ... 32

§ 9. Пропускная способность причала ... 33

Глава 4. ПЛАН ПОРТА ... 36

§ 10. Районирование порта ... 36

§ 11. Плановое расположение причального фронта, оградительных сооружений и входа в порт ... 43

§ 12. Ветровое волнение на акватории порта ... 53

Глава 5. СУДОХОДНЫЕ МОРСКИЕ КАНАЛЫ ... 58

§ 13. Общие сведения о морских путях и каналах ... 58

§ 14. Технические характеристики судоходных каналов ... 63

§ 15. Транспортно-экономические характеристики судоходных каналов ... 70

Глава 6. МЕХАНИЗАЦИЯ ПЕРЕГРУЗОЧНЫХ РАБОТ ... 72

§ 16. Виды грузов, способы упаковки, контейнеризация ... 72

§ 17. Портовые краны и погрузчики ... 81

§ 18. Машины непрерывного действия ... 84

§ 19. Специальное перегрузочное и вспомогательное оборудование ... 86

§ 20. Перегрузка тарно-штучных и лесных грузов ... 88

§ 21. Перегрузка руды, угля и других подобных навалочных грузов ... 93

§ 22. Перегрузка зерна и других подобных мелкозернистых грузов ... 100

§ 23. Перегрузка наливных грузов ... 103

§ 24. Выбор схемы механизации перегрузочных работ ... 106

Глава 7. СКЛАДСКОЕ ОБОРУДОВАНИЕ ПОРТА, УСТРОЙСТВА ДЛЯ ОБСЛУЖИВАНИЯ ПАССАЖИРОВ И ДРУГИЕ ЗДАНИЯ НА ТЕРРИТОРИИ ПОРТА ... 110

§ 24. Портовые склады, их виды и назначение ... 110

§ 25. Склады для штучных грузов и лесоматериалов ... 116

§ 26. Склады для навалочных грузов ... 120

§ 27. Склады для наливных грузов ... 125

§ 28. Определение вместимости и площади складов ... 128

§ 29. Морские вокзалы и другие портовые здания ... 130

Глава 8. ВОДОСНАБЖЕНИЕ, КАНАЛИЗАЦИЯ, ЭЛЕКТРОСНАБЖЕНИЕ И ПРОЧЕЕ ОБОРУДОВАНИЕ ПОРТА ... 133

§ 30. Водоснабжение порта ... 133

§ 31. Канализация порта ... 135

§ 32. Электрическое хозяйство порта ... 137

§ 33. Прочее оборудование порта ... 139

Глава 9. ДЕЙСТВИЕ МОРСКОЙ СРЕДЫ НА МАТЕРИАЛ КОНСТРУКЦИЙ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ ... 142

§ 34. Зоны коррозионного разрушения морских гидротехнических сооружений ... 142

§ 35. Коррозия строительных материалов в морской среде ... 142

§ 36. Защита конструкций морских гидротехнических сооружений от коррозии ... 150

Глава 10. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПОРТОВЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ ... 154

§ 37. Общие положения и классификация портовых гидротехнических сооружений ... 154

§ 38. Особенности портовых гидротехнических сооружений ... 156

§ 39. Нагрузки и воздействия ... 158

§ 40. Основные положения расчета по предельным состояниям ... 164

§ 41. Расчеты несущей способности ... 168

§ 42. Расчет деформаций сооружений ... 174

§ 43. Выбор технического решения при строительстве портов ... 181

Глава 11. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ОБ ОГРАДИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЯХ ... 183

§ 44. Классификация оградительных сооружений ... 183

§ 45. Условия применения оградительных сооружений ... 189

Глава 12. ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНОГО ПРОФИЛЯ ... 193

§ 46. Нагрузки, действующие на оградительные сооружения вертикального профиля ... 193

§ 47. Конструкция и расчет оградительных сооружений гравитационного типа ... 208

§ 48. Конструкция и расчет оградительных сооружений свайного типа ... 250

§ 49. Головы оградительных сооружений вертикального профиля и сопряжение молов с берегом ... 262

Глава 13. ОГРАДИТЕЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ОТКОСНОГО ПРОФИЛЯ ... 266

§ 50. Общие сведения об оградительных сооружениях откосного профиля ... 266

§ 51. Воздействия внешних факторов на оградительные сооружения откосного профиля ... 271

§ 52. Конструкции оградительных сооружений откосного профиля ... 278
§ 53. Устойчивость элементов крепления откосов ... 286
§ 54. Рекомендации по проектированию оградительных сооружений откосного профиля ... 288
§ 55. Конструкция и расчет оградительных сооружений смешанного типа ... 291
Глава 14. СКВОЗНЫЕ И ПЛАВУЧИЕ ВОЛНОЛОМЫ ... 293
§ 56. Сквозные волноломы ... 293
§ 57. Плавучие волноломы ... 296
Глава 15. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЯХ ... 302
§ 58. Классификация причальных сооружений ... 302
§ 59. Нагрузки, действующие на причальные сооружения ... 304
§ 60. Особенности проектирования причальных сооружений ... 310
Глава 16. ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПРИЧАЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ... 311
§ 61. Классификация гравитационных причальных сооружений ... 311
§ 62. Причальные сооружения из массивовой кладки ... 311
§ 63. Причальные сооружения из массивов-гигантов ... 313
§ 64. Причальные сооружения из ряжей ... 315
§ 65. Уголковые набережные ... 316
§ 66. Причальные сооружения из оболочек большого диаметра ... 319
§ 67. Особенности расчета гравитационных причальных сооружений ... 325
Глава 17. ПРИЧАЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ В ВИДЕ ТОНКИХ СТЕНОК ... 328
§ 68. Классификация причальных сооружений в виде тонких стенок. Основные элементы ... 328
§ 69. Конструкции тонких причальных стенок ... 332
§ 70. Анкерные устройства тонких стенок ... 337
§ 71. Расчет незаанкерованных тонких стенок ... 339
§ 72. Расчет заанкерованных стенок ... 341
§ 73. Расчет анкерных устройств ... 349
Глава 18. ПРИЧАЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ С ВЫСОКИМ СВАЙНЫМ РОСТВЕРКОМ ... 355
§ 74. Классификация причальных сооружений с высоким свайным ростверком ... 355
§ 75. Сквозные сооружения ... 356
§ 76. Набережные-стенки ... 361
§ 77. Общие положения проектирования причальных сооружений с высоким свайным ростверком ... 364
§ 78. Особенности расчета экранированных тонких стенок свайных набережных ... 366
§ 79. Приближенные методы расчета причальных сооружений с высоким свайным ростверком ... 370
§ 80. Основы автоматизированных методов расчета ростверков ... 372
§ 81. Перспективные типы конструкций портовых гидротехнических сооружений ... 374
Глава 19. ОТБОЙНЫЕ И ШВАРТОВЫЕ УСТРОЙСТВА ... 379
§ 82. Назначение отбойных и швартовых устройств ... 379
§ 83. Отбойные устройства и их расчет ... 382
§ 84. Швартовые устройства и их расчет ... 394

Глава 20. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О СУДОСТРОИТЕЛЬНЫХ И СУДОРЕМОНТНЫХ ПРЕДПРИЯТИЯХ ... 399
§ 85. Основные виды гидротехнических сооружений судостроительных и судоремонтных предприятий ... 399
§ 86. Организация судоремонта и компоновка судоремонтных предприятий ... 406
§ 87. Расчет числа доковых мест и длины причальной линии судоремонтного завода ... 412
§ 88. Основные требования к компоновке и гидротехнической части проекта судоремонтных и судостроительных предприятий ... 414
Глава 21. ДОКИ ... 415
§ 89. Основные типы доков. Общие сведения и классификация сухих доков ... 415
§ 90. Основные элементы сухого дока ... 416
§ 91. Камеры сухих доков ... 417
§ 92. Затворы сухих доков и конструкция головной части дока ... 423
§ 93. Технологическое оборудование сухих доков ... 425
§ 94. Определение габаритных размеров камеры дока ... 427
§ 95. Гидравлический расчет систем наполнения и опорожнения ... 427
§ 96. Статические расчеты доковых камер ... 428
§ 97. Плавучие доки ... 435

Глава 22. СЛИПЫ ... 441
§ 98. Общие сведения. Основные элементы судоподъемных сооружений ... 441
§ 99. Классификация судоподъемных сооружений ... 443
§ 100. Конструирование отдельных частей слипов ... 447
§ 101. Определение нагрузок и расчет судовозных путей ... 450
§ 102. Типовые решения наклонных судоподъемных сооружений ... 456

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ ... 459