А. В. МИХАЙЛОВ, С. Н. ЛЕВАЧЕВ

ВОДНЫЕ ПУТИ И ПОРТЫ

Допущено
Министерством высшего и среднего
специального образования СССР
в качестве учебника
для студентов высших учебных заведений,
обучающихся по специальности
«Гидротехническое строительство
речных сооружений и гидроэлектростанций»

БИБЛИОТЕКА
Новосибирского института
инженеров водного транспорта

МОСКВА «ВЫСШАЯ ШКОЛА» 1982

ББК 39.41
М69
УДК 626/627(075.8)

Рецензенты:
кафедра гидротехнических сооружений и конструкций Ленинградского института инженеров водного транспорта (зав. кафедрой д-р техн. наук, проф. В. В. Баланин);
проф. В. Б. Гуревич (зам. директора Гипроречтранса).

Михайлов А. В., Левачев С. Н.

М69 Водные пути и порты: Учебник для вузов.— М.: Высш. школа, 1982. — 224 с. ил.

В пер.: 65 к.

В книге приведены общие сведения о водном транспорте, водных путях и портах. Кратко излагаются условия судоходства на естественных водных путях и способы их улучшения. Рассматриваются схемы искусственных водных путей — шлюзованных рек, межбассейновых соединений, судоходных каналов, а также портов на них. Приводятся требования к компоновке и выбору типа судоходных и портовых гидротехнических сооружений, особенности их конструкций, гидравлические и статические расчеты и др.

Предназначается для студентов гидротехнических факультетов вузов, обучающихся по специальности «Гидротехническое строительство речных сооружений и гидроэлектростанций».

М $\frac{3605020000-344}{001(01)-82}$ 114—82

ББК 39.41
6Т4

© Издательство «Высшая школа», 1982

Крупнейшая в мире речная сеть Советского Союза широко используется в качестве внутренних водных путей для перевозки грузов и лесосплава. Протяженность используемых для судоходства рек и искусственных водных путей постоянно возрастает.

Решениями XXVI съезда КПСС и Основными направлениями экономического и социального развития СССР на 1981—1985 гг. и на период до 1990 г. предусмотрено дальнейшее развитие водных путей, особенно в восточных и северных районах страны, а также строительство крупных гидроузлов комплексного назначения, позволяющих решать задачи энергетики, водного хозяйства и речного транспорта.

Учебник по краткому курсу «Водные пути и порты» написан в соответствии с утвержденной программой для студентов специальности «Гидротехническое строительство речных сооружений и гидроэлектростанций».

Учитывая строительную направленность подготавливаемых инженеров-гидротехников, в учебнике наиболее полно освещены особенности конструкций и расчетов судоходных шлюзов, каналов и портовых сооружений на искусственных водных путях, значительное количество которых возводится при строительстве гидроузлов комплексного назначения. Вопросы увеличения судоходных глубин на свободных реках изложены весьма кратко, а по судоподъемным сооружениям и морским портам приводятся только общие понятия.

Главы I—V написаны лауреатом Государственной премии СССР, заслуженным строителем РСФСР, д-ром техн. наук, проф. А. В. Михайловым, главы VI—VII — канд. техн. наук, доц. С. Н. Левачевым.

Авторы выражают благодарность рецензентам — профессорам Ленинградского института водного транспорта В. В. Баланину, А. И. Чекреневу, В. К. Штенцелю и д-ру техн. наук В. Б. Гуревичу — за замечания по рукописи.

Все пожелания, направленные на улучшение книги, просьба присылать в издательство по адресу: Москва, К-51, Неглинная ул., 29/14.

Авторы

ГЛАВА I

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ВОДНЫХ ПУТЯХ И ПОРТАХ

§ I.1. ОСНОВНЫЕ ВИДЫ ВОДНЫХ ПУТЕЙ И ПОРТОВ

Водный транспорт осуществляет перевозки грузов и пассажиров по водным путям между портами на них. Основную часть грузов и пассажиров перевозят по водным путям на судах разного вида; лишь некоторые лесные грузы, обладающие достаточной плавучестью, перемещаются по водным путям на плаву.

Водные пути — это используемые для различных перевозок водные пространства — океаны, моря, озера, образуемые речными гидроузлами водохранилища и подпертые бьефы, и водотоки (реки, их притоки и каналы).

Порты — комплексы гидротехнических и береговых сооружений со специальным оборудованием, предназначенные для выполнения погрузочно-разгрузочных и других судовых операций.

Водные пути принято разделять на внешние и внутренние, а порты — на морские и речные (на внутренних водных путях), к которым обычно относят и порты (пристани) в устьях рек, на озерах, водохранилищах и каналах.

Внешние водные пути — моря и океаны — ввиду больших глубин используются для судоходства в основном в естественном состоянии. Лишь на подходах к морским портам, расположенным на мелководных прибрежных участках или в устьях рек, где глубины недостаточны для прохода судов с большой осадкой, в состав внешних водных путей входят искусственные участки — морские каналы. К искусственным внешним водным путям относятся также соединительные каналы между морями и океанами (например, Суэцкий канал между Средиземным и Красным морями). Морские перевозки по внешним водным путям принято разделять на заграничные, обслуживающие внешнюю торговлю (экспорт и импорт), и каботажные (внутренние), совершаемые между портами одной страны.

Внутренние водные пути подразделяют на естественные и искусственные. Естественными внутренними водными путями являются свободные реки и озера. Грузы на небольших судах можно перевозить в верховьях крупных рек и по их притокам даже при глубинах 0,6—0,7 м. Сплав же круглого леса — перемещение его на плаву — по рекам бывает целесообразным при еще меньших меженных глубинах. В связи с этим естественные водные пути могут быть судоходными или только сплавными. Длина сплавных рек

значительно (в СССР более чем в 2 раза) превышает длину рек, используемых для судоходства.

На реках расходы воды в межень, а следовательно, и судоходные глубины уменьшаются вверх по течению. К крупным же промышленным центрам и экономическим районам, определяющим формирование грузооборота, во многих случаях подходят или только приближаются верховья или притоки крупных рек. Глубины на этих реках в бытовом их состоянии часто не соответствовали требованиям развивающегося судоходства. В этих случаях для увеличения судоходных глубин на реках проводят путевые работы (дноуглубительные, регуляционные). Однако возможности увеличения судоходных глубин на свободных реках ограничиваются гидрологическими условиями, а целесообразные пределы этого увеличения — и экономическими факторами. Бассейны рек, впадающих в разные моря, разделены водоразделами, что ограничивает водные перевозки грузов пределами этих бассейнов. Таким образом, речная сеть во многих случаях не обеспечивает, даже при проведении на ней работ по улучшению судоходных условий, возможности водных перевозок грузов между различными экономическими районами. Все это вызывает необходимость создания в ряде случаев искусственных водных путей или их отдельных участков — строительство речных гидроузлов, судоходных каналов и межбассейновых водотранспортных соединений.

На водных путях в последние годы широко применяют суда смешанного плавания «река — море», которые могут выходить через устья рек в море и плавать до расположенных на нем портов или входить в устья других рек. Их используют, в частности, для перевозки грузов между советскими портами в волжском речном бассейне и многими (более 120) морскими портами на Балтийском, Северном, Средиземном и других морях. По некоторым искусственным водным путям, в том числе по р. Св. Лаврентия после шлюзования ее к Великим озерам США, ходят и морские суда. Такой искусственный морской канал, как Панамский, проложен между Атлантическим и Тихим океаном по долинам рек, через водораздел между ними. Из сказанного следует, что деление искусственных водных путей на внешние и внутренние несколько условно.

§ I.2. КРАТКИЕ ИСТОРИЧЕСКИЕ СВЕДЕНИЯ О РАЗВИТИИ ВОДНЫХ ПУТЕЙ И ПОРТОВ

За четыре тысячелетия до н. э. в бассейне Средиземного моря, где уже давно существовало судоходство, в дельте р. Нил возник порт А-Ур (в районе существующего г. Александрия). Портостроение получило развитие в период существования Римской империи, когда были созданы порты в Венеции, Генуе, Тире, Остии (около устья р. Тибр) и др. [2]. Более чем за пять веков до н. э. был прорыт канал от р. Нил к Красному морю.

В Западной Европе с XII по XIV в. н. э. был построен ряд морских и речных портов, а от судоходных рек к промышленно раз-

вивающимся и торговым городам стали строить открытые судоходные каналы. Камерные шлюзы на судоходных каналах, позволившие судам преодолевать небольшие перепады, обусловленные рельефом местности по трассе каналов, стали строиться с XV в. В это время в России существовали пристани — морские, в Холмогорах, Корсуни (Крым) и речные в Новгороде, Киеве и др.; с XVI в. началось образование Архангельского порта.

В России в начале XVIII в. при Петре I было создано первое шлюзованное водное соединение — Вышневолоцкая система, дававшая небольшим судам возможность выходить с Волги к Балтийскому морю; положено начало созданию портов в Санкт-Петербурге, Азове и других городах, расширялся Архангельский порт. В дальнейшем были построены такие воднотранспортные системы, как Тихвинская, Мариинская и другие с деревянными сооружениями на них, стали развиваться порты — Ростов-на-Дону, Одесский и др.

Со второй половины XIX в., после создания паровых судов, во всем мире стали интенсивно развиваться водные перевозки. Буксировка ими барж позволила отказаться от «бечевой» тяги их с речных берегов (бурлаками, лошадьми). В Западной Европе, Северной Америке и других странах был построен ряд морских, в том числе устьевых, портов. В России были созданы Новороссийский, Виндавский, Владивостокский и другие морские порты, а также ряд речных портов — в Самаре, Перми и др. К этому времени относятся и первые крупные путевые работы для улучшения судоходных условий и увеличения судоходных глубин на свободных реках и на подходах к портам.

С конца XIX в. были начаты работы по созданию новых искусственных водных путей: в Германии новые участки Среднегерманского канала, каналы Липпе, Рейн-Герне и др. В США построили несколько судоходных каналов и шлюзовали верхние участки ряда рек — Огайо, Миссисипи и др. Новые судоходные каналы создали во Франции и Бельгии. Были сооружены Суэцкий и Панамский каналы.

В России с увеличением габаритов были реконструированы густо шлюзованная часть Мариинской системы (между Онежским и Белым озерами) и Северо-Двинская система (между Шексной и Сухоной). Были шлюзованы малонапорными ($H \leqslant 3$ м) транспортными гидроузлами с разборными судоходными плотинами реки Шексна, Москва, Северный Донец, частично Ока. На Волге, Днепре и других реках стали выполняться для увеличения судоходных глубин крупные дноуглубительные и выправительные работы.

В дальнейшем, в ряде зарубежных стран, преимущественно в Северной Америке и Западной Европе, продолжалось создание новых искусственных водных путей и участков их, особенно при развившемся строительстве каскадов гидроэнергетических узлов сооружений с водохранилищами. Среди них следует отметить глубоководный путь по р. Св. Лаврентия и гидроузлы с судоходными шлюзами на реках Колорадо и Дунае.

С развитием международной торговли стал расти морской вод-

ный транспорт. Общее количество грузов, перевозимых морем во всем мире, превысило 3 млрд. т в год (более половины их нефтепродукты); из них доля СССР составила более 10%. Для переработки грузов было построено и расширено большое число морских портов. Более 60 из них имеют годовой грузооборот свыше 10 млн. т. У самых крупных портов (Нью-Йорк, Роттердам, Новый Орлеан и др.) грузооборот составил более 100 млн. т; у некоторых устьевых портов речной грузооборот достигал 50% и даже более от общего. Возрастал в ряде стран и объем перевозок грузов речным транспортом по внутренним водным путям; он увеличился за последние 20 лет в США почти в 1,5 раза и в СССР более чем в 2 раза.

Годовой грузооборот наших крупнейших портов (Новороссийского, Одесского и др.) превысил 20 млн. т, а у 200 морских и речных портов он составлял более 1 млн. т в год.

Гидротехническому строительству в СССР Коммунистическая партия и правительство нашей страны оказывали большое внимание, начиная с первых лет после Великой Октябрьской социалистической революции. Уже в 1918 г. В. И. Ленин подписал Декрет о строительстве Волховской ГЭС, в состав сооружений которой входит судоходный шлюз напором около 12 м, введенный в эксплуатацию в 1926 г. В следующие годы в составе Нижне-Свирской ГЭС был возведен первый крупный шлюз того же напора на глинистых грунтах и в составе Днепровской ГЭС им. В. И. Ленина трехкамерный шлюз с полным перепадом на нем 36 м, последний обеспечил сквозное плавание судов по Днепру до устья (в обход порогов). В те же годы между Белым морем и Онежским озером вошел в эксплуатацию Беломорско-Балтийский канал с 19 судоходными шлюзами, создавший выход к морю судам с Волги (через Мариинскую систему). В последующие довоенные годы были сооружены канал им. Москвы комплексного назначения (судоходство, водоснабжение, энергетика) с 10 судоходными шлюзами на нем, и Верхневолжские (Угличский и Рыбинский) энергетически-транспортные гидроузлы.

В 1952 г. вошел в строй действующих крупнейший Волго-Донской комплекс гидротехнических сооружений (воднотранспортных, энергетических и мелиоративных), который дал выход водному транспорту из волжского бассейна в Черное море. Затем на равнинных реках европейской части СССР (Волге, Днепре и др.) были возведены каскады энергетически-транспортных гидроузлов напором 15—30 м, которые образовали водохранилища и превратили эти реки в искусственные глубоководные пути. Также был сооружен новый участок Волго-Балтийского водного пути им. В. И. Ленина между Онежским озером и Рыбинским водохранилищем на Волге (заменивший устаревшую Мариинскую систему). Таким образом были созданы основные звенья Единой глубоководной системы внутренних водных путей европейской части СССР, соединившей бассейны Белого, Балтийского, Каспийского, Азовского и Черного морей.

На сибирских реках Оби и Иртыше в отдельных гидроузлах основного энергетического назначения Новосибирском, Бухтарминском и Усть-Каменогорском (с напорами до 67 м) были возведены судоходные шлюзы. В составе Красноярского гидроузла на Енисее построен первый в СССР судоподъемник, который позволил судам преодолевать перепад уровней до 100 м. В Средней Азии на Каракумском канале возведены шлюзы, позволившие использовать его для судоходства. Судоходные шлюзы с подходами к ним построены и в ряде гидроузлов основного ирригационного назначения (на Амударье, Кубани).

В эти же послевоенные годы велись крупные работы по улучшению судоходных условий на свободных реках, с применением для этого усовершенствованного состава и новых способов путевых работ. Это позволило увеличить гарантированные судоходные глубины и длительность навигации на большинстве из них. Так, при одновременном регулировании стока реки вышележащим водохранилищем эти глубины возросли на нижнем Дону (после сооружения Николаевского гидроузла) с 1,4 до 3,4 м.

Длина эксплуатируемых внутренних водных путей доведена с 60 (в 1917 г.) до 145 тыс. км, в том числе искусственных с 3 до 20 тыс. км. При этом длина этих водных путей превысила длину таковых в США, а также во всех странах Западной Европы более чем в 2 раза; более, чем в этих странах, и длина искусственных водных путей СССР.

Большинство существовавших в дореволюционное время морских (Ленинградский, Новороссийский, Одесский и др.) и речных (Киевский, Пермский, Волгоградский и др.) портов были после Октябрьской революции и затем после Отечественной войны расширены, в соответствии с ростом грузооборота и судоходных глубин на подходах к ним, с реконструкцией и сооружением на многих из них новых причалов. Были построены новые морские порты: Ильичевский, Сочинский, Беломорский, Игарский, Дудинка, Находка, Советская Гавань и др. Были сооружены новые порты и на внутренних водных путях — речные Усть-Донецкий, Усть-Кут, Тобольский, Сургут и другие, а также большое число портов на вновь созданных водохранилищах — Казанский, Саратовский, Тольятти, Балаковский, Цимлянский и др.

В ближайшие пятилетия будут продолжаться работы по улучшению судоходных условий на свободных реках, расширению и строительству речных портов на них, особенно в Сибири. Длина искусственных водных путей будет увеличиваться в основном за счет водохранилищ новых гидроузлов энергетически-транспортного и другого комплексного назначения, а в более отдаленной перспективе также при создании межбассейновых водных соединений по переброске на юг части стока северных и сибирских рек.

Перевозки грузов через моря и океаны между странами разных континентов совершаются в основном (более чем на 98%) водным транспортом. С развитием воздушного флота из пассажирских перевозок за морским транспортом остались преимущественно туристические, переселенческие и местные (между близкими портами и пристанями) перевозки.

Внутри континентов и стран грузы могут перемещаться из одних пунктов в другие всеми видами транспорта: железнодорожным, водным, воздушным, автомобильным или последовательно двумя и более видами транспорта. При плановом социалистическом хозяйстве для каждого груза наивыгоднейшую транспортную схему выбирают исходя из общей народнохозяйственной целесообразности, оцениваемой обобщенным показателем — суммарной стоимостью перевозки, учитывающей все расходы по транспорту и перевозимым грузам [9, 12].

Основными техническими особенностями перевозок грузов по внутренним водным путям являются относительно небольшая скорость движения по ним судов и сезонность перевозок грузов. Удельное (на 1 т перевозимого груза) сопротивление движению судов по внутренним водным путям ограниченной глубины при небольших скоростях в несколько раз меньше, чем железнодорожных вагонов по рельсам и тем более автомобильного транспорта по дорогам. Но при увеличении скорости движения водоизмещающих судов по воде сопротивление ему растет очень быстро и при обычных в настоящее время для железнодорожных составов высоких технических скоростях движения становится даже больше, чем у последних. Поэтому на внутренних водных путях даже самоходные грузовые суда плавают с относительно небольшими скоростями, редко превышающими в спокойной воде 20—22 км/ч.

Техническим преимуществом водных путей перед другими видами транспорта является возможность перевозки по ним крупногабаритных грузов. Например, доставка по водным путям огромных рабочих колес гидротурбин от заводского причала в Ленинграде через Северный морской путь до строившихся Красноярской и Саяно-Шушенской ГЭС.

Основной и существенный недостаток внутренних водных путей состоит в сезонности перевозок по ним грузов в связи с перерывами между навигациями на зимний период, когда реки покрыты льдом. Перерыв перевозок на зиму тем больше, чем севернее расположен водный путь. Так, длительность навигации на Северной Двине составляет всего 5—6 месяцев, на Волге — 7—8 месяцев и лишь на таких реках, как Дунай,— 10—11 месяцев. Однако в последние годы получены реальные результаты по продлению навигации (на 0,5—1,0 и более месяца) ледокольными работами.

Зимний перерыв в навигации заставляет складировать на это время часть грузов, что требует соответствующих площадей порто-

вых территорий и складских помещений и вызывает дополнительные капиталовложения и эксплуатационные затраты.

Для освоения и улучшения судоходных условий естественных водных путей — свободных рек и озер — требуются по сравнению со строительством железных и автомобильных дорог, а также магистральных нефтепроводов небольшие капиталовложения. Лишь для создания искусственных водных путей — межбассейновых воднотранспортных соединений и шлюзования мелководных рек — требуются крупные удельные капиталовложения (на 1 км пути, 1 т-км перевозок грузов), соизмеримые (а иногда и превышающие) с затратами на строительство железной дороги или автомобильной магистрали, по которым можно перевозить то же количество грузов. Однако капиталовложения по ним относятся, по существу, ко всей длине глубоководных путей, которые при этом образуются.

Стоимость погрузки в суда и выгрузка из них грузов составляет тем большую часть общей стоимости перевозки груза, чем меньше расстояние между пунктами отправления и назначения. К причалам на водных путях (и от них) грузы при малых расстояниях подвозят не водным, а автомобильным транспортом. В СССР средняя дальность водных перевозок грузов речным флотом в последние годы составляла свыше 500 км, а на магистральных водных путях — около 1000 км.

Кроме дальних перевозок по водным путям всех категорий на любые, даже короткие, расстояния перевозятся грузы в районах, в которых между пунктами отправления и назначения нет железных и автомобильных дорог, например во многих районах Сибири и Дальнего Востока, в которых реки являются пока единственными путями сообщения, если не считать весьма дорогих для перевозки грузов воздушных путей.

Указанные выше транспортные особенности внутренних водных путей обусловливают перевозку по ним преимущественно массовых навалочных и сыпучих грузов — угля, руды, нерудных, строительных и других подобных материалов, погрузка и выгрузка которых легко механизируется и относительно дешева, а для хранения их в межнавигационный период не требуются складские помещения. Эти грузы составляют бóльшую часть перевозок по внутренним водным путям (в последние годы более 60% общего объема перевозок). По внутренним водным путям перевозится в плотах также значительная часть круглого леса, а по направлениям, по которым нет магистральных нефтепроводов, и нефтегрузы.

В целом по СССР грузы, перевозимые по внутренним водным путям речным флотом общего пользования, составляют в последнее время (по данным за 1980 г.) около 14%, а вместе с перевозимыми ведомственным флотом — около 16% грузов, перевозимых по железным дорогам. При этом более 60% этих грузов приходится на Единую глубоководную систему водных путей европейской части СССР, хотя протяженность ее составляет менее 15% всех судоходных рек страны.

Дальние перевозки пассажиров по внутренним водным путям и вдоль морских побережий на обычных теплоходах совершаются по сравнению с другими видами транспорта весьма медленно. Вместе с тем продолжают развиваться местные пассажирские перевозки на скоростных судах (на подводных крыльях и на воздушной подушке), двигающихся со скоростью до 100 км/ч, между близко расположенными (примерно до 500 км) портами и пристанями.

§ 1.4. СУДА, ТЯГА И ЛЕСОСПЛАВ

Суда классифицируются: по району (условиям) плавания; по назначению; по способу перемещения; по виду поддерживающих сил при движении.

По району плавания, характеризующемуся определенным ветровым и ледовым режимом, суда разделяют на следующие основные категории: морские (неограниченного, ограниченного и арктического плавания); внутреннего плавания; смешанного плавания типа «река — море» (курсирующие по рекам с ограниченным выходом в моря).

Суда внутреннего плавания подразделяют на разряды, которым присвоены буквенные обозначения: речные облегченного типа (для малых рек и верховий крупных) — Л, речные (для крупных рек) — Р, озерные (для больших озер и водохранилищ) — О; суда типа «река — море» — М.

Деление судов на категории и разряды и установление района их плавания производится специальными судоходными организациями — Регистром СССР и речными регистрами.

По назначению суда (кроме военных кораблей) подразделяют на транспортные — грузовые, грузопассажирские и пассажирские; суда-буксиры и толкачи; служебно-вспомогательные; технического флота; специальные. Грузовые суда, в свою очередь, подразделяют на сухогрузные и наливные (для перевозки жидких нефтепродуктов). Пассажирские и грузопассажирские с перевозкой срочных грузов суда транзитного и местного сообщения различаются вместимостью — от многопалубных каютных судов до судов пригородного сообщения. Буксирные суда служат для перемещения ими по водным путям составов несамоходных грузовых судов. Служебно-вспомогательные суда (портовые и шлюзовые буксиры-толкачи, ледоколы, катера судоходной обстановки, плавучие мастерские и т. д.) обслуживают водный транспорт. В состав технического флота входят дноуглубительные снаряды и суда, выполняющие путевые и эксплуатационные (изыскательские, обстановочные и др.) работы, плавучие краны. К специальным относятся суда рыболовные, экспедиционные, паромы и др.

По способу перемещения грузовые суда разделяют на самоходные и несамоходные. Доля грузов (сухогрузных и наливных), преимущественно массовых, перевозимых на несамоходных судах, составляет в СССР теперь около половины общего их количества.

По виду поддерживающих сил при движении самоходные суда

бывают водоизмещающими и с надводными корпусами — на подводных крыльях или воздушной подушке.

Основными размерами судна, или, как их называют в судостроении, размерениями, являются его длина, ширина, высота борта, надводная высота и осадка.

Длина l_o и ширина судна b_o равны расстояниям по горизонтали между точками пересечения вертикальной продольной и поперечными плоскостями его с поверхностью воды при полной грузовой осадке; эту длину и ширину называют расстояниями между перпендикулярами. Наибольшие длина l_c и ширина b_c судна, которые являются габаритными размерами его, равны расстояниям по горизонтали между крайними по длине и поперечному (обычно миделевому) сечению корпуса точками судна (рис. I.1).

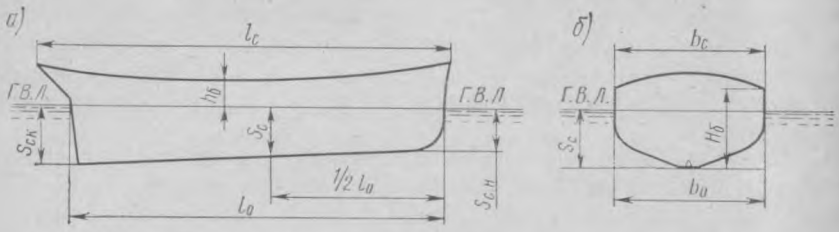


Рис. I.1. Основные и габаритные размерения судна:
а—продольный разрез по оси; *б*—поперечный разрез по миделевому сечению

Высотой борта судна $H_б$ называется размерение его по вертикали в миделевом (среднем) сечении от килевой до бортовой линии.

Наибольшей осадкой судна s_c называется расстояние по вертикали между поверхностью воды и нижней кромкой киля судна с полным грузом. Осадкой судна порожнего $s_{с.п}$ является это же расстояние при отсутствии на судне груза. Кроме того, различают осадку носом $s_{с.н}$ и кормой $s_{с.к}$. В случае $s_{с.к} > s_{с.н}$ судно имеет дифферент на корму. При переходе судна из реки в море и обратно осадка его изменяется на величину Δs_c соответственно плотности пресной и морской воды, которая в среднем на 2—3% больше.

Соотношения между приведенными выше основными размерениями судна являются важными для водных путей характеристиками его форм. Отношение длины судна к высоте его борта на грузовых суднах внутреннего плавания различно: у самоходных до 30, у несамоходных до 40. Отношение l_o/b_o характеризует условия движения судов; чем больше это отношение, тем судно быстроходнее. У пассажирских судов это отношение обычно равно 7—9, у грузовых судов — 5—7.

Наибольшая надводная высота судна $h_н$, являющаяся для искусственных сооружений на водном пути габаритным размером, равна расстоянию от поверхности воды до верха мачт судна в порожнем состоянии.

Водоизмещение судна (массовое) в полном грузе W численно равно (в пресной воде) объему подводной части судна, м³:

$$W = \delta_c l_o b_o s_c, \qquad (I.1)$$

где δ_c — коэффициент полноты водоизмещения судна с полным грузом (для грузовых самоходных судов $\delta_c \approx 0{,}8$; для несамоходных — $\delta_c \approx 0{,}9$; для пассажирских — $\delta_c \approx 0{,}7 \div 0{,}75$).

Для оценки условий плавания судов по искусственным водным путям, в ограниченной воде (по глубине и ширине), из других показателей, характеризующих форму корпуса судна, наибольшее значение имеет коэффициент полноты площади миделевого сечения судна β_c, равный отношению площади подводной его части ω_c к площади описывающего ее прямоугольника $b_o s_c$. У грузовых судов внутреннего плавания, имеющих весьма полные очертания миделевого сечения, $\beta_c = 0{,}96 \div 0{,}98$.

Грузоподъемностью судна G_c называют вес груза, который судно может принять. Различают полную и чистую грузоподъемности судов. Первая численно (в т) равна водоизмещению судна с полным грузом за вычетом его в порожнем нерабочем состоянии, а вторая — за вычетом его в порожнем рабочем состоянии, т. е. при наличии на судне полного запаса топлива, воды и др. Полная и чистая грузоподъемности несамоходных судов практически равны.

Грузоподъемность транспортных судов с полным грузом, т,

$$G_c = \gamma_в \delta_o l_o b_o s_c - \gamma_в \delta_{c.п} l_o b_o s_{c.п} \approx \delta_c l_o b_o (s_c - s_{c.п}), \qquad (I.2)$$

где $\gamma_в$ — объемная масса пресной воды; $\delta_{c.п}$ — коэффициент полноты водоизмещения судна в порожнем состоянии при осадке $s_{c.п}$.

Грузоподъемность эксплуатируемых судов зависит от судоходной глубины на водном пути и на подходах к портам h_c, с которой она связана следующей примерной зависимостью: $G \approx f(h_c^3)$.

Грузоподъемность наибольших морских нефтеналивных судов достигла в основном в связи с быстрой насосной загрузкой и разгрузкой их к настоящему времени 300 тыс. т при осадке до 22 м (у отдельных судов до 600 тыс. т). В условиях перевозок нефтепродуктов из портов Советского Союза их производят морские суда водоизмещением до 200 тыс. т с осадкой до 17 м.

У судов внутреннего плавания наибольшие грузоподъемности типовых наливных и сухогрузных судов достигают 6 тыс. т при осадке до 4 м, у отдельных нетиповых судов до 10 тыс. т. Технические характеристики этих судов приведены в «Справочнике по серийным судам» [32].

Способы тяги несамоходных судов. Существуют два способа тяги несамоходных судов по внутренним водным путям — буксирная и береговая. В настоящее время основной из них является буксирная тяга.

Буксирная тяга, при которой несамоходные суда перемещаются самоходным судном, бывает двух видов — за буксиром на канате или перед толкачом (рис. 1.2). Буксирное судно вместе с букси-

руемыми им судами называется *буксирным составом* или *составом судов.*

За буксирным судном другие суда состава ведутся на стальном канате, передний конец которого крепится на буксирном судне, а задний — на буксируемых несамоходных судах. Во избежание увеличения сопротивления движению буксирного состава, вызываемого отбрасываемой движителем буксирного судна струей воды, длину буксирного каната принимают наибольшей возможной по радиусу кривых на судовом ходе длины (на водохранилищах и озерах — до 150 м). При буксировке составов за буксиром по рекам против течения и по водохранилищам суда счаливают гибко одно за другим (рис. I.2, *а*); при буксировке их на реках по течению суда иногда счаливают в два-три ряда бортами друг к другу (рис. I.2, *б*).

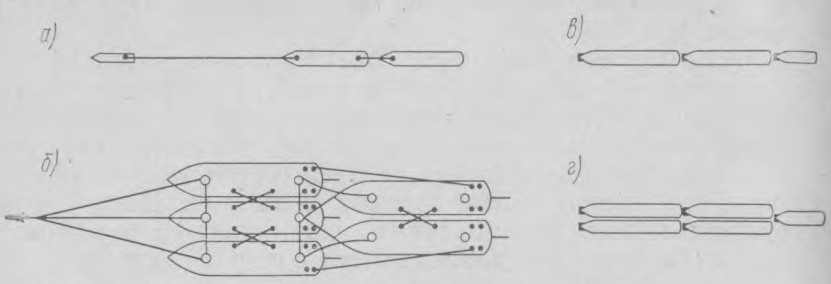


Рис. I.2. Расположение несамоходных судов в составах за буксирным судном на длинном канате:

а—при движении против течения; *б*—при движении по течению; *в, г*—перед буксиром-толкачом

При передвижении счаленного состава судов толкачом (которым может быть и самоходное судно) он размещается непосредственно за несамоходными, на заднее из которых он передает тяговое усилие через упорные конструкции (рис. I.2, *в, г*). Однотипные суда размещают в составе симметрично. При разных типах судов в составе непосредственно перед толкачом стремятся ставить самые крупные наиболее нагруженные суда. Мощность судов-толкачей, работающих на внутренних водных путях, достигает 3 тыс. кВт.

Меньшее сопротивление движению и большая маневренность толкаемых составов привели к широкому распространению этого более экономичного вида тяги, которым перемещаются на внутренних водных путях СССР более 80% составов несамоходных судов.

Составы несамоходных судов собирают на искусственных водных путях с учетом того, чтобы их не переформировывать или возможно проще переформировывать перед судопропускными сооружениями. Суммарная грузоподъемность судов таких составов достигает 20 тыс. т.

Береговая тяга судов с помощью канатов механическими двигателями (паровозами, позднее тракторами, тепло- и электровозами) широко применялась в прошлом на судоходных каналах. Но на

современных искусственных водных путях судоходные каналы сооружаются в большинстве случаев только между образованными гидроузлами бьефами. Поэтому береговая тяга имеет на них весьма ограниченное применение (например, для проводки плотов и судов через многокамерные шлюзы).

Лесосплав. Условия сплава круглого леса по естественным и искусственным водным путям — только сплавным или также и судоходным — значительно отличаются. При этом они обычно изменяются вдоль водного пути (реки).

Существуют два основных вида сплава леса: молевой и плотовый.

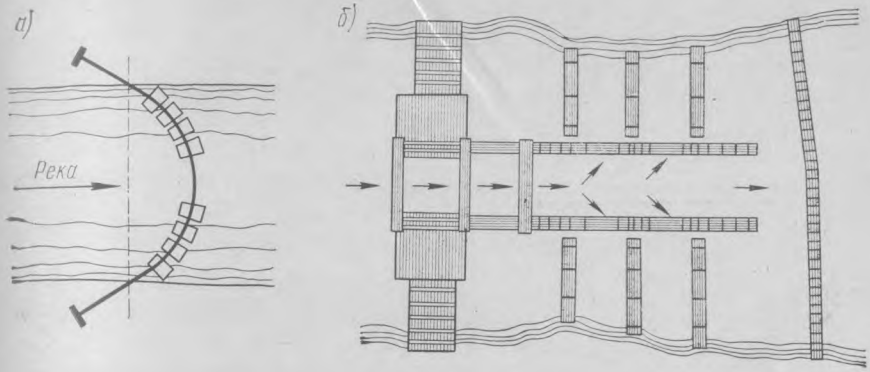


Рис. I.3. Коренные запани:
а—простая; *б*—с сортировочным двором

При молевом сплаве несвязанные между собой бревна или коротье (поленья) плывут россыпью по течению реки. Он распространен в основном в верховьях речных бассейнов, на небольших реках и притоках крупных рек. Ввиду затруднений и опасности, которые плывущий лес создает для судоходства, молевой сплав на судоходных реках не допускается [24]. Недостатками молевого сплава являются: потери леса, часть которого тонет по пути сплава, ухудшение качества части древесины вследствие попеременного нахождения ее в воде и в обсушенном виде, засорение рек затонувшей древесиной, что отрицательно влияет на качество воды в них. В связи с этим проводятся мероприятия по постепенному прекращению молевого сплава, в первую очередь на реках, имеющих значение для рыбного хозяйства и водоснабжения.

Конечными пунктами молевого сплава обычно являются устьевые участки притоков, места пересечения рек железными дорогами, расположения лесопромышленных предприятий или начало судоходных участков рек. В них возводят постоянные лесоудерживающие наплавные сооружения — коренные запани (рис. I.3, *а*), предназначенные для задержки леса. У них иногда устраивают лесную гавань с сортировочными дворами — отдельными участками аква-

тории, огражденными плавучими бонами, в которых сортируют лес и на плаву составляют плоты (рис. I.3, *б*).

Плотовой сплав распространен на средних и крупных сплавных и судоходных реках, каналах, озерах и водохранилищах.

По несудоходным рекам может производиться самосплав без управления («вольницей») небольших плотов, который заканчивается, как и молевой, у лесопромышленных предприятий или в начале судоходных участков рек.

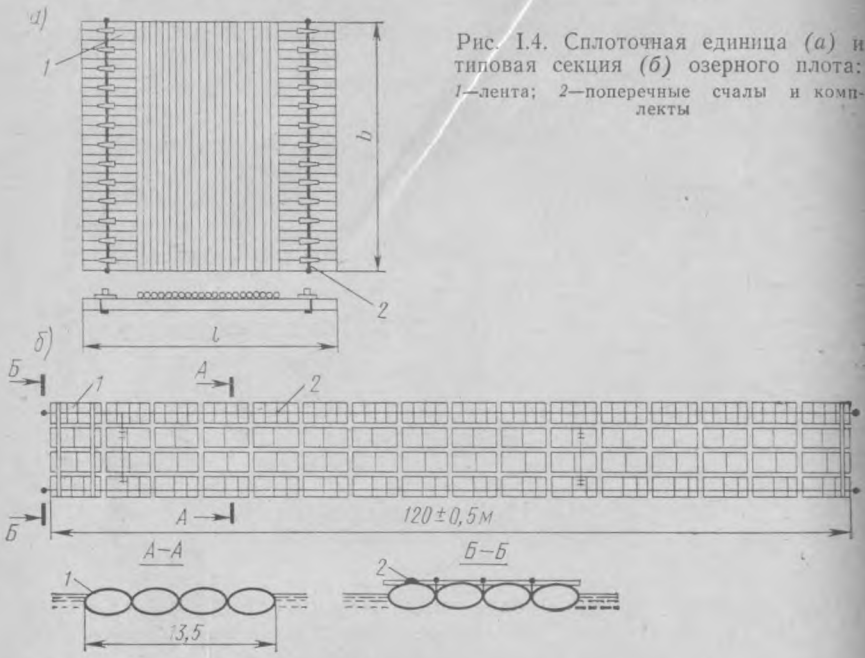


Рис. I.4. Сплоточная единица (*а*) и типовая секция (*б*) озерного плота: *1*—лента; *2*—поперечные счалы и комплекты

Для плотового сплава древесину связывают в зимний и весенний периоды в *сплоточные единицы* (рис. I.4). Наиболее распространенной сплоточной единицей является *пучок* — группа бревен, соединяемая проволокой или стальным канатом при помощи сплоточных механизмов на берегу или на воде. Плоты собирают из сплоточных единиц в ленты (линейки) и секции. *Лента* представляет собой ряд пучков (плиток), соединенных друг с другом по длине стальными канатами. *Секцией* называется часть плота, в которой в поперечном направлении расположены и связаны между собой пучковые ленты (в большинстве случаев от 3 до 12).

Самосплав плотов возможен при скоростях течения не менее 0,5—0,6 м/с. Для управления движением такого плота, которое на судоходных реках обязательно, применяют лоты, цепи-волокуши, якоря и реи. Вследствие небольшой скорости движения (около 50—70 км/сут) и тяжелой работы с громоздким такелажем плотовой команды самосплав плотов сокращают и по большинству крупных

рек плоты в настоящее время буксируют. По озерам, подпертым бьефам и водохранилищам буксировка плотов ввиду малых скоростей течения на них обязательна.

Размеры плотов зависят от путевых условий рек, по которым их сплавляют. На самых крупных реках они имеют длину до 400 м, ширину до 75 м и осадку до 2 м. На искусственных водных путях размеры плотов принимают в зависимости от габаритов судоходных каналов и судопропускных сооружений (см. далее § III.2).

В водном транспорте леса на плаву преобладает (около 60%) плотовой сплав. Но после сооружения на Волге, Днепре и других реках энергетически-транспортных гидроузлов и превращения их в ряд озеровидных бьефов сплав по ним плотов стал затруднителен; пропуск плотов через судоходные шлюзы происходит медленно, что сокращает их пропускную способность; увеличились потери леса при штормах. В связи с этим плотовой сплав леса по шлюзованным рекам начал сокращаться и больший удельный вес стали приобретать перевозки по ним леса, в том числе пиленого, в судах. При этом пропуск плотов с Волги по межбассейновым воднотранспортным соединениям прекращается.

§ I.5. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ СУДОХОДСТВА К ВОДНЫМ ПУТЯМ

Классификация внутренних водных путей. Габариты судовых ходов на водном пути, а также глубины на нем должны соответствовать размерениям, осадке и составам наибольших плавающих по нему судов и плотов. *Судовым ходом* называется непрерывная полоса водного пространства на входящих в состав водного пути реках, озерах и морях, а также подпертых бьефах и водохранилищах, в пределах которой обеспечены заданные габариты — ширина и глубина.

Внутренние водные пути подразделяются по своему транспортному значению на четыре категории: сверхмагистрали, магистрали, пути местного значения и малые реки (табл. I.1).

Таблица I.1

Категория водного пути	Глубина судового хода		
	наименьшая гарантированная		используемая флотом в среднем за навигацию, м
	м	обеспеченностью, %	
I — сверхмагистрали	Более 2	99	Более 3
II — магистрали	1,1—2,6	98	1,65—3
III — пути местного значения	0,6—1,4	97	1—1,65
IV — малые реки	0,45—0,8	95	До 1,0

Главнейшей характеристикой водного пути является судоходная глубина h_c, определяющая осадку судов s_c. Другие габариты водных путей, необходимые для пропуска по ним наибольших судов с этой осадкой, при современных отношениях длины и ширины

их к наибольшей осадке судов (см. § I.4) обеспечиваются и на естественных и на искусственных водных путях, как правило, значительно легче, чем судоходные глубины. Поэтому внутренние водные пути СССР подразделяют на категории только по судоходным глубинам на них. При этом учитывают как наименьшие гарантированные судоходные глубины, которые поддерживаются на данном водном пути или участке его путевыми работами в течение всей навигации, так и глубины, используемые флотом в среднем за навигацию. *Гарантированными* называются судоходные глубины на данном водном пути или участке его при наинизшем навигационном, «проектном», уровне воды с определенной обеспеченностью по продолжительности, различной для водных путей разных категорий. При установлении этого уровня на устьевых участках рек учитываются сгонные явления на них, а при впадении рек в приливные участки морей также понижение уровня воды в реках при отливах.

Длительностью навигации $T_{нав}$ считается период времени между началом выхода судов из затонов (мест зимнего отстоя) и концом захода в них (ледостава), а за расчетную длительность ее $T_{нав.р}$ принимается средняя многолетняя длительность этого периода с учетом удлинения навигации на водных путях с большими грузооборотами путем разрушения ледяного покрова ледоколами (см. § I.3). На ряде малых рек судоходство возможно только во время половодья и следующего за ним периода относительно высоких расходов воды. Длительность навигации на таких реках иногда не превышает двух-трех месяцев.

Скорости течения. На водном пути скорости течения существенно влияют на условия судоходства, а в отдельных случаях даже исключают возможность его. При движении судов по мелководью — на перекатах и в прорезях — с приближением скорости его к скорости движения волн возмущения, когда $v=\sqrt{gh_c}$, сопротивление ему резко увеличивается; эта скорость называется *первой критической*. В связи с этим скорость движения водоизмещающих судов не превосходит

$$v_c=0{,}9v_{кр}=0{,}9\sqrt{gh_c}. \qquad (I.3)$$

Скорость движения судов и составов относительно берега без учета влияния на нее условий движения судов вычисляют по формуле

$$v_{с.б}\approx v_c \pm v_{т.э}, \qquad (I.4)$$

где $v_{т.э}$ — эксплуатационная скорость течения по судовому ходу. Эта скорость изменяется как вдоль реки, так и во времени в зависимости от режима расходов воды и уровней в реке. На большинстве крупных равнинных рек СССР она составляет: в межень на перекатах 0,5—1,5 м/с, в половодье 1,5—2 м/с.

Предварительно можно принимать эксплуатационную скорость $v_{т.э}=4/3v_{т.ср}$, т. е. равной средней скорости течения по живому сечению реки при данном уровне воды в ней.

С увеличением эксплуатационных скоростей течения уменьшаются скорости движения судов вверх по течению (относительно берега) и возрастает стоимость перевозки грузов. В связи с этим взводное судоходство обычно целесообразно при средних эксплуатационных скоростях течения на реке до 2—2,5 м/с. Но оно может быть и при скоростях 3 м/с и более, если участки реки с такими скоростями имеют небольшое протяжение (например, на р. Дунае). При скоростях, превышающих 4 м/с, из-за трудности маневрирования судами небезопасным становится и спускное (вниз по течению) грузопассажирское судоходство.

Судоходные глубины. Для безопасного движения судов необходимо иметь достаточный слой воды между днищем судна и поверхностью грунта по судовому ходу. Это условие выражается следующей общей зависимостью между наименьшей судоходной глубиной $h_{\text{с.мин}}$ на данном участке водного пути и наибольшей осадкой плавающих по нему судов $s_{\text{с.макс}}$:

$$h_{\text{с.мин}} = s_{\text{с.макс}} + \Delta s_{\text{с}} + \Delta s_{\text{д}} + \Delta s_{\text{в}}, \tag{I.5}$$

где $\Delta s_{\text{с}}$ — минимальный (килевой) запас под днищем судна; $\Delta s_{\text{д}}$ — увеличение осадки судна при движении; $\Delta s_{\text{в}}$ — запас глубины на волну.

Наименьший запас глубины под днищем судна $\Delta s_{\text{с}}$ необходим для того, чтобы оно не задело за случайные неровности поверхности грунта. Величина этого запаса, который увеличивается при скальных грунтах (соприкосновение с выступами которого вызывает повреждение корпуса судна), а также для судов с осадкой более 1,5 м, равна согласно правилам плавания [24] от 0,1 до 0,3 м.

Увеличение осадки наибольшего расчетного судна длиной $l > 75$ м (на корму) при движении его по мелководью или прорези может приближенно приниматься

$$\Delta s_{\text{д}} \approx 0{,}035 v_{\text{с}}. \tag{I.6}$$

При движении или отстое судов на озерах, водохранилищах, в бьефах и других акваториях требуется дополнительный запас глубины на волну. Величина этого запаса

$$\Delta s_{\text{в}} = 0{,}3 h_{\text{в}} - \Delta s_{\text{с}} > 0, \tag{I.7}$$

где $h_{\text{в}}$ — расчетная высота волны [8].

Выбор оптимальной для данного участка водного пути судоходной глубины $h_{\text{с}}$ производится на основании соответствующих технико-экономических расчетов, при которых для каждого варианта глубин определяют «приведенные» затраты [9, 12] по пути и флоту и, суммируя их, наивыгоднейшую при принятом объеме перевозок судоходную глубину на данном участке реки. При бо́льшем объеме перевозок путевые затраты остаются без изменения, а затраты по флоту увеличиваются; при этом оптимальной становится уже другая, бо́льшая глубина пути [9]. На основе такого рода рас-

четов, а также общих транспортных соображений составляются перспективные схемы развития водных путей речных бассейнов.

Дифференцированные гарантии глубин. При высоких уровнях воды в реках суда могут плавать в течение определенной части навигации с осадками больше гарантированных и, следовательно, перевозить больше грузов с меньшими удельными затратами. В связи с этим в настоящее время на свободных реках применяют дифференцированные гарантии судоходных глубин, которые поддерживают на судовом ходу при разных уровнях воды на опорном водомерном посту. Для построения кривой дифференцированной гарантии судоходных глубин используют графики $h_c = f(H)$ за последние (не менее пяти лет) навигации от времени появления вывесок глубин до наступления низких меженных уровней, их огибающие и среднюю (рис. I.5). Через точки *а* и *б* на огибающих кривых и точки на средней кривой, соответствующей обычно судоходной глубине с обеспеченностью около 75%, проводят кривую $h_{c.гар} = f(H)$ (кривая *5*). Эту кривую можно уточнить на предстоящую навигацию по данным прогнозов о характере половодья.

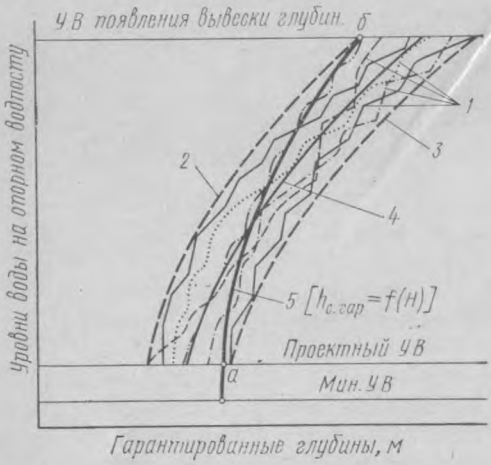


Рис. I.5. Графики судоходных глубин:
1—$h_c = f(H)$ за отдельные годы; 2, 3 — огибающие; *4*—средняя кривая; *5*—кривая дифференцированной гарантии

Ширина судового хода. На водном пути ширина судоходного хода должна обеспечивать безопасные и достаточно удобные условия движения и разминования наибольших судов, составов судов и плотов с полной грузовой осадкой при минимальном навигационном уровне воды. На разных участках водных путей ширина судового хода B_o зависит от установленного порядка движения — двустороннего или одностороннего, от бокового воздействия ветра и течения и от кривизны судового хода. Ширина двустороннего судового хода на прямолинейных участках рек, в которых нет течения и заметного бокового воздействия ветровых волн, должна быть при наибольшей грузовой осадке судов (рис. I.6, *а, б*):

$$B_o \geqslant b_{ст1} + b_{ст2} + \Delta b_c + 2\Delta b_б, \qquad (I.8)$$

где $b_{ст.1}$ и $b_{ст.2}$ — ширина наибольших расходящихся судов, составов судов или плотов; Δb_c и $\Delta b_б$ — соответственно запасы между судами (плотами), а также между ними и откосами грунта.

По условиям безопасности движения судов $\Delta b \geqslant 0{,}2 b_{ст}$ и $B_o \geqslant 2{,}6 b_{ст}$. При одностороннем движении запас между судами и бе-

регом увеличивают в 1,2—1,3 раза. При скальных откосах Δb увеличивают на $(0{,}1 \div 0{,}15)\, b_{ст}$. В подводных прорезях шириной $B_{пр}$, бровки которых судоводители не видят, величину Δb обычно повышают до $(0{,}35 \div 0{,}4)\, b_{ст}$.

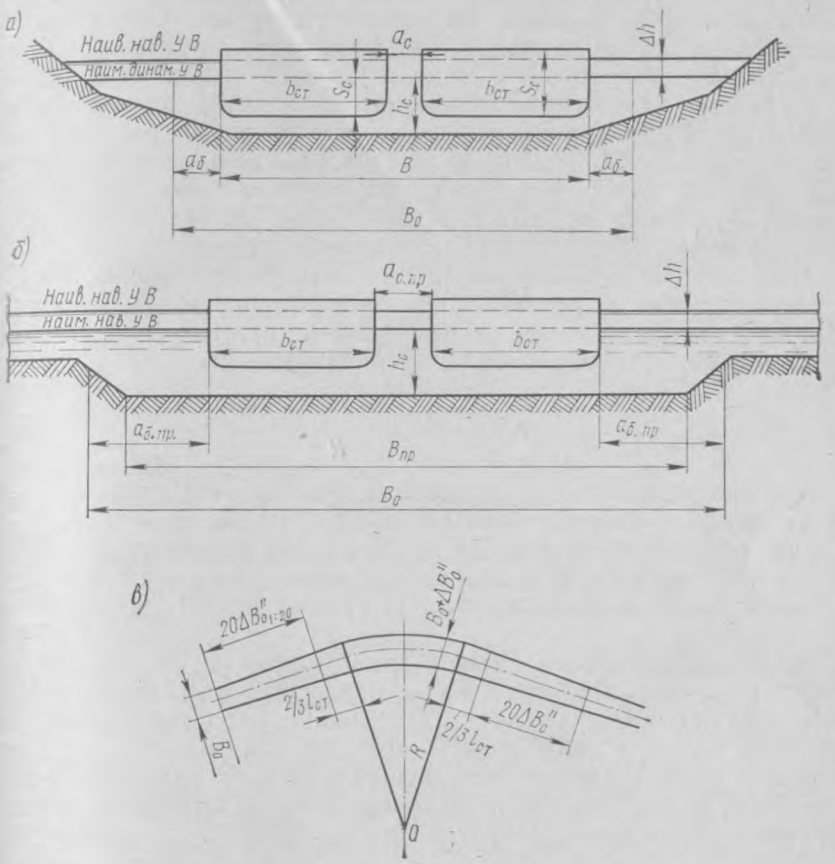


Рис. I.6. Ширина судовых ходов:
а—в узких реках; *б*—в подводных прорезях; *в*—на кривых

Ширина прямолинейных судовых ходов с двусторонним движением на участках рек, на которых направление течения не совпадает с судовым ходом, а также на широких бьефах определяется с учетом дрейфа судов (сноса их с курса) под действием косого течения воды и бокового ветра. В этом случае

$$B_{о.в} \geqslant 2(l_{ст} \sin \Theta_д + l_{ст} \cos \Theta_д + 0{,}3\, b_{ст}), \qquad (I.9)$$

где $\Theta_д$ — угол дрейфа;

$$\Theta_д = \operatorname{arctg} \frac{0{,}025 v_{в.поп} + v_{т.поп}}{v_{ст.мин}};$$

$v_{в.поп}$ и $v_{т.поп}$ — наибольшие поперечные составляющие расчетной скорости ветра $v_в$ и течения, м/с; $v_{ст.мин}$ — наименьшая скорость движения составов несамоходных судов за буксирами относительно воды.

Радиусы закруглений и уширения судового хода на кривых. Самоходные суда, а также жестко счаленные толкаемые составы несамоходных судов длиной $l_{ст}$ могут свободно двигаться по криволинейным судовым ходам с радиусом круговых кривых $R_{мин} \geqslant 4l_{ст}$. При буксировке же гибко счаленного (по длине) состава несамоходных судов длиной по $l_с$ радиус кривых судового хода не должен быть меньше $R=5l_с$. Уменьшение этих радиусов на затруднительных для трассировки участках судовых ходов и каналов до величины $R_{мин}$, равной $3l_{ст}$ или $3l_с$, допускается только при обосновании технико-экономической целесообразности этого.

Для свободного, с нормальными запасами по ширине, прохода судов и составов их по криволинейным судовым ходам ширина их должна быть увеличена против ширины на прямых (рис. I.6, *а, б*). Необходимая величина этого уширения [24]

$$\Delta B_0'' = 2 \cdot 0{,}35 \frac{l_{ст}^2}{R}. \qquad (I.10)$$

Так как длина жестко счаленного толкаемого состава $l_{ст}$ обычно значительно больше длины наибольшего несамоходного судна $l_с$, она в большинстве случаев и определяет наименьший допустимый радиус кривых, а также необходимые уширения судовых ходов на кривых разного радиуса. На кривых $R > 20l_{ст}$ судовые хода не уширяют.

Надводные габариты водного пути. Свободная высота над наивысшим расчетным уровнем воды, перекрываемая сверху какими-либо сооружениями, и ширина судоходных пролетов мостов (разборчатых плотин) должны быть достаточными для безопасного пропуска судов и сплава леса. Эти габариты определяют для водных путей разных категорий в соответствии с «Нормами проектирования подмостовых габаритов на судоходных и сплавных реках

Таблица I.2

Категория водного пути	Высота габарита, м		Ширина габарита $B_г$, м	
	$h_н$	на границе габарита по ширине $h_{н.б}$	для пролета низового направления при наличии лесосплава	для пролета взводного направления при наличии лесосплава и для обоих направлений при ограниченном лесосплаве
I — сверхмагистрали	Не менее 13,5	Не менее 5	Не менее 140	Не менее 120
II — магистрали	10—12,5	3,5—4	120—140	80—100
III — местного назначения	7—10	2—2,5	60—80	40—60
IV — малые реки	3,5	1—1,5	20—40	10—20

и основными требованиями к расположению мостов» НСП 103—52, табл. I.2.

Высота габарита $h_н$ отсчитывается от максимального расчетного навигационного уровня воды, который определяется способами, изложенными в НСП 103—52; но при проектировании искусственных водных путей его часто с небольшим запасом просто отсчитывают от максимальных навигационных уровней, принимаемых для водных путей разных категорий с вероятностью превышения от 1

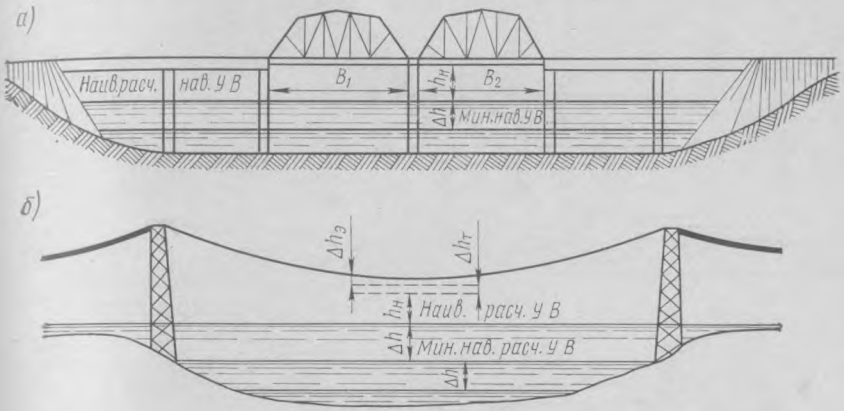


Рис. I.7. Надводные габариты при пересечении водного пути:
а—мостом; *б*—воздушной линией электропередач

до 5% [4]; ширина габарита $B_г$ определяется на минимальном расчетном (меженном) навигационном уровне (рис. I.7, *а*). Снижение высоты и ширины габарита на водных путях до указанных в табл. 1.2 наименьших их значений допускается только по согласованию с заинтересованными ведомствами.

При определении надводных габаритов на пересечениях водных путей воздушными проводными линиями (рис. I.7, *б*) необходимо учитывать возможные провисания линий $\Delta h_{пр}$ вследствие температурных и других воздействий, а для линий электропередач также требуемый электротехническими правилами запас $\Delta h_э$ над наиболее возвышающимися мачтами судов, равный от 2 до 6 м в зависимости от напряжения на линии.

ГЛАВА II

ЕСТЕСТВЕННЫЕ ВОДНЫЕ ПУТИ И УЛУЧШЕНИЕ СУДОХОДНЫХ УСЛОВИЙ НА НИХ

§ II.1. СУДОХОДСТВО НА ЕСТЕСТВЕННЫХ ВОДНЫХ ПУТЯХ

Для нормального судоходства на осваиваемых участках рек должны быть протрассированы судовые ходы, проведены дноочистительные работы и установлена судоходная обстановка.

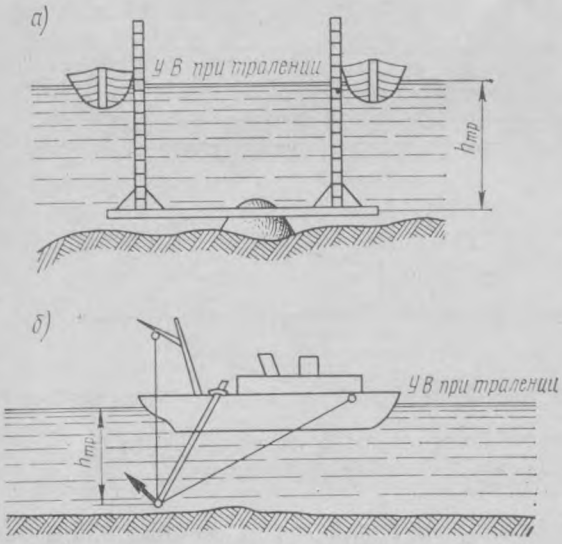


Рис. II.1. Жесткие тралы:
а—промерная рама; *б*—судовой трал

Начальный судовой ход трассируют исходя из наименьших радиусов $R_{мин}$ закруглений русла, существующих на реке. При этом гарантированную судоходную глубину $h_{с.гар}$ принимают равной глубине на нормирующем (с наименьшими глубинами на его гребне) перекате, а гарантированную ширину B_0'' — равной ширине русла в наиболее узком месте (на уровне грузовой осадки судов s_0).

Дноочистительные работы на свободных реках заключаются в удалении естественных (затонувших стволов деревьев, больших камней и т. п.) и искусственных (остатков мостов, мельничных плотин и т. п.) препятствий. Препятствия на судовом ходе обнаруживают тралением. Траление сплошное и местное (на перекатах, у размытых берегов и т. п.) производят также периодически с помощью гибкого (мягкого) или жесткого трала (рис. II.1, *а*). В последние годы получили распространение суда, на которых тралящим органом является рама, нижняя поперечина которой опускается на заданную глубину (рис. II.1, *б*). Задевая за препятствия, поперечина автоматически сбрасывает буек. Обнаруженные препятствия удаляют специальными дноочистительными снарядами (судами), имеющими поворотные подъемные краны и компрессорную установку для подачи воздуха водолазам, которые должны осмотреть намеченные к удалению препятствия и застропить их. Извлеченные препятствия транспортируют оборудованными для этого шаландами

на незатопляемые берега. Крупные подводные препятствия, например камень-одинец большого размера, обычно удаляют в зимнее время взрыванием.

Судоходная обстановка на реках. Назначение судоходной обстановки на свободных реках — это указание направления и границ судовых ходов — транзитных и вспомогательных (подходных к портам и пристаням, затонам и промышленным объектам); обозначение расположенных на судовых ходах или вблизи них подводных и надводных сооружений или препятствий; информация судоводителей о состоянии пути.

Судоходная обстановка бывает освещаемая, устанавливаемая на реках с круглосуточным движением судов, и неосвещаемая или светоотражающая, устанавливаемая на реках с дневным движением судов. В настоящее время на реках СССР более 70% длины судовых ходов оборудовано освещаемой обстановкой. Обстановку на реках подразделяют также на меженную и весеннюю (на реках, на которых в период длительных высоких вод суда плавают частично вне основного русла по более коротким трассам, прокладываемым по протокам и над низкой поймой).

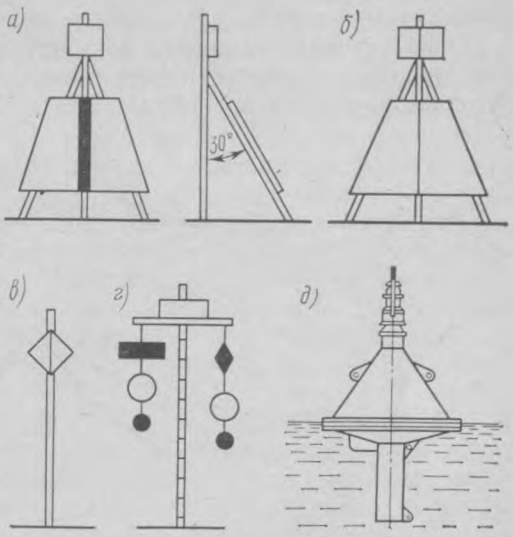


Рис. II.2. Основные знаки судоходной обстановки

Знаки судоходной обстановки бывают береговыми и плавучими.

К береговым относятся створные, перевальные, ходовые, весенние, мостовые знаки, а также перекатные (сигнальные), семафорные и другие мачты.

Знаки линейных створов (рис. II.2, *а*) выставляют по два по продолжению судового хода на берегу — задний знак на 1—2 м выше переднего (щелевой створ — см. § III.7). Перевальные знаки (рис. II.2, *б*) указывают следующие друг за другом направления судового хода при переходе его с одного берега к другому. Ходовые знаки (рис. II.2, *в*) служат для указания направления судового хода вдоль того берега, на котором они установлены. Весенние знаки устанавливают на мысах, островах и других затопляемых высокими водами местах, глубина у которых недостаточна для плавания судов. Мостовые знаки служат для обозначения пролетов для про-

хода судов и плотов сверху и снизу. Перекатные (сигнальные) мачты (рис. II.2, *г*) служат для указания глубины и ширины судового хода условными знаками (прямоугольными, ромбовидными и шарами). Другие мачты дают разные информации, в том числе о подводных сооружениях (подводном кабельном и трубопроводном переходе, водозаборе и др.).

Для обозначения границ судового хода в необходимых случаях устанавливают плавучие знаки обстановки: буи (рис. II.2, *д*), бакены и вехи. Буи применяются на магистральных реках, буи и баке́ты — на средних; а бакены и вехи на малых реках; ими ограждают главным образом участки судовых ходов, которые не могут быть обозначены створами или в дополнение к ним.

Типы, основные размеры и конструкции береговых навигационных знаков, а также технические требования к их конструкции, изготовлению и установке обусловлены ГОСТами на них.

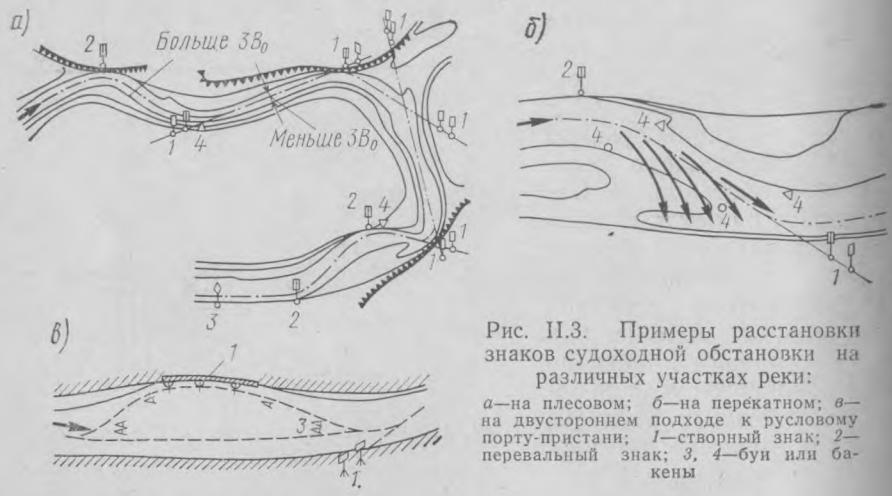


Рис. II.3. Примеры расстановки знаков судоходной обстановки на различных участках реки:

а—на плесовом; *б*—на перека́тном; *в*—на двустороннем подходе к русловому порту-пристани; *1*—створный знак; *2*—перевальный знак; *3, 4*—буи или бакены

Береговые знаки устанавливают с учетом обеспечения хорошей их видимости по проектным схемам и они практически постоянны (рис. II.3, *а*). На перека́тных участках судового хода, направленного от одного берега к другому, размещают плавучие знаки, количество которых (до 4—6) зависит от соотношения длины корыта переката $L_к$ и ширины судового хода на нем B_0'', а также от наличия поперечных свальных течений (рис. II.3, *б*).

На широких озерах и в устьях рек применяют две основные системы расстановки плавучих знаков — латеральную и осевую; первую — преимущественно на мелководных, вторую — на глубоководных участках с широкими судовыми ходами (см. далее рис. III.21).

В темное время на знаках судоходной обстановки зажигаются (в основном автоматически) огни разного цвета (белые, зеленые,

красные) и разного типа (постоянные, проблесковые) согласно действующей инструкции [14].

Плавучую обстановку выставляют также на подходах к портам-пристаням (рис. II.3, *в*) и мостам; на вспомогательных судовых ходах знаками ограждают мели и стрелки, расположенные между ними и транзитными судовыми ходами.

§ II.2. УЛУЧШЕНИЕ СУДОХОДНЫХ УСЛОВИЙ ДНОУГЛУБЛЕНИЕМ

Основным способом увеличения и поддержания судоходных глубин и других габаритов судового хода является дноуглубление — удаление грунта с судового хода механическими средствами. В некоторых случаях оно сочетается с выправлением (регулированием) русла — возведением регуляционных сооружений, изменяющих гидравлический режим и вызывающих размыв грунта на судовом ходу (см. § II.3). Дноуглублением выполняют судоходные прорези, преимущественно подводные, в пределах перекатов как на транзитных судовых ходах, так и вне транзита — на подходах к портам и пристаням, у входов в затоны и т. п.

Судоходные прорези бывают эксплуатационные и капитальные. Эксплуатационные прорези выполняют для обеспечения на перекатах в течение всей навигации заданных габаритов судового хода. Их подразделяют на восстановительные и ремонтные. Восстановительные прорези служат для удаления наносов, отложившихся на перекатах в пределах судового хода во время половодья; а ремонтные — во время межени.

Капитальные прорези выполняют для создания новых судовых ходов на перекатах с недостаточными радиусами закруглений судового хода, со свальным течением или неустойчивым судовым ходом, на котором поддерживать необходимые глубины эксплуатационным дноуглублением затруднительно или требуются большие объемы работ.

Прорези на перекатах проектируют по возможности прямолинейными или с большими радиусами закруглений; входы в прорези и выходы из них для удобства судоходства иногда расширяют. В пределах прорезей не должно быть значительных (более 0,2—0,3 м/с) свальных течений. Прорези в размываемых грунтах должны быть по возможности устойчивыми в отношении заносимости; отвалы грунта из прорези не должны засорять судовой ход на нижележащем перекате; прорезь и отвалы из нее должны совместно улучшать или, по крайней мере, сохранять судоходное состояние переката.

На средних и особенно малых реках дополнительное живое сечение $\Delta\omega$, образуемое прорезью, составляющее значительную часть бытового живого сечения реки в межень $\omega_м$, вызывает изменение уровня воды и глубины h_c на перекате (рис. II.4) и активно воздействует на режим потока и деформацию русла. На больших реках получаемое в результате устройства прорези дополнительное живое сечение русла $\Delta\omega$ относительно невелико по сравнению с

живым сечением в межень $\omega_м$. В таких случаях только комплекс дноуглубительных и выправительных работ может вызвать активное воздействие их на поток и русло реки.

Заносимость прорезей на равнинных реках, русла которых сложены легкоразмываемыми грунтами, зависит от русловых процессов, происходящих на данном участке реки. Поэтому при трассировании судоходных прорезей на перекатах тщательно изучают и анализируют сезонные и многолетние колебания уровня воды и переформирования русла в пределах рассматриваемого участка реки [3]. Степень заносимости прорезей зависит также от расположения отвалов грунта, извлекаемого из них. Поэтому их следует



Рис. II.4. Изменение уровней воды и судоходных глубин при дноуглублении на перекатах:
а—продольный профиль; *б*—поперечный профиль

использовать для перекрытия протоков и второстепенных рукавов, наращивания кос и побочней и т. п.

Трассирование эксплуатационных прорезей зависит от типа переката, в частности от устойчивости вблизи него русла реки. На перекатах — перевалах, на которых плёсовые лощины не заходят друг за друга, а широкое корыто их, ограниченное незатопляемыми в межень верхним и нижним побочнями, имеет направление, составляющее небольшой (менее 40°) угол с осью меженного русла, прорезь трассируют по сравнительно хорошо выраженной линии наибольших глубин, близко совпадающей с динамической осью потока (рис. II.5, *а*). На перекатах с затонской частью, на которых плёсовые лощины заходят друг за друга, а сравнительно узкое корыто, ограниченное побочнями, имеет направление, составляющее большой (более 40°) угол с осью меженного русла, прорезь должна пересекать вал переката. В большинстве случаев судовой ход через нижнюю часть вала, который отделяет от нижней плёсовой лощины затонскую часть переката, получается более пологим и удобным для судоходства (рис. II.5, *б*). На сложных перекатных участках, представляющих собой соединение нескольких

перекатов разного типа (рис. II.5, *в*), плёсовые лощины между ними имеют обычно малую емкость, а меженные уровни воды на верхних перекатах часто подпираются в бытовых условиях нижними; поэтому при разработке прорезей на нижних перекатах возможно снижение уровней воды на верхних. Для улучшения судоходных условий на сложных перекатах иногда повышают отвалами грунтов из прорезей наиболее низкие участки побочней перекатов и закрепляют их легкими выправительными сооружениями и посадками. На перекатах-россыпях обычно наиболее устойчивы криволинейные судовые ходы с устройством по ним местных прорезей и закреплением выделенных побочней (рис. II.5, *г*). Однако схемы дноуглубительных работ на перекатах такого типа весьма индивидуальны.

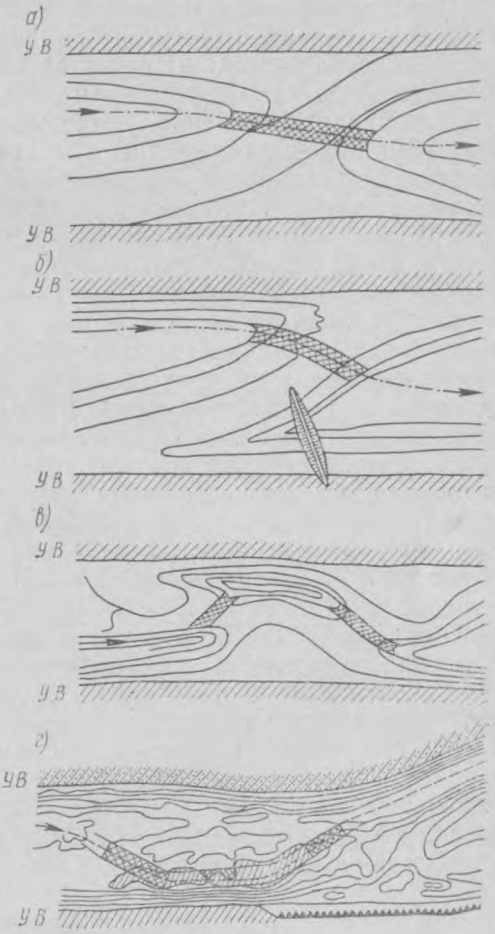


Рис. II.5. Расположение дноуглубительных прорезей:

а—на перекате-перевале; *б*—на перекате с затонской частью; *в*—на сложном перекате; *г*—на перекате-россыпи

Трассирование капитальных прорезей требует предварительного тщательного изучения гидрологических данных (режима уровней и скоростей), руслового режима переката (гранулометрического состава наносов, переформирования русла), выполненных на нем ранее путевых работ и их эффективности [3]. На основе этого анализируют причины неустойчивости глубин или судового хода, прогнозируют ожидаемые в ближайшие годы переформирования русла, намечают возможные варианты улучшения судоходных условий. Затем проектируют (в сложных случаях с проведением модельных исследований) прорези, отвалы грунта и выправительные сооружения, необходимые для обеспечения устойчивости прорези и уменьшения ежегодного эксплуатационного землечерпания.

Капитальные прорези предпочтительнее располагать у берега реки, к которому направлены большие поверхностные скорости потока. Направление их должно согласовываться с очертанием ведущего трудноразмываемого берега, которое определяет направления течения высоких вод. При трассировании относительно крупных (по сравнению с меженным живым сечением) прорезей необходимо устанавливать: изменение кривых свободной поверхности и распределения расхода и скоростей воды по ширине потока после выполнения прорези; деформации русла [3, 31]. Для расчета деформаций русла обычно пользуются балансовым способом, которым можно приближенно определить среднее уменьшение глубины прорези после ее разработки. В сложных случаях проводят лабораторные исследования на жестких и размываемых моделях.

Периоды и способы выполнения дноуглубительных работ зависят от гидрологических и геологических особенностей данного участка реки, применяемых технических средств и условий их использования. Из гидрологических факторов наибольшее влияние на проведение дноуглубительных работ оказывают условия падения уровней воды на спаде весеннего половодья (с учетом деформации при этом гребней перекатов). Расчетный график его обычно строят исходя из обеспеченности 75% основных определяющих его величин: пика половодья, даты его наступления, начала подготовительного периода $t_{подг}$ и продолжительности или конца его (при уровне, при котором судоходная глубина падает ниже гарантированной, рис. II.6, *а, б*).

Способы разработки прорезей и типы дноуглубительных снарядов назначают в зависимости от вида грунта. При этом начало работы снарядов (землесосов, землечерпалок и др.) в подготовительный период определяется глубиной опускания их рам и всасов от уровня воды до дна прорези (рис. II.6, *в*), а производительность их зависит от толщины разрабатываемого ими слоя грунта, условий удаления его и использования для образования отвалов [3]. Все это определяет необходимую интенсивность дноуглубительных работ.

На водных путях СССР работает более 400 дноуглубительных снарядов разных типов. Объем выполняемых ими дноуглубительных работ превышает 300 млн. м³ в год.

§ II.3. ВЫПРАВЛЕНИЕ РУСЕЛ РЕК

Выправление (регулирование) затруднительных для судоходства участков рек, используя размывающую и руслоформирующую способность речного потока, увеличивает судоходные глубины и улучшает судоходные условия на перекатных участках их; является одним из видов проводимых на реках в разных целях регуляционных работ [11].

На равнинных судоходных реках выправительные работы могут включать возведение полузапруд и струенаправляющих дамб, перекрытие побочных рукавов, спрямление крутых извилин, закрепление и наращивание отдельных участков берегов и русла, в том чис-

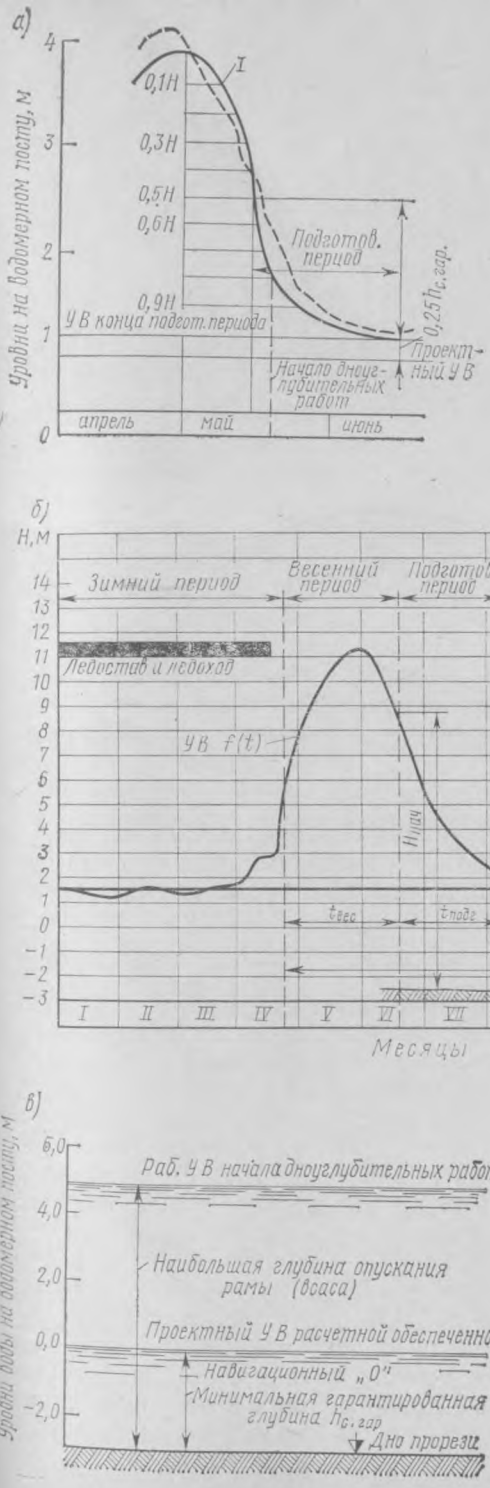


Рис. II.6. Условия дноуглубительных работ на перекате равнинной реки:

а—график спада половодья; *1*—кривая 75%-ной обеспеченности; *б*—график проведения работ; *в*—относительное положение рабочего уровня воды при начале дноуглубительных работ и дна прорези

ле у сопряжения основного русла с притоками и рукавами. На средних и крупных реках выправительные работы сочетают с устройством в русле реки капитальных прорезей, а также применяют для предохранения эксплуатационных прорезей от заносимости; соотношение между ролью и объемом выправительных и дноуглубительных работ зависит от размеров реки и характера русловых процессов на ней. Только на малых реках выправление их русел применяют в качестве самостоятельного мероприятия.

Выправление русел судоходных рек бывает сплошное и выборочное. Однако опыт сплошного выправления длинных участков рек Западной Европы (Рейна, Эльбы и др.) показал, что намеченные результаты достигаются только при проведении работ в течение многих лет, а стоимость работ очень высока. Кроме того, эта

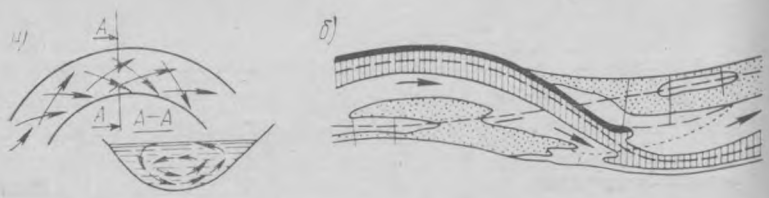


Рис. II.7. Выправление русла струенаправляющими дамбами:
а—схема поперечной циркуляции в потоке на криволинейном участке русла; *б*—расположение дамбы на перекате

система не эффективна при больших колебаниях уровней воды. Поэтому на равнинных реках СССР с высокими половодьями сплошное выправление русел не применяют, а русла рек при выборочном регулировании закрепляют выправительными сооружениями только на затруднительных для судоходства перекатах и перекатных участках.

При первых работах по выправлению русел рек для улучшения судоходных условий пытались увеличить судоходные глубины сжатием потока водостеснительными сооружениями — продольными дамбами или поперечными полузапрудами с одной или с обеих его сторон. Но такие работы значительных результатов не давали и к концу прошлого века их отменили. Наличие на криволинейных участках русел поперечной циркуляции (рис. II.7, *а*) вызывает, как первым показал Н. С. Лелявский, направленное к вогнутому берегу поверхностное течение, опускающееся у этого берега до дна и, размывая его, насыщающееся наносами; донным течением вымытый грунт переносится к выпуклому берегу, где частично и откладывается, образуя пологие отмели. Для получения непрерывного глубоководного судового хода на свободной реке необходимо управлять внутренними течениями речного потока с помощью выправительных сооружений, которые должны иметь в основном характер струенаправляющих. Расположение их должно согласовываться и

с условиями движения потока во время половодий и паводков. В последующем на основе теории поперечной циркуляции советские инженеры (А. И. Лосиевский, Л. И. Кустов и др.) разработали и применили [3] различные схемы увеличения глубин на перекатах путем воздействия на руслоформирующие процессы небольшого числа простых, рационально расположенных выправительных сооружений. При этом разнообразие морфологических, гидрологических и геологических условий речных русел и различных перекатов на них приводило к большому разнообразию применявшихся с различным успехом схем расположения выправительных сооружений. На слабо изогнутых руслах малых и некоторых средних реках затонскую часть перекрывали полузапрудой, расположенной в большинстве случаев на верхнем побочне и направленной под небольшим (менее 40°) углом навстречу течению (рис. II.8, *а*). На средних и на некоторых крупных реках для той же цели затопленные части отделяли от верхних плёсовых лощин продольными дамбами, намываемыми землесосными снарядами одновременно с разработкой прорези. Эти полузапруды и дамбы, находясь при меженных уровнях воды в реке в незатопленном состоянии (их гребни обычно лишь немного, на 0,5—1 м, возвышаются над низким уровнем реки), работают как водостеснительные сооружения, увеличивая скорость течения на выправляемой трассе. Средние скорости потока на всей трассе во избежание резких деформаций русла обычно повышают по сравнению с бытовыми скоростями не более чем на 20—25%. Но на перекате, который на спаде уровня высоких вод должен размываться, скорости должны увеличиваться по его длине и быть размывающими для песчаных отложений (примерно в 1,3 раза больше неразмывающих скоростей).

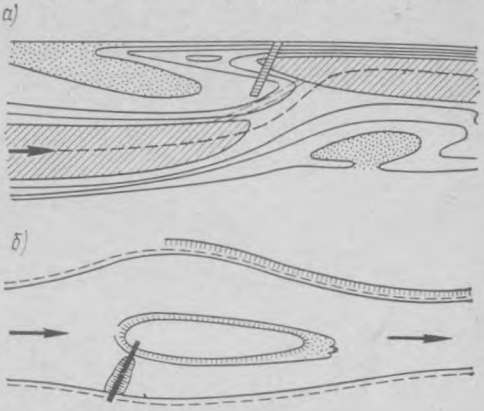


Рис. II.8. Выправление русла перекрытием полузапрудой затонской части переката (*а*) и несудоходного рукава (*б*)

Выправительная трасса судового хода на перекатном участке, которую необходимо установить для назначения количества и размеров выправительных сооружений, характеризуется в основном ее шириной и наименьшим радиусом кривизны. Ширину выправительной трассы можно определять по коэффициенту уменьшения ширины выправительной трассы по сравнению с бытовой, который по данным обработки материалов по большому числу перекатов на разных реках мало изменяется и лишь немного превышает $\alpha_в \approx 0{,}75$. Отсюда принимают $B_т \approx 0{,}75 B_{быт}$. Наименьший радиус кривизны выправительной трассы часто принимают по аналогии с преобла-

дающим на смежных естественно-благоприятных участках реки, на которой намечается выправление русла, но не менее $R=4{,}5B_т$.

На разветвленных участках рек основным мероприятием для улучшения судоходных условий является увеличение меженных расходов потока в определенном, предпочтительно развивающемся рукаве. Для этого несудоходные рукава перекрывают полузапрудами (рис. II.8, *б*). Для определения высоты полузапруд, продольного уклона их гребня, расстояния между ними и угла направления потока, которые должны обеспечивать определенный гидравлический режим за ними и транзит наносов по выправительной трассе, начали внедряться на основе проведенных гидравлических исследований некоторые расчетные приемы [3].

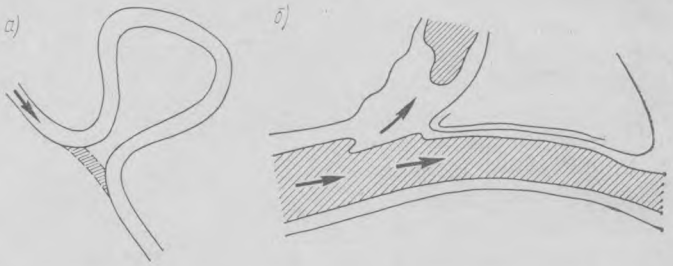


Рис. II.9. Спрямление излучины на меандрирующем русле каналом (*а*) и крепление вогнутого берега (*б*)

Выправлением русла на отдельных затруднительных для судоходства перекатных участках ряда рек были значительно повышены гарантированные судоходные глубины. Так, на р. Белой на протяжении 470 км гарантированная судоходная глубина после проведения выправительных работ на перекатах возросла с 0,8 до 2,0 м.

На меандрирующих руслах рек крупным мероприятием по улучшению судоходных условий является спрямление излучин, достигших последней стадии развития (рис. II.9, *а*). Гидравлические расчеты их, которые выполняют для момента окончания деформаций, должны установить при «проектном» (меженнем) и высоком уровне воды распределение расходов между извилиной и спрямляющим ее каналом. При спрямлении излучин обычно приходится закреплять размываемый вогнутый берег спрямления (рис. II.9, *б*).

Сложенные легкоразмываемыми грунтами стрелки между судоходными и несудоходными рукавами, а также между рекой и ее судоходными притоками в ряде случаев, особенно при малоустойчивом русле, приходится удлинять и закреплять.

Возведение выправительных сооружений на затруднительных для судоходства перекатных участках рек должно увеличивать гарантированные глубины и улучшать судоходные условия на них в течение длительного периода, превышающего срок окупаемости ка-

питаловложений по ним [9, 12]. Поэтому выправительные сооружения длительного действия нецелесообразно возводить на участках судоходных рек, на которых в перспективе намечается строительство гидроузлов и создание водохранилищ того или другого назначения.

Конструкции выправительных сооружений, в том числе струенаправляющих дамб и креплений, в общем аналогичны конструкциям сооружений, применяемым при регуляционных работах другого назначения [11]. Специфическими для них являются в основном полузапруды, возводимые из намываемого землесосами (одно-

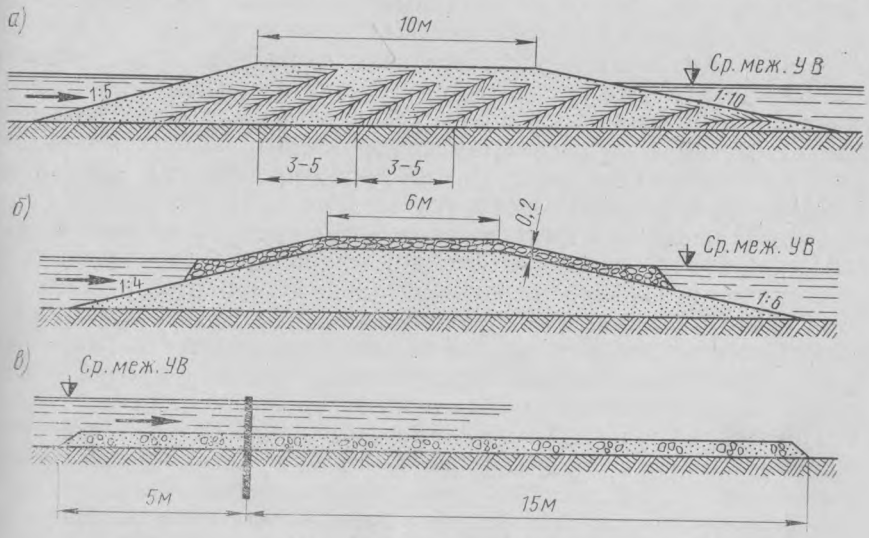


Рис. II.10. Полузапруды:
а—с некрепленными откосами, намывная; *б*—с креплеными откосами; *в*—свайная

временно с устройством дноуглубительных прорезей) распластанного профиля с шириной гребня до 10—20 м и откосами с уклоном 1 : 10 и положе (иногда с ветвистыми завесами в них) (рис. II.10, *а*) или с покрытием более крутых откосов гравийногалечными отсыпками (рис. II.10, *б*). Применяют и каменнонабросные и свайные сооружения (рис. II.10, *в*).

§ II.4. УВЕЛИЧЕНИЕ СУДОХОДНЫХ ГЛУБИН ПУТЕМ РЕГУЛИРОВАНИЯ СТОКА РЕК

Регулирование стока рек водохранилищами, создаваемыми гидроузлами на судоходных реках или на их притоках, является способом дополнительного увеличения глубин на нижележащих свободных участках рек. Эти водохранилища создаются, как правило, комплексного назначения для удовлетворения потребностей нескольких его отраслей: энергетики, водного транспорта, водоснабжения, орошения (в южных районах) и др. Характер регулирования стока

водохранилищем (многолетнее, годичное) и полезный объем его $V_{пол}$ ограничиваются природными условиями и определяются технико-экономическими показателями их (в том числе ущербом от затоплений).

Требования разных отраслей народного хозяйства к многолетнему или годовому (сезонному) режимам работы водохранилища комплексного назначения, как правило, не совпадают, а часто даже противоречивы. Потребность в воде на водоснабжение, орошение (с учетом оборота и повторного использования), рыбное хозяйство и санитарные допуски должны удовлетворяться с расчетной обеспеченностью полностью по заданным графикам. Для судоходства желательна подача из водохранилища в нижний бьеф в течение всего навигационного периода постоянного расхода воды с ограничением зимнего расхода санитарным минимумом. Для работы же гидроэлектростанции желательно регулирование стока на переменную, отвечающую потребности в электроэнергии мощность и отдачу воды с большими среднесуточными гарантированными расходами в период зимнего максимума нагрузки (рис. II.11, *а*).

Оптимальный для двух водопользователей (энергетики и водного транспорта) режим работы водохранилища определяют технико-экономическим сравнением различных вариантов режима работы гидроэлектростанции и изменения при них гарантированных судоходных глубин, выявляя тот из них, который дает за расчетный срок в сумме наибольший народнохозяйственный эффект — наименьшую сумму «приведенных» затрат [9].

При отсутствии необходимости в суточном и недельном регулировании мощности гидроэлектростанции в навигационный период каждое увеличение среднесуточных навигационных расходов воды $Q_{нав}$ (с принятой для водного пути данной категории обеспеченностью) сверх расхода воды $Q_{нав.быт}$ той же обеспеченности в бытовых условиях вызывает, с одной стороны, увеличение гарантированной судоходной глубины в нижнем бьефе $h_{с.гар}$, а с другой — уменьшение зимней и увеличение летней выработки электроэнергии на гидроэлектростанции. Поэтому в технико-экономические расчеты вводят: а) по водному транспорту — капиталовложения и эксплуатационные расходы по дноуглублению и транспортному флоту (перевозке грузов) при проектном росте грузооборота (см. § I.5); б) по энергетике — капиталовложения в строительство тепловых электростанций для покрытия снижения зимой гарантированной мощности гидроэлектростанции и разности в стоимости энергии, вырабатываемой зимой тепловыми станциями и в навигационный период гидроэлектростанцией [12].

Изменение расхода воды, подаваемой из водохранилища в нижний бьеф при сезонном и более длительном регулировании стока, происходит постепенно и достаточно медленно; поэтому движение воды в нижнем бьефе можно в данном случае при определении гарантированных судоходных глубин считать установившимся, а приращение судоходных глубин $\Delta h_с$ при регулировании стока равным повышению уровня воды в реке при зарегулированном навигацион-

ном расходе $Q_{нав.р}$ по сравнению с бытовым расходом $Q_{нав.быт}$ той же расчетной обеспеченности.

Необходимость вести на гидроэлектростанции во время навигации суточное и недельное регулирование при выбранном среднесуточном расходе воды вызывает неустановившееся движение воды и

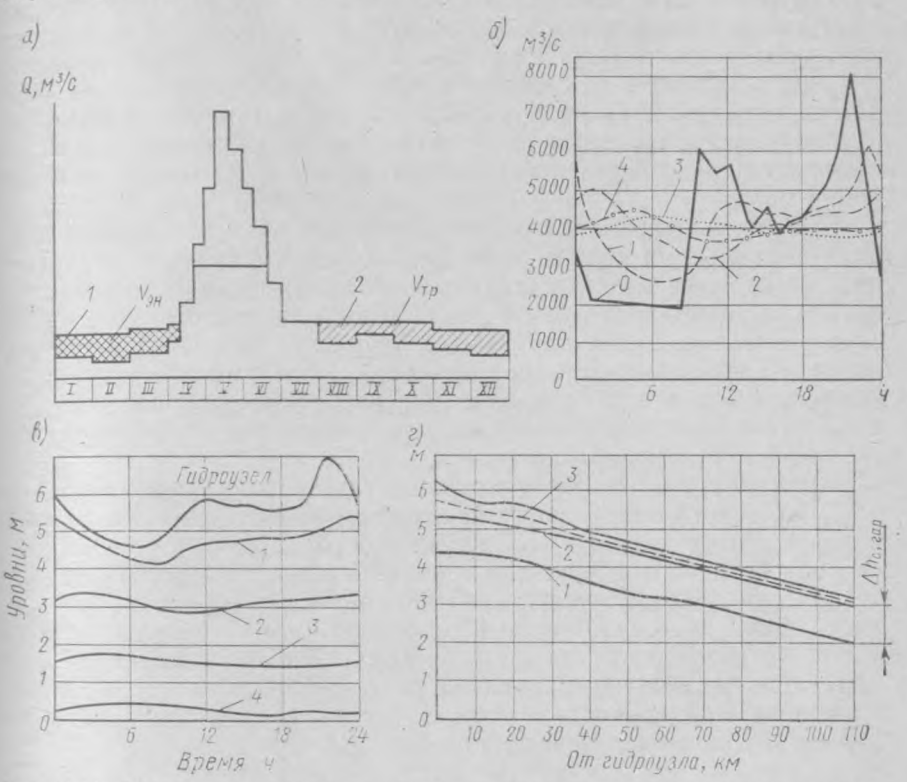


Рис. II.11. Увеличение судоходных глубин путем регулирования стока водохранилищем комплексного назначения:

а—график среднесуточных расходов воды у гидроузла: *1*—энергетических; *2*—транспортных (для повышения судоходных глубин); *б*—графики суточных расходов воды в расчетных створах ниже гидроузла: *1—4*—ниже гидроузла, через 20 км: *в—1—4*—то же, уровней воды; *г*—продольные профили уровней воды в реке ниже гидроузла: *1*—бытовой, расчетной обеспеченностью; *2*—при суточном регулировании, самый низкий; *3*—то же, средний

колебания расходов и уровней ее в свободном нижнем бьефе, которые вниз по реке постепенно затухают (рис. II.11, *б—г*). Это ухудшает условия судоходства — уменьшаются транзитные глубины и происходят местные увеличения уклонов водной поверхности. Так как интересы энергетики требуют пиковых графиков расхода воды, а водного транспорта — возможно равномерного в течение суток графика расхода воды, в данном случае необходимо исследовать несколько суточных и недельных графиков нагрузки и расходов воды на гидроэлектростанции с различной степенью внутрисуточной неравномерности.

Для каждого графика расходов воды путем решения каким-либо способом (например, способом характеристик А. С. Христиановича) [32] уравнений неустановившегося движения воды получают продольные профили минимальных навигационных уровней воды на расположенном ниже гидроузла участке реки до сечений, на которых суточные или недельные колебания уровня (до 0,05—0,1 м) практически сглаживаются. По каждому профилю приближенно (без учета влияния графика расходов воды на состояние перекатов и прорезей) определяют объем дноуглубительных работ, необходимый для поддержания разных гарантированных судоходных глубин, и устанавливают экономически целесообразную при перспективном грузообороте гарантированную судоходную глубину (см. § I.5).

При тех же вариантах графика расходов воды определяют эксплуатационные расходы и капиталовложения в гидроэлектростанцию и тепловые электростанции, необходимые для покрытия ими совместно пиков нагрузки и выработки одинакового количества электроэнергии. Затем для каждого варианта суточного регулирования и соответствующих судоходных глубин подсчитывают «приведенные» затраты по водному транспорту и энергетике и по минимуму их суммы аналитически или графически выбирают целесообразную судоходную глубину.

Примером увеличения судоходных глубин в нижнем бьефе гидроузла с гидроэлектростанцией, осуществляющей суточное регулирование, может служить свободный участок Волги ниже последнего Волгоградского гидроузла каскада. В результате регулирования стока реки среднесуточный навигационный расход воды, подаваемый через ГЭС в нижний бьеф гидроузла, был установлен равным 4000 м³/с (против наименьшего расхода 1700 м³/с в бытовых условиях) при базовом навигационном расходе ГЭС 2000 м³/с, на нижерасположенном свободном участке Волги гарантированная судоходная глубина была доведена до 4 м.

ГЛАВА III

ИСКУССТВЕННЫЕ ВОДНЫЕ ПУТИ

§ III.1. ОСНОВНЫЕ ВИДЫ ИСКУССТВЕННЫХ ВОДНЫХ ПУТЕЙ

Искусственные водные пути в зависимости от их назначения и характера разделяют на следующие виды: шлюзованные реки; межбассейновые воднотранспортные соединения; отдельные обходные и подходные судоходные каналы.

Шлюзованием реки называется радикальный способ увеличения судоходных глубин возведением на ней ряда гидроузлов, повышающих уровни воды в реке по сравнению с имевшимися и обеспечивающих в нижних бьефах гидроузлов заданные судоходные глубины (рис. III.1). Каскады гидроузлов на судоходной реке редко воз-

водили на всем протяжении — от истока до устья. Строительство гидроузлов в нижнем течении рек, на котором судоходные глубины значительно возрастают, особенно на устьевых участках, а также выше расположения крупных промышленных районов, обусловливающих основной объем водных перевозок, как правило, экономически не оправдывается. Поэтому ниже и выше шлюзованного участка реки остаются свободные участки, на которых для улучшения судоходных условий производят путевые работы.

Межбассейновым водноторанспортным соединением называется комплекс гидротехнических сооружений, который создает новый

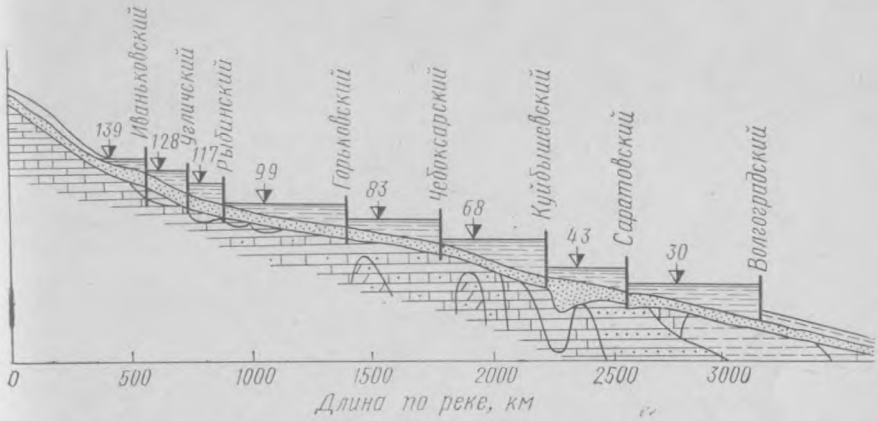


Рис. III.1. Волжский каскад энергетически-транспортных гидроузлов:
▼ —нормальные подпорные уровни воды

водный путь между двумя разделенными в естественном состоянии водоразделами, речными или морскими бассейнами. В состав такого комплекса гидротехнических сооружений могут входить как отдельные гидроузлы, образующие бьефы водного пути или водохранилища, так и участки судоходных каналов с сооружениями на них. Межбассейновые водноторанспортные соединения могут быть открытыми или шлюзованными. Так как крупные реки и моря обычно разделены высокими водоразделами, открытые межбассейновые соединения строились как исключение (например, Суэцкий канал между Средиземным и Красным морями).

В технической литературе межбассейновые водноторанспортные соединения иногда называют соединительными каналами. В отечественной практике они получали различные наименования: водная система (Северо-Двинская), судоходный канал (Волго-Донской имени В. И. Ленина), водный путь (Волго-Балтийский имени В. И. Ленина), просто канал (Беломорско-Балтийский) (рис. III.2).

Отдельные судоходные каналы сооружали в обход участков рек, озер или морей, обеспечение на которых судоходства технически сложно или экономически нецелесообразно, а также для подхода



Рис. III.2. Единая глубоководная система европейской части СССР:
1—река; *2*—гидроузел; *3*—судоходные каналы; *4*—водные пространства (моря, озера и водохранилища)

судов к расположенным вне их берегов промышленным центрам и городам (для доставки водным путем грузов непосредственно к их причалам, а также к внерусловым портам — см. § VI.5).

Для судоходства в ряде случаев используются крупные оросительные каналы (например, Каракумский, протяженностью 800 км от р. Амударьи до г. Ашхабада) и деривационные каналы гидроэлектростанций вдоль равнинных рек (например, на р. Роне во Франции, длиной 17 км, расходом воды более 1500 м³/с).

§ III.2. ВИДЫ И ГАБАРИТЫ СУДОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Для преодоления судами и плотами сосредоточенных падений возводят судопропускные сооружения,— как правило, судоходные шлюзы и лишь в отдельных случаях судоподъемники и плотоходы. В судоходных шлюзах суда переходят из верхнего бьефа в нижний и обратно через камеры, уровни воды в которых выравнивают в соответствующей последовательности с уровнями верхнего и нижнего бьефов (рис. III.3). В судоподъемниках суда и плоты перемещаются из бьефа в бьеф вместе с наполненной водой камерой или на тележке (см. далее § III.6). При отсутствии в гидроузле шлюза или судоподъемника плоты в отдельных случаях спускали из верхнего бьефа в нижний при малых перепадах по плотоходу — лотку повышенной шероховатости (рис. III.4, *а*) и при больших перепадах по лотку-шлюзу (рис. III.4, *б*).

Тип судоходного шлюза определяется числом и взаимным расположением камер, посредством которых суда преодолевают перепад между верхним и нижним бьефами. По числу камер последовательного шлюзования судов шлюзы могут быть однокамерными (см. рис. III.3, *а*) или многокамерными (см. рис. III.3, *б*). Многокамерные шлюзы иногда называют также

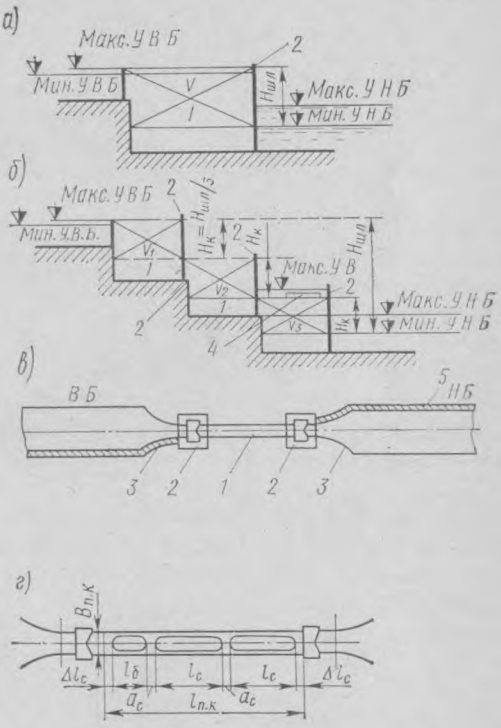


Рис. III.3. Схемы судоходных шлюзов:

а—продольный профиль однокамерного шлюза; *б*—то же, трехкамерного; *в*—план однокамерного шлюза с подходными каналами; *г*—габаритный размер длинной камеры шлюза; *1*—камеры, *2*—головы; *3*—палы; *4*—водослив; *5*—причалы

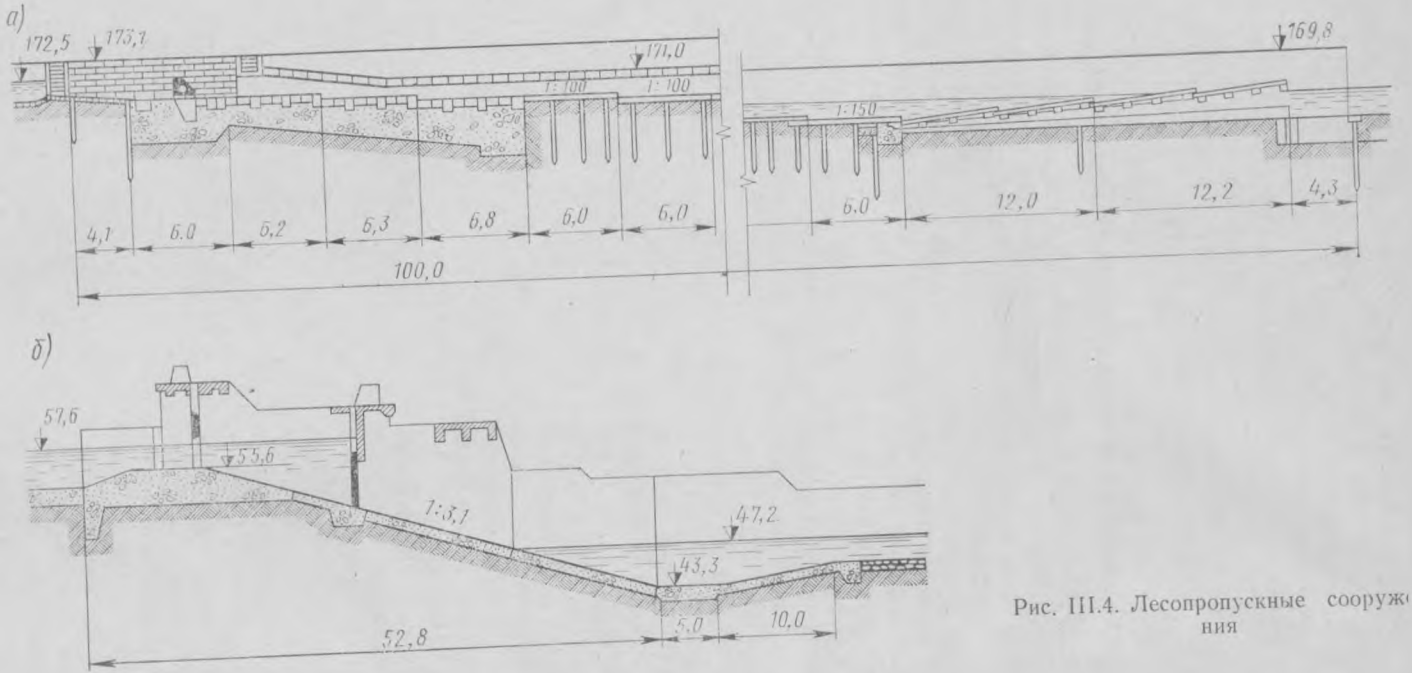


Рис. III.4. Лесопропускные сооруже
ния

многоступенчатыми. В однокамерном шлюзе суда преодолевают сразу весь перепад от уровня верхнего бьефа до уровня нижнего бьефа (весь напор на сооружение). В многокамерном шлюзе этот перепад разделяется при небольших колебаниях воды в бьефах поровну между камерами; суда последовательно преодолевают перепад в каждой камере от начального уровня воды в ней до уровня в смежной камере. При больших колебаниях нижнего бьефа для получения одинаковых высот ворот излишек воды при окончании наполнения нижней камеры сбрасывается из нее через боковые водосливы (см. рис. III.3, *б*). Многокамерные шлюзы строят в случаях, когда по геологическим, водохозяйственным или другим условиям необходимо уменьшить напор на камеру шлюза.

По числу камер параллельного (одновременного) шлюзования, которое определяется необходимой пропускной способностью шлюза за расчетный срок, шлюз может быть однониточным, двухниточным (парным) и т. д.

Пропуск судов и составов через шлюз называется их *шлюзованием.*

Основными частями судоходных шлюзов являются камеры, головы и причально-направляющие сооружения в подходах (см. рис. III.3, *в*). Камеры шлюза представляют собой отрезки каналов, ограниченные по концам головами и огражденные в поперечном сечении стенами и днищем, допускающими быстрое изменение уровня воды в них. На стенах камер располагают причальные устройства, обеспечивающие безопасность вертикального перемещения судов при шлюзовании.

Процесс повышения уровня воды в камере от уровня нижнего бьефа до уровня верхнего (или до уровня выравнивания в смежной камере многокамерного шлюза) называется *наполнением камеры.*

Обратный процесс понижения уровня воды в камере от уровня верхнего бьефа до уровня нижнего (или до уровня выравнивания в смежной камере) называется *опорожнением камеры.* Камеры судоходных шлюзов с объемом сливной призмы $V_к$ наполняются и опорожняются с помощью оборудованных затворами водопроводных устройств, называемых *системой питания* или водопроводной системой шлюза.

Головы шлюзов являются однопролетными напорными сооружениями, позволяющими поддерживать в камерах уровни воды, отличающиеся от уровня верхнего или нижнего бьефа, а также пропускать из бьефа в камеру (и обратно) при выровненных уровнях воды шлюзующиеся суда; судопропускные отверстия голов перекрывают затворами, которые называют *воротами шлюза.*

Основными габаритами судопропускных сооружений на водных путях — судоходных шлюзов и судоподъемников — являются полезная длина и ширина их камер, а также наименьшая глубина на порогах (наиболее выступающих частях днища) голов (см. рис. III.3). Эти габариты должны отвечать размерам и осадке расчетных типовых судов и составов, которые одновременно размещаются в камере. Самоходные расчетные суда могут пропус-

каться через шлюзы по одному или по нескольку сразу, несамоходные — составами из буксируемых судов. Судоходную глубину на порогах и плановые размеры камеры шлюзов выбирают по минимуму суммарных «приведенных» затрат по флоту и пути, определяемых по сравниваемым вариантам при росте грузооборота за расчетный срок с учетом перспективных схем развития водных путей соответствующих речных бассейнов [9, 12].

Полезная длина камер должна составлять (см. рис. III.3, *г*), м:

$$L_{п.к} \geqslant l_{ст} + 2\Delta L, \qquad \text{(III.1)}$$

где $l_{ст}$ — длина наибольшего самоходного судна, состава или группы одновременно шлюзуемых судов; ΔL — запас по длине камеры (в каждую сторону); $\Delta L = 1 + 0{,}015\, l_{ст}$.

Такие же запасы Δl_c по длине принимают между отдельными судами в группе их. Границы полезной длины камер обозначают на судопропускных сооружениях стоповыми знаками и огнями.

Полезная ширина камеры, м,

$$B_{п.к} \geqslant b_{ст} + 2\Delta B, \qquad \text{(III.2)}$$

где $b_{ст}$ — ширина наибольшего расчетного судна, состава или группы одновременно шлюзуемых (стоящих рядом) судов; ΔB — запас по ширине камер (в каждую сторону), обычно принимают $\Delta B = (0{,}04 \div 0{,}05)\, b_{ст}$; при ширине камер до 10, 18 и более 18 м этот запас [7] не допускается соответственно меньше 0,2; 0,4 и 0,5 м.

Глубина воды в камере и на порогах голов при минимальном навигационном уровне воды (с учетом неустановившегося движения ее) не должна быть меньше

$$S_к = s_{с.макс} + \Delta s_{с.к} + \Delta s_д > 1{,}2\, s_{с.макс}, \qquad \text{(III.3)}$$

где $s_{с.макс}$ — статическая осадка наибольшего расчетного судна с полным грузом; $\Delta s_{с.к}$ — наименьший запас под днищем судна на ходу; $\Delta s_{с.к} = 0{,}1 s_{с.макс}$, но не менее 0,25 м [7]; $\Delta s_д$ — дополнительная осадка кормы наибольшего расчетного судна при входе его в камеру и выходе из нее.

При $b_c s_0 / B_{п.к} S_к > 0{,}6$ $\Delta s_д \geqslant 0{,}10$ $(s_{с.макс} \pm \Delta s_{с.к})$.

Практика эксплуатации искусственных водных путей СССР позволила установить в увязке с размерами типовых судов и составов типоразмеры, м, камер шлюзов (табл. III.1).

Таблица III.1

Полезные размеры камеры, м	Наименьшая глубина на порогах, м	Полезные размеры камеры, м	Наибольшая глубина на порогах, м
300×30	5,5	100×15	2; 3
300×18	4; 5,5	100×12	1,5; 2
150×18	4; 5,5	50×8	1,3
150×15	2; 3	35×6	1; 1,2

До этих размеров и следует округлять полученные по приведенным выше формулам полезные размеры камер шлюзов. В СССР наиболее распространены камеры размерами 300×30 м (на реках Волге и Каме) и 150×18 м. Применительно к ним формируют и составы судов и размеры шлюзуемых плотов (из одной — четырех типовых секций по 120—12 м).

Применительно к данным, приведенным в табл. III.1, выбирают и габариты камер судоподъемников, но ввиду сложности их конструкций габариты назначают исходя из размещения в камере только одного наибольшего расчетного судна.

На зарубежных внутренних водных путях шлюзы имеют весьма различные полезные размеры камер. Так, на ряде каналов ФРГ — 120×12 м, на р. Сене во Франции — 220×17 м; на реках Св. Лаврентия и Колумбия в США — 250×24,4 м; на р. Дунае — 330×34 м. Длина камер морских шлюзов достигает 350—400 м, а ширина их 40—50 м.

§ III.3. ШЛЮЗОВАНИЕ РЕК

Общие схемы шлюзования мелководного участка реки — разделение падения ее между гидроузлами на отдельные бьефы, напоры на гидроузлы и их расположение — существенно различаются, когда каскад гидроузлов проектируется: а) только в транспортных целях — для улучшения судоходных условий; б) для комплексного использования ее водных ресурсов — в интересах как водного транспорта, так и других отраслей народного хозяйства (энергетики, мелиорации, водоснабжения и т. д.).

При транспортном шлюзовании рек основным исходным условием разделения падения реки между гидроузлами (рис. III.5, *а*), а также выбора их расположения и подпорных уровней воды является обеспечение заданных судоходных глубин в бьефах с минимумом затрат по пути, так как капиталовложения и эксплуатационные издержки по транспортному флоту остаются при изменении схемы шлюзования в основном прежними. Наименьшие же капиталовложения и эксплуатационные издержки по гидроузлам получаются, когда подпорные уровни гидроузлов не выходят из коренного русла и пойма на равнинных реках (обычно широкая и используемая в народном хозяйстве) не затопляется. В этом случае напоры на гидроузлы получаются небольшими — обычно в 2—5 м. На таких низконапорных русловых гидроузлах во избежание ущерба от затопления пойменных земель расходы высоких половодий с расчетной вероятностью превышения часто пропускают при уровнях верхнего бьефа, близких к бытовым при таких же расходах. Эти уровни в ряде случаев значительно превышают нормальный подпорный уровень (НПУ) (рис. III.5, *б*). Для того чтобы при этом большая часть живого сечения реки оставалась свободной, плотины должны иметь низкие пороги, расположенные на отметках, близких к дну реки на перекатах, находящихся ниже гидроузла (с учетом размыва и углубления перекатов в процессе эксплуатации).

При высоких и длительных половодьях в ряде случаев оказы-

вается целесообразным пропускать суда через плотины без шлюзования, иногда даже при затопленных шлюзах. Для этого сооружаются так называемые разборные судоходные плотины (рис. III.5, *в*). После пропуска половодья опускные затворы этих плотин поднимают и в таком положении оставляют до конца навигации, а на зиму снова укладывают под воду во избежание повреждения их льдом. В период навигации после половодья верхний бьеф поддерживается практически на постоянном уровне (с колебаниями в

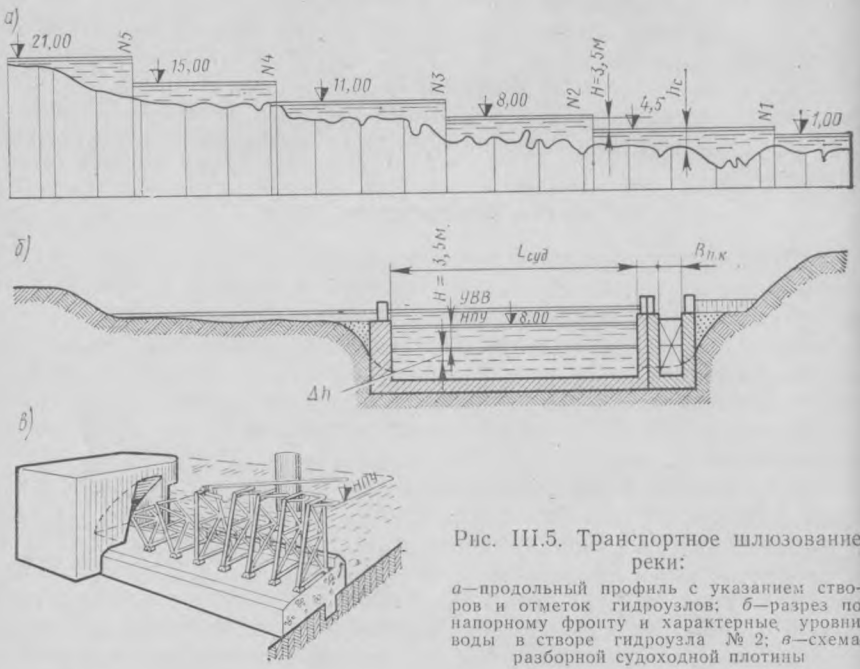


Рис. III.5. Транспортное шлюзование реки:

а—продольный профиль с указанием створов и отметок гидроузлов; *б*—разрез по напорному фронту и характерные уровни воды в створе гидроузла № 2; *в*—схема разборной судоходной плотины

0,1—0,2 м). Значительное число таких плотин было построено и эксплуатируется на реках Москве, Северном Донце, Оке и др.

Судоходные отверстия разборных плотин, ширина которых определяется условиями прохода через них судов и плотов по течению и против течения при скоростях 2—2,5 м/с, назначают в зависимости от категории и класса водного пути в пределах от 20 до 120 м (НСП 103—52). Условия работы разборных судоходных плотин не допускают нормального энергетического использования водотока в зимнее время. В связи с этим низконапорные гидроузлы с такими плотинами строят в настоящее время только в тех случаях, когда энергетическое использование водотока нецелесообразно.

При чисто транспортном шлюзовании реки все капитальные вложения по водному пути (включая сооружения, необходимые для создания напорного фронта) расходуются на водные перевозки грузов. Они обычно бывают экономически оправданы лишь при отно-

сительно небольшом протяжении шлюзованного участка водного пути, значительном увеличении на нем судоходных глубин и большом расчетном грузообороте.

При комплексном использовании падения рек и их водных ресурсов в интересах нескольких отраслей водного хозяйства, шлюзование рек для увеличения транзитных судоходных глубин на них рассматривается как воднотранспортная часть комплекса. В связи с этим термин «шлюзование рек» стал в данном случае выходить из употребления и заменяться выражением «строительство каскада гидроузлов».

Расположение гидроузлов на используемом в комплексных целях участке реки, а также подпорные отметки их определяются как общими для всего комплекса технико-экономическими факторами и инженерно-геологическими условиями районов сооружений [11, 12], так и требованиями водного транспорта — обеспечения экономически наиболее целесообразных судоходных глубин на этом участке реки [9]. Ведущим компонентом комплекса часто является гидроэнергетика. Это приводит к значительным напорам на сооружения гидроузлов. При этом решающую роль играют обычно затопления сельскохозяйственных земель, промышленных объектов и населенных пунктов, а также инженерно-геологические условия районов сооружений; на водный транспорт расходуется лишь часть полных капитальных вложений и эксплуатационных издержек, которую определяют путем распределения их между компонентами комплекса, пользуясь принятой для этого методикой [12].

В схемах каскадов гидроузлов комплексного назначения наинизшие навигационные уровни их верхних бьефов расчетной обеспеченности (по продолжительности в многолетнем разрезе, см. § I.5) устанавливаются с учетом сгонных ветровых колебаний и явлений неустановившегося движения воды при работе сооружений гидроузла. Самые низкие навигационные уровни воды в нижних бьефах вышележащих гидроузлов обычно определяют по кривым подпора при минимальных санитарных расходах реки в межень. В случае же, когда не требуется обеспечения определенного навигационного расхода воды в реке, уровень воды в пределах всего бьефа принимают горизонтальным и равным самому низкому уровню воды в верхнем бьефе нижележащего гидроузла (рис. III.6, *а*). Самый низкий навигационный уровень воды в нижнем бьефе нижнего гидроузла каскада следует устанавливать с учетом не только суточного регулирования мощности гидроэлектростанции, входящей в состав гидроузла, но и понижения в процессе эксплуатации кривой свободной поверхности воды в реке $\Delta h_р$ (рис. III.6, *б*), происходящего вследствие размыва русла ниже гидроузла осветленным (освобожденным в водохранилище от большей части наносов) потоком, транспортирующая способность которого резко возрастает [3, 11]. Это относится также к случаю возведения на судоходной реке для выработки электроэнергии, борьбы с наводнениями, обеспечения забора воды на орошение, водоснабжения или других целей только отдельного гидроузла.

При использовании водных ресурсов рек, протекающих в южных районах страны, иногда возводят низконапорные русловые ирригационно-транспортные гидроузлы. Такие гидроузлы строятся, например, на Амударье. Они не образуют сплошного каскада и потому не увеличивают транзитные судоходные глубины. Компонов-

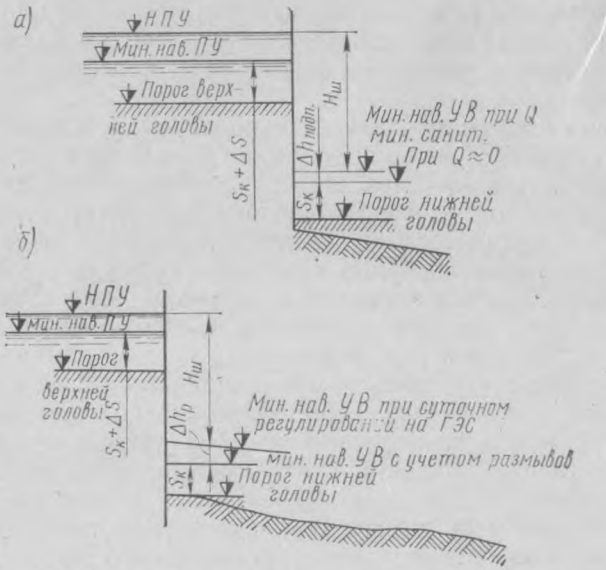


Рис. III.6. Навигационные уровни воды в бьефах гидроузлов каскада:
а—среднего гидроузла; *б*—нижнего или отдельного гидроузла

ка их сооружений с многопролетными плотинами зависит в большой мере от режима твердого стока реки и заиления подходов к шлюзам [11].

§ III.4. МЕЖБАССЕЙНОВЫЕ ВОДНОТРАНСПОРТНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

Современные межбассейновые водотранспортные соединения— это сложные системы, представляющие собой большой комплекс различных гидротехнических сооружений (шлюзов, плотин, дамб, водосбросов, судоходных каналов, насосных станций и т. д.). В их состав могут входить не только гидроузлы, образующие на реках и их притоках бьефы и водохранилища, по которым проходит трасса водного пути, но и гидроэлектростанции, водозаборы оросительных систем или водоснабжения и другие сооружения.

Во всех случаях основным водохозяйственным вопросом межбассейнового соединения является питание водораздельного бьефа водой. Потребность в воде водораздельного бьефа складывается из расхода ее на шлюзование, потерь на фильтрацию, потерь на до-

полнительное (по сравнению с бытовым) испарение с вновь образованной водной поверхности, потребление воды нетранспортными компонентами комплекса — системами водоснабжения, оросительными системами и др.

Расход воды на шлюзование определяется объемом и числом израсходованных сливных призм за рассматриваемый в водохозяйственных расчетах период (декаду, месяц, навигацию). Объем сливной призмы шлюза с близкими к вертикальным лицевыми гранями стен камер, м³,

$$V_{ш}=(1{,}15\div 1{,}2)\,L_{п.к}B_{п.к}H_{к}. \qquad (III.4)$$

Тогда расчетный суточный расход воды на шлюзование в наиболее напряженный период навигации составит

$$V_{сут}=V_{ш}(n_{п}-0{,}5n_{встр}), \qquad (III.5)$$

где $n_{п}$ — полное число шлюзований в сутки; $n_{встр}$ — расчетное число двусторонних шлюзований судов, может приниматься для однокамерных шлюзов $n_{встр}=0{,}5n_{п}$.

Объем воды, м³, расходуемой на шлюзование за весь навигационный период $T_{нав}$, за исключением периода сброса половодных или паводковых вод $T_{сбр}$, составит при коэффициенте неравномерности шлюзований $\varphi_{н}$:

$$V_{нав}=V_{сут}(T_{нав}-T_{сбр})/\varphi_{н}. \qquad (III.6)$$

Потери воды на фильтрацию из бьефа и каналов, а также через напорные сооружения определяют фильтрационными расчетами на основе исходных гидрогеологических данных. Потери воды на фильтрацию через затворы шлюза определяют исходя из расчетной удельной фильтрации воды на 1 м уплотнений затворов нижней головы, принимаемой 1,5—3 л/с в зависимости от напора на сооружение.

В зависимости от площади водораздельного бьефа и его полезной емкости (при проектном колебании уровня воды) потребность в воде должна покрываться в суточном (в период, наиболее напряженный по шлюзованиям, испарению и другим потерям и расходам воды), в месячном или только в годовом (навигационном) разрезе.

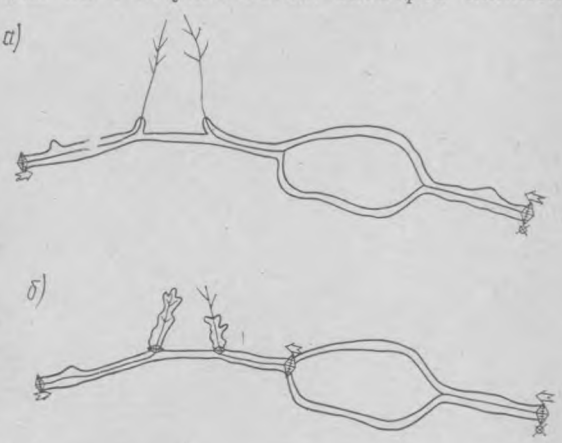


Рис. III.7. Самотечное питание водораздельных бьефов межбассейновых водотранспортных соединений:

а—за счет стока водораздельного бьефа; *б*—с регулированием стока в водохранилищах на притоках

При значительной приточности в водораздельный бьеф избыток воды можно использовать для выработки электроэнергии на гидроэлектростанциях, расположенных на одном или обоих склонах (рис. III.7, *а*). Примером является новый Волго-Балтийский водный путь имени В. И. Ленина. При достаточной общей приточности в водораздельный бьеф в расчетный маловодный год (обычно принимаемый с обеспеченностью 95—98%), не соответствующей по внутригодовому распределению стока потребности в воде, по возможности регулируют сток в самом водораздельном бьефе или на его притоках (рис. III.7, *б*). Такое регулирование осуществлено на ряде межбассейновых соединений, в том числе на Беломорско-Балтийском и Панамском каналах.

При недостаточной приточности в водораздельный бьеф или при невозможности создать на нем или на его притоках достаточный объем для регулирования стока приходится осуществлять машинную подкачку воды в водораздельный бьеф из входящей в состав водного пути реки, протекающей на более высоких отметках. В зависимости от природных условий воду подкачивают насосными станциями приплотинного типа последовательно из бьефа в бьеф

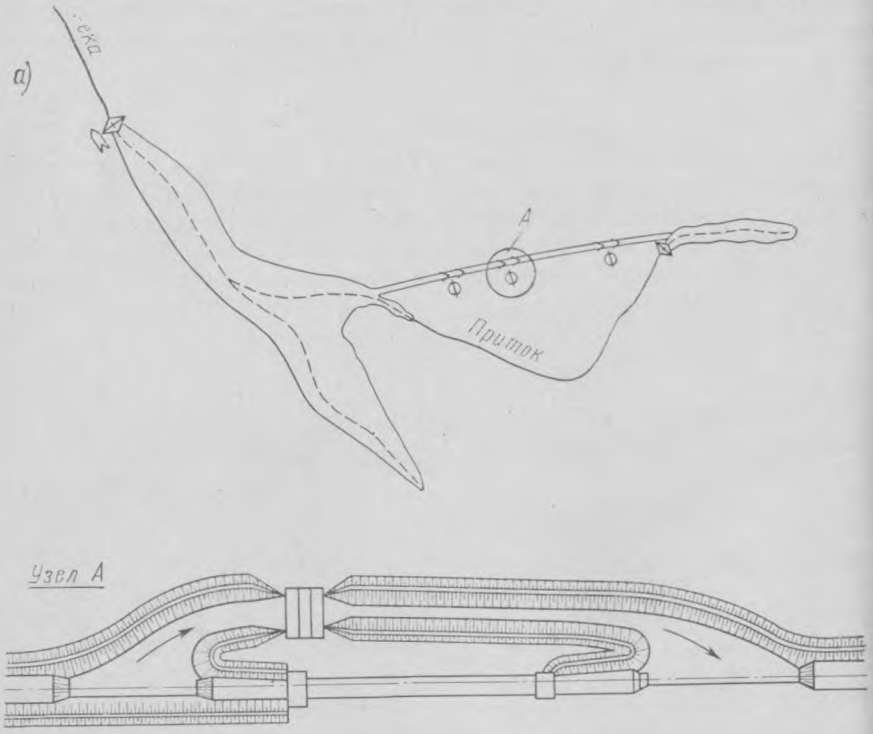


Рис. III.8. Машинное питание водораздельного бьефа:

а—с последовательной подкачкой воды из бьефа в бьеф с приплотинными насосными станциями; *б*—с подкачкой воды насосной станции в обход нескольких шлюзов; *1*—шлюз; *2*—насосная станция; *3*—плотина и образуемый ею бьеф

между шлюзами (рис. III.8, *а*) или подкачку воды насосными станциями деривационного типа сосредоточивают в меньшем числе точек (рис. III.8, *б*) (для уменьшения числа насосных станций, капиталовложений и эксплуатационных расходов). Первая схема подкачки, предусматривающая также подачу воды на водоснабжение, осуществлена на канале им. Москвы, вторая схема, учитывающая потребность в воде на орошение прилегающих к бьефам засушливых земель,— на Волго-Донском судоходном канале имени В. И. Ленина.

Для определения необходимого общего объема подкачиваемой воды составляют водные балансы водораздельного и других бьефов соединения на разные этапы, включая перспективные.

Технические схемы межбассейновых воднотранспортных соединений в связи с весьма различными топографическими, гидрологи-

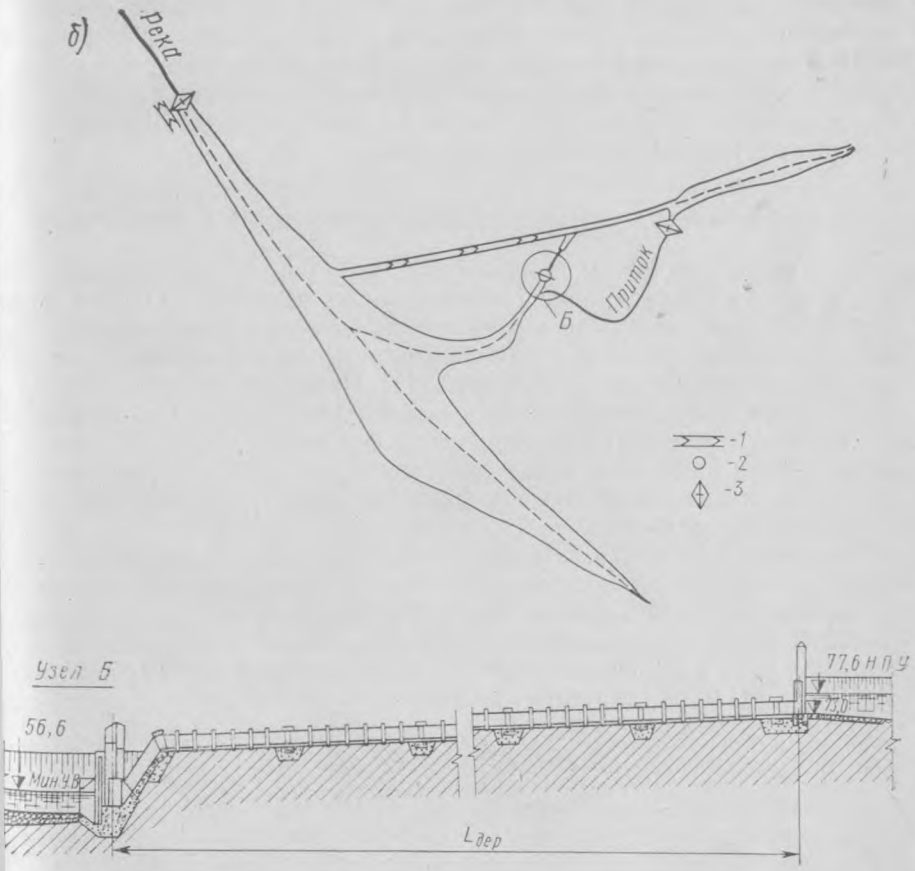


Рис. III.8. Продолжение

ческими и геологическими природными условиями районов их расположения могут быть весьма разнообразными. Однако при проектировании этих соединений во всех случаях следует: а) выбор отметки водораздельного бьефа производить по минимуму «приведенных» затрат на входящие в его состав водораздельный канал и подпорные сооружения, а также сооружения, необходимые для питания бьефа водой; б) ограничивать по возможности длины искусственных судоходных каналов, на строительство и эксплуатацию которых (особенно на крепление откосов) требуются большие капитальные затраты; для этого на реках и притоках, а иногда и в оврагах, входящих в состав воднотранспортного соединения, предусматривают гидроузлы, образующие подпертые бьефы, по которым могут быть проложены, частично в прорезях, судовые ходы; в) выбирать трассу и продольный профиль соединения исходя из одинакового напора и потребности в воде на судоходных шлюзах типовой конструкции, расположения судоходных каналов преимущественно в полувыемке (полунасыпи) и использования понижений местности и оврагов по трассе для расширения живого сечения канала (с возведением только односторонних приканальных дамб); г) располагать сооружения и бьефы в возможно более благоприятных инженерно-геологических условиях.

§ III.5. КОМПОНОВКА СУДОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЙ В ГИДРОУЗЛАХ

Основными задачами компоновки судопропускных сооружений в гидроузле являются: обеспечение хороших условий подхода к ним и прохода через них судов; сопряжение их с другими сооружениями, а также расположение их в благоприятных топографических и инженерно-геологических условиях [11]. При этом подходы к судопропускным сооружениям должны обеспечивать судам и составам безопасные и удобные условия: входа в камеры и выхода из них, отстоя перед камерами, когда они заняты, и подхода к сооружениям с реки и подпертых бьефов (водохранилищ), а также отстоя в последних при штормах.

Решения этих задач на равнинных реках с широкими долинами, сложенными размываемыми грунтами, и на горных участках рек с узкими долинами, врезанными в скальные склоны, весьма различны. Особой трудностью на последних является размещение судопропускных сооружений вместе с подходами к ним на одной прямой (рис. III.9, *а*), длина которой

$$L_{пр} = L_{ш} + 2(L_{п} + L_{ст}), \qquad (III.7)$$

где $L_{ш} = n_{к} L_{п.к} + \Sigma L_{г}$ — полная длина шлюза (или судоподъемника); $L_{п}$ — длина прямолинейных участков подходов; $n_{к}$ — число камер; $L_{г}$ — длина головы, не входящая в полезную длину камеры.

Для того чтобы расхождение встречных и ожидающих шлюзование судов и составов происходило на прямолинейном участке подхода к шлюзу (судоподъемнику), длина его при движении су-

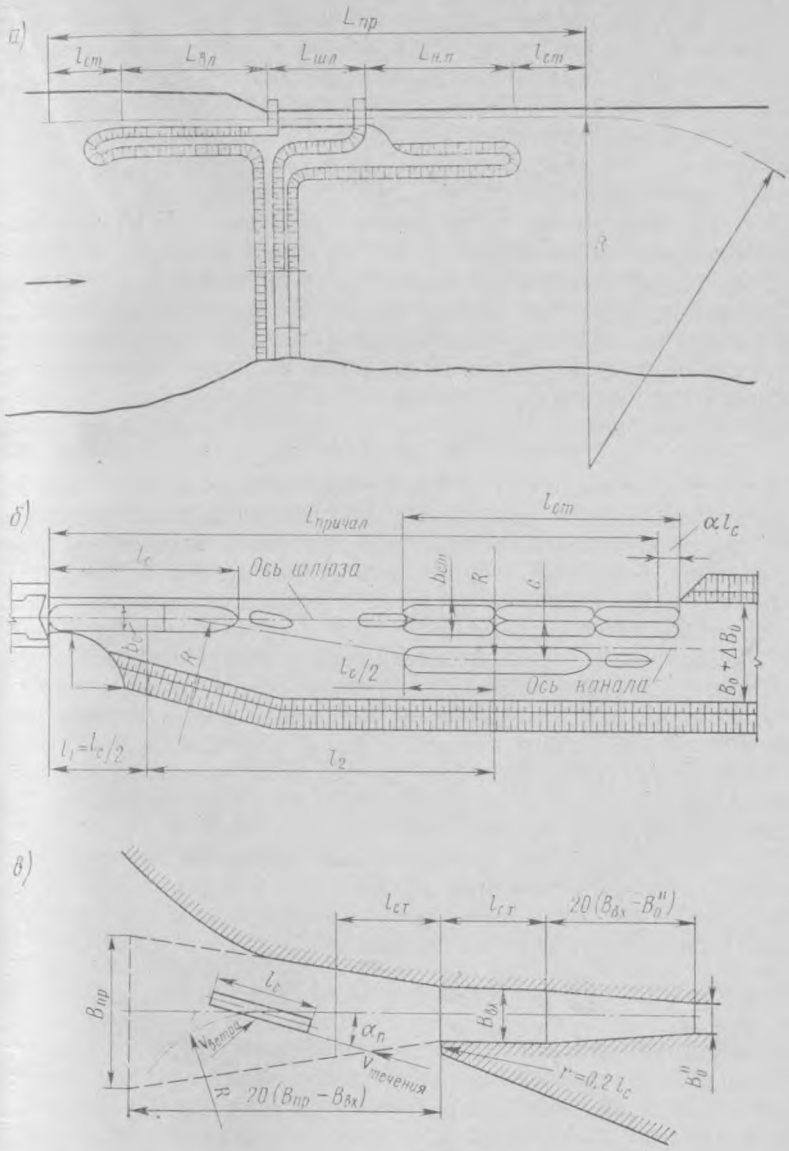


Рис. III.9. Схемы расположения однокамерного шлюза на прямой *(а)* для двустороннего движения судов в его несимметричном подходном канале *(б)* и выхода подходного канала шлюза в реку *(в)*

дов и составов по обратным круговым кривым, разделенным прямой вставкой длиной $l_{ст}$, составляет:

$$L_п = l_1 + l_2 + l_3 = 0{,}5\,l_{ст} + \sqrt{l_{ст}^2 + (4R - C)C} + l_{ст} \geqslant 2{,}5L_{п.ж}, \quad \text{(III.8)}$$

где $R \geqslant 3l_{ст}$ — радиус траектории движения центра тяжести судна (состава); C — расстояние между осью камеры и осью судового хода выходящего из камеры судна (состава).

Из плановых схем подходных каналов наибольшее распространение получили несимметричные (рис. III.9, *б*), при которых

$$C = 1{,}2b_{ст} + 0{,}5\Delta B_0'' - a_{пр}, \qquad (III.9)$$

где B_0'' — определяется по формуле (I.10); $a_{пр} \geqslant (0{,}2—0{,}5)\,b_{ст}$ — смещение причальной линии, у которой отстаиваются ожидающие суда, от лицевой грани камеры в сторону берега.

Движение судов при разминовании по кривым вызывает необходимость уширения судовых ходов (каналов) при самом низком навигационном уровне воды на подходе к однониточному судопропускному сооружению до величины

$$B_{0.п}'' = B_0 + 0{,}5B_0''. \qquad (III.10)$$

В трудных природных и компоновочных условиях, когда для устройства длинного прямолинейного участка подхода к однониточному судопропускному сооружению требуется выполнить большой объем работ, допускается при обосновании целесообразности этого уменьшать и даже совсем исключать последний участок $l_з$ длиной $l_{ст}$, входящий в формулу (III.8).

На судопропускных сооружениях с двумя и более параллельными камерами длина прямолинейных участков подходов при строго специализированном движении через них может ограничиваться суммой полезной длины камеры и расширяющегося участка канала с пáлами. Но в большинстве случаев длину и очертание подхода, по крайней мере, одной из камер назначают по условиям двустороннего движения через нее.

При общем для двух параллельных камер подходном участке ширина его для обеспечения разминования встречных составов, проходящих через одну нитку, при одновременном обгоне грузовых судов пассажирским должна составлять:

$$\sum B_{0.п} \geqslant 2b_{ст} + b_{пас} + \Delta B_0'' + 4a_c, \qquad (III.11)$$

где $b_{пас}$ — ширина наибольшего пассажирского судна.

Выходящие из шлюза и особенно входящие в него с небольшими скоростями составы судов очень чувствительны к воздействию на них поперечных волн и поперечных составляющих скоростей течения. Поэтому примыкающие к судопропускным сооружениям участки подходных каналов длиной не менее $L_п$ должны быть ограждены от действия поперечных и косых (с углом более 45°) волн и течений во всех случаях, когда высота этих волн у причалов более 0,6 м с вероятностью превышения в 2% для магистральных водных путей и 5% для путей местного значения.

При выходе подходных каналов в реку или в подпертый бьеф (водохранилище) ось прямолинейных участков подхода должна сопрягаться с осью судового хода в реке или в бьефе (рис. III.9, *в*)

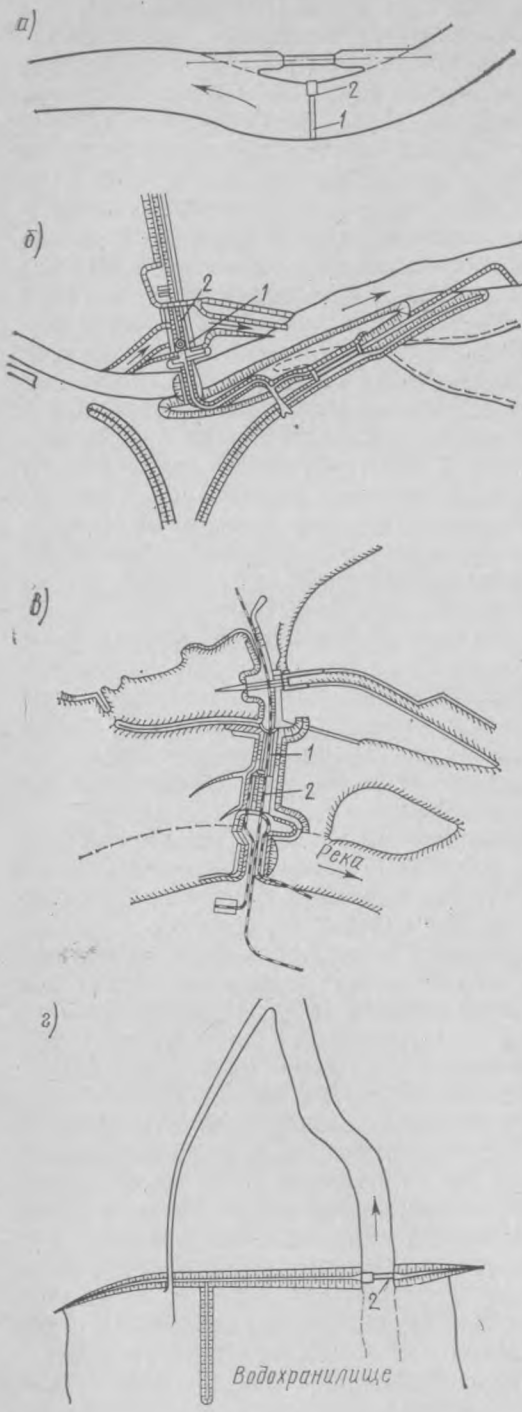
по кривой с радиусом $R > 4l_{ст} \geqslant 5l_{с.макс}$. У входа с реки в подходной канал к судопропускному сооружению в пределах судового хода наибольшие продольные скорости течения в реке во избежание навала судов на берег или на откосы не должны превышать для водных путей I и II категорий 2 м/с, III и IV категорий — 1,5 м/с. Для водных путей всех категорий непосредственно в створе входа нормальная к оси судового хода составляющая скорости течения не должна быть больше 0,25 м/с, а в пределах судового хода в районе входов в подходные каналы она не должна превышать 0,4 м/с. Эти условия должны соблюдаться как при всех режимах работы входящей в состав гидроузла гидроэлектростанции, так и при сбросе через водопропускные сооружения половодных и паводковых расходов с вероятностью превышения (по продолжительности в течение навигации) 2% и более на водных путях I и II категорий и 5% и более на водных путях III и IV категорий.

Когда на начальной стадии проектирования данные о скоростях потока в нижнем бьефе гидроузла отсутствуют, то для обеспечения в дальнейшем указанных выше величин нормальной к оси судового хода составляющей скоростей течения принимают направление судового хода у выхода его в реку под углом $\alpha_п$ к основному направлению течения, не превышающим на водных путях I и II категорий 25° и на водных путях III и IV категории — 30°.

Ширина входа с реки в канал должна увеличиваться по сравнению с $B_о''$ во избежание навала судов на откосы или на оградительные дамбы. Величина этого уширения устанавливается с учетом угла дрейфа от ветра и течения при их наиневыгоднейших величинах и направлениях по формуле (I.9), но должна быть не менее половины $B_о''$. Переход по ширине от $B_{вх}$ к $B_о''$ должен выполняться плавно на длине не менее 20 ($B_{вх}$—$B_о''$).

На равнинных реках с размываемыми руслами для уменьшения заносимости входов в нижние подходные каналы судоходные шлюзы располагают по возможности на выпуклом берегу или на пойме, с выходом в реку у вогнутого прижимного берега (рис. III.10, *а*). При размещении шлюза между рекой и коренным берегом подходной канал пересекает пойму, что облегчает вывод его в реку под небольшим углом к направлению течения (рис. III.10, *б*). В таких случаях иногда делят падение на гидроузле на две ступени с устройством на пойме разъездного канала между ними длиной $L_р > 2L_п$ (рис. III.10, *г*). Это позволяет получить почти постоянный уровень воды в разъездном канале и использовать канал в качестве затона для ремонта судов. Но в то же время при значительном напоре на шлюзы (особенно при двух нитках) в разъездном канале получается тяжелый волновой режим, приводящий в некоторых случаях к необходимости расширять канал или увеличивать продолжительности опорожнения верхних и наполнения нижних шлюзов.

При пойменной компоновке гидроузла в последнее время стали часто принимать однобережное расположение за общими перемычками всех бетонных сооружений, включая судоходные (рис.



III.10, *в*), которое позволяет ограничиться при возведении сооружений одной строительной площадкой [11]. При этом для удобного подхода судов к шлюзам со стороны нижнего бьефа во время работы гидроэлектростанции и особенно водосбросных сооружений приходится располагать вход в нижний подходной канал на расстоянии, достаточном для выравнивания скоростей течения по поперечному сечению реки.

В каждом частном случае расположение, место и направление выхода канала в реку выбирают по данным гидрологических материалов о скоростях течения, о его направлении и условиях отложения наносов, а также прогноза режима реки у места выхода канала при работе водосбросных сооружений гидроузла. Окончательное направление и очертание выхода канала в реку по этим данным могут быть установлены лишь в простейших случаях — при небольших сбросных расходах воды или при значительном удалении выхода

Рис. III.10. Расположение однокамерного шлюза:

а—на выпуклом берегу реки с коротким нижним подходным каналом; *б*—на пойме реки, между коренным берегом и руслом с длинным нижним подходным каналом; *в*—при «пойменной» компоновке гидроузла; *г*—при расположении в гидроузле двух шлюзов с разъездным каналом между ними; *1*—гидроэлектростанция; *2*—водосбросная плотина с затворами

канала от водосбросных сооружений. В более сложных случаях направление и очертание канала у выхода в реку, а также расположение защитных дамб приходится подбирать на пространственной модели в гидротехнической лаборатории исходя из наибольших допустимых поперечных скоростей течения. Особенно трудно решается эта задача, когда гидроузел располагается на прямом участке реки, а шлюз по местным условиям должен непосредственно примыкать к водосбросным сооружениям. В таких условиях нижние подходы шлюза должны быть отделены от реки защитными стенками или раздельными дамбами, длина которых зависит от расходов водосбросных сооружений, направлений течения и глубин потока.

При примыкании к судопропускным сооружениям зданий гидроэлектростанций нормального типа (не совмещенных с водосбросами) с удельными расходами воды на рисбермах 15—20 м³/с обычно удается обеспечить удовлетворительные условия входа судов в нижний подходной канал шлюза при длине защитного сооружения, равной $L_п$, т. е. при отдалении входа в канал на 3—4 длины камеры от створа водосбросных сооружений. Данные проводившихся лабораторных и натурных исследований гидравлического режима и поведения судов в нижних бьефах гидроузлов с удельными расходами 50—60 м³/с и более показывают, что при них вход в канал приходится удалять от этих сооружений на значительное расстояние — 1,5—2 км и более. Причем на протяжении всего этого участка при размываемых, особенно песчаных, грунтах основания требуются тяжелые конструкции крепления оснований сооружений и дамб, отделяющих нижний подходный канал от реки, или мероприятия по отжиму потока.

Происходящие во время работы водосбросных сооружений переформирования русла при большой мощности песчаного аллювия в нижнем бьефе гидроузла вызывают отложения наносов у входа в нижние каналы. Избежать этих отложений в большинстве случаев не удается, и чем длиннее подходный канал, тем больше приходится удалять эти наносы землечерпанием (пока размывы за водосбросными сооружениями не достигнут входа в канал). Поэтому увеличивать длину нижнего подходного канала в гидроузле сверх необходимой для обеспечения благоприятных условий входа в него судов нежелательно. При относительно небольшой длине нижнего подходного канала ширину его, необходимую для разминования встречных судов и составов, сохраняют на всем протяжении канала (см. рис. III.9; *б*).

Верхние подходы шлюзов в комплексных гидроузлах обычно выходят в водохранилища, высота волн в которых достигает 2—3 м и более. Вход в шлюз, отделенный от водохранилища или большого бьефа только прямолинейной причальной дамбой или эстакадой (рис. III.11, *а*), при сильном ветре затруднен, если ширина бьефа в районе гидроузла превышает 2—3 м, а длина его — 10—20 км. Наибольшие ширина и длина водохранилища, из которого при расчетном боковом или косом ветре возможен все же достаточно удоб-

ный вход составов судов и плотов в шлюз, в большой степени зависят от направления этого входа, розы ветров, крутизны берегов, защищенности направления входа возвышенными участками, глубины воды перед шлюзом и других факторов. Однако в неблагоприятных условиях даже при указанных выше и меньших значениях ширины и длины водохранилищ приходится устраивать перед шлюзом оградительные сооружения, образующие акваторию — аванпорт для отстоя судов во время шторма (рис. III.11, *б*). В нем

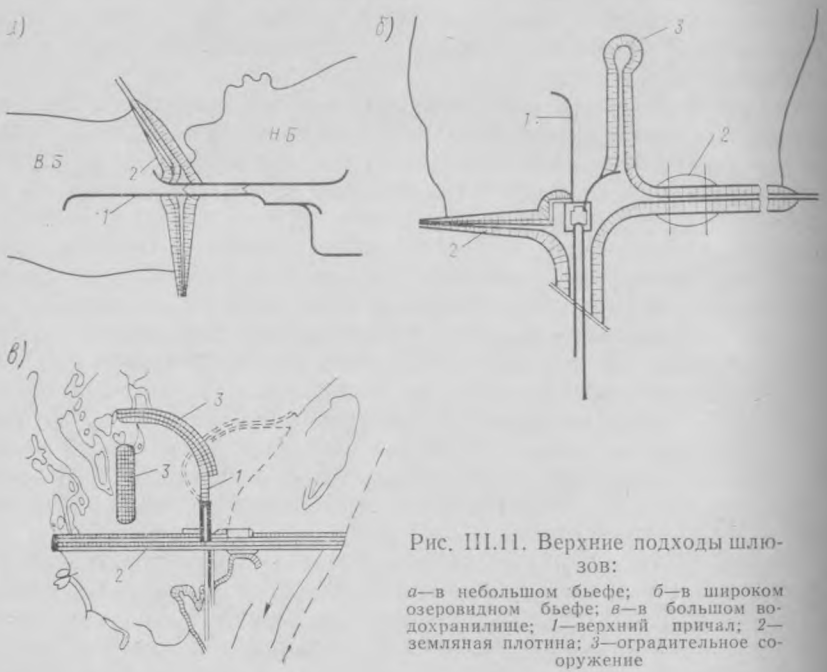


Рис. III.11. Верхние подходы шлюзов:

а—в небольшом бьефе; *б*—в широком озеровидном бьефе; *в*—в большом водохранилище; *1*—верхний причал; *2*—земляная плотина; *3*—оградительное сооружение

необходимо защищать места отстоя судов и переформирования составов до и после шлюзования от ветровой волны, высота которой не должна превышать на судовых рейдах 1 м и на плотовых — 0,6 м при ветрах с указанной выше вероятностью превышения.

Размещение аванпорта определяется в значительной мере схемой его оградительных сооружений, которые обычно стремятся расположить на пойме. Причем для увеличения ширины аванпорта и уменьшения этим длины оградительных дамб последние часто располагают непосредственно у водопропускных сооружений гидроузла, придавая им одновременно роль струенаправляющих (рис. III.11, *в*).

Схему аванпорта и его оградительных сооружений выбирают из условия обеспечения безопасных и удобных условий входа и выхода составов судов, отстоя их во время шторма, переформирования составов судов и плотов, а также движения их в пределах аванпорта.

Для этого вход в аванпорты должен иметь достаточную (с учетом дрейфа судов) ширину (см. § I.5), располагаться под углом не более 45° к направлению ветра, создающего волны наибольшей высоты, и не пересекать продолжения осей судопропускного сооружения. Суммарную высоту волны, проникающей из водохранилища на акваторию аванпорта, и местной волны приближенно определяют расчетом (см. § VI.6). Для аванпортов на водных путях I и II категорий волновой режим на их акватории должен проверяться на волновых пространственных моделях.

На акватории аванпорта располагают рейды для отстоя судов и составов сухогрузных и наливных несамоходных судов и плотов при штормовой погоде и переформирования их. По акватории должны проходить судовые ходы — транзитный к судопропускному сооружению и местные — от рейда к судопропускному сооружению, причалам и входу в аванпорт.

Площади отдельных рейдов на акватории аванпорта определяют исходя из расчетного числа максимальных по габаритам судов, составов их и плотов, которые должны отстаиваться или переформировываться на данном рейде с учетом необходимых для безопасной работы флота расстояний между ними (см. § VI.6). Число судов, составов их и плотов m_0, которые должны одновременно отстаиваться в аванпорте при шторме в ожидании возможности выхода в водохранилище, определяют исходя из наибольшего суточного числа шлюзований их $n_{\text{п}}$, расчетной длительности $t_{\text{шт}}$ (в ч) штормовой погоды и времени штормового предупреждения $t_{\text{пр}}$:

$$m_0 = n_{\text{п}}(t_{\text{шт}} + t_{\text{пр}})/24. \qquad \text{(III.12)}$$

Исходя из расположения и площадей всех рейдов и судовых ходов, вне их устанавливают необходимую при перспективном грузообороте площадь аванпорта.

При выходе подходов судопропускного сооружения в реку переформировочные рейды чаще всего размещают на ближайшем плёсе. На реке рейды для нефтеналивных судов по условиям противопожарной безопасности располагают обязательно ниже других по течению.

При однобережной компоновке бетонных сооружений гидроузла на нескальных размываемых грунтах возможное приближение шлюзов к водопропускным сооружениям определяется двумя факторами — шириной по основанию защитных и оградительных сооружений в бьефах и разницей отметок дна котлованов этих сооружений. Поэтому при таких грунтах оснований шлюзы с водопропускными сооружениями часто сопрягают насыпными струенаправляющими дамбами. В случаях же непосредственного примыкания судоходных шлюзов к зданиям гидроэлектростанции между ними приходится возводить в обоих бьефах бетонные раздельные стенки. При русловой компоновке гидроузла на скальном основании (рис. III.12, *а*) судопропускные сооружения могут непосредственно примыкать или близко подходить к бетонным водопропускным сооружениям гидроузла, так как этому не препятствуют

ни ширина бетонных защитных оградительных сооружений в бьефах, ни откосы (близкие к вертикальным) котлована. При скальных основаниях размывы русла и отложения наносов незначительны; поэтому здесь необходимо только обеспечить допустимые режим скоростей у входа в нижний подходный канал и волновой режим в аванпорте. Для уменьшения длины бетонных защитных стен, используемых часто в качестве причалов, концевые их участки ниже грузовой осадки судов выполняют водопроницаемыми или в нижнем бьефе водосбросных сооружений устраивают направляющие поток подводные стенки (рис. III.12, *б*).

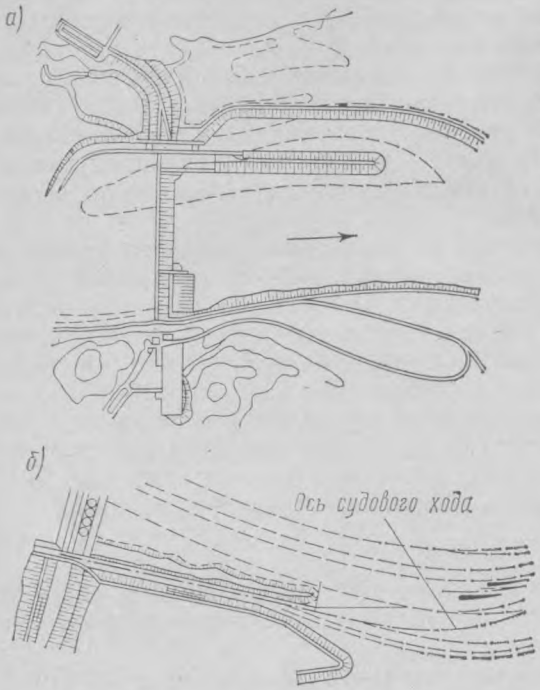


Рис. III.12. Шлюзы на скальном основании:
а—примыкающие к водосливной плотине; *б*—то же, к зданию гидроэлектростанции

Сооружения гидроузлов комплексного назначения часто используют для устройства по ним автодорожных и железнодорожных переходов через реки. В таких случаях под мостами через судопропускные сооружения, когда они не могут быть разводными, должны быть обеспечены надводные габариты, отвечающие требованиям водного пути данной категории (см. § I.5). Автомобильную дорогу местного значения провести через сооружения гидроузла сравнительно просто. Если камера шлюза расположена в нижнем бьефе, дорогу отводят с гребня плотины по трассе с небольшими радиусами, допускаемыми нормами для таких дорог, и пропускают через нижнюю голову шлюза, где ниже основных ворот обычно имеется свободный габарит по высоте (рис. III.13, *а*). Магистральные автомобильные дороги, которые должны иметь большие радиусы закруглений, но допускают значительные уклоны (0,04—0,05), иногда пропускают через верхние головы шлюзов с устройством на них высоких, но коротких эстакадных подъездов по гребню земляной плотины.

При необходимости устройства в гидроузле железнодорожного перехода пропустить его через нижнюю голову шлюза (верхняя голова которого входит в напорный фронт) можно только в случае

значительного удаления шлюза от водосливной плотины и здания гидроэлектростанции, так как железные дороги должны иметь большие радиусы закруглений. В таких случаях мостовой переход устраивают иногда через нижний подходный канал шлюза.

Если шлюз расположен близко к водосбросной плотине или к зданию гидроэлектростанции, то размещение на них линии нижней головы однокамерного шлюза (или средней головы многокамерного) является часто неизбежным (рис. III.13, *б*). В этом случае на основе технико-экономического сравнения вариантов необходимо решить, что целесообразнее — расположение камеры в верхнем бьефе или подвод напорных сооружений к верхней голове шлюза (рис. III.13, *в*).

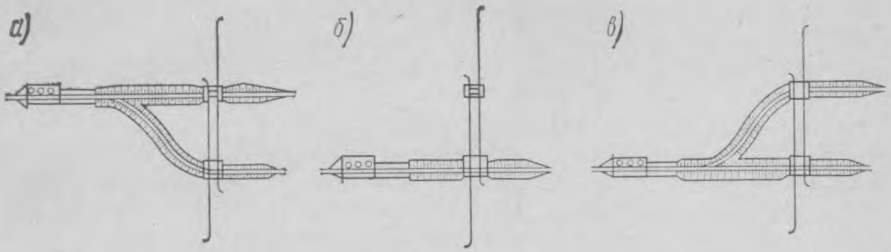


Рис. III.13. Расположение шлюзов с мостовыми переходами:
а—при камере, выдвинутой в нижний бьеф, и мостом через нижнюю голову; *б*—при камере, выдвинутой в верхний бьеф; *в*—то же, но с подводом напорных дамб к верхней голове шлюза

При компоновке гидроузлов следует предусматривать сооружение в будущем (за пределами расчетного срока) дополнительной нитки шлюза. Расстояние этой строящейся нитки от действующей должно обеспечивать нормальные условия работы конструкции последней и условия фильтрации при этом воды в новый котлован.

§ III.6. ТИПЫ ТРАНСПОРТНЫХ СУДОПОДЪЕМНИКОВ И УСЛОВИЯ ИХ ПРИМЕНЕНИЯ

Судоподъемники требуют для преодоления судами падения напора на гидроузлах на плаву в камерах весьма небольшого объема воды, в основном на фильтрационные потери ее через уплотнения затворов. Это и вызвало возведение судоподъемников разных типов с середины прошлого века на новых судоходных каналах в бедных водными ресурсами районах Западной Европы и Северной Америки. На них суда грузоподъемностью до 10 т преодолевали перепады до 65 м и грузоподъемностью до 50 и затем до 600 т — перепады в 15—20 м; некоторые из этих судоподъемников еще действуют. В дальнейшем для более крупных судов предлагались многочисленные схемы судоподъемников. Однако большинство этих схем (например, с расположением судна внутри вращающегося цилиндра, с подъемом камеры на коромысле и др.) не применяются

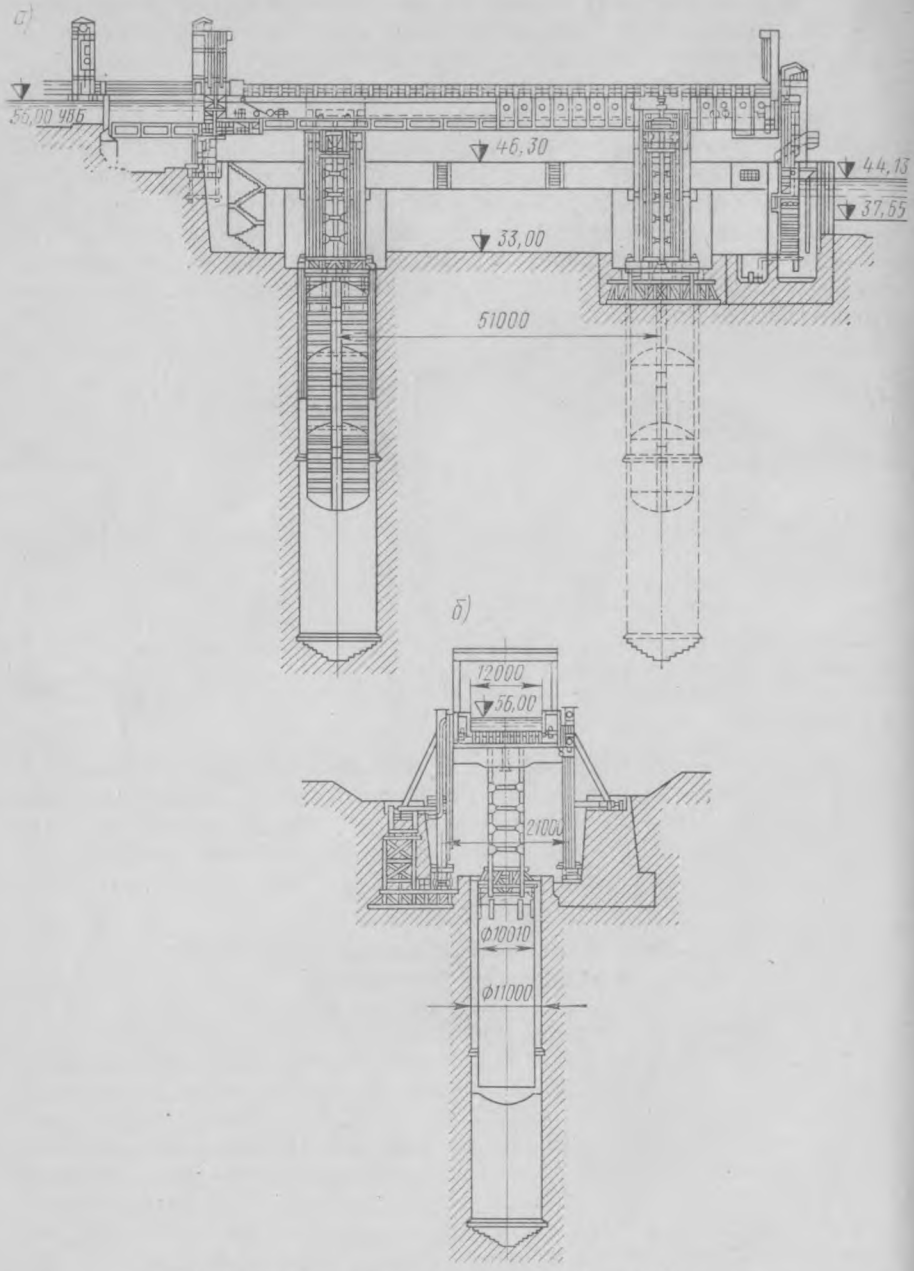


Рис. III.14. Вертикальный поплавковый судоподъемник:
а—продольный разрез; *б*—поперечный разрез

и представляют теперь лишь исторический интерес [13]. Осуществлялись же лишь две основные схемы судоподъемников — вертикальные и наклонные, различающиеся направлением перемещения на них судов.

Вертикальные судоподъемники бывают поплавковые и механические.

На поплавковых судоподъемниках камера опирается на расположенные под ней в шахтах два вертикальных поплавка (рис. III.14), что обеспечивает статическую определимость системы. Последний крупный поплавковый судоподъемник построен в 1962 г. на Дортмунд-Эмском канале в Вальтропе (ФРГ) для преодоления судами грузоподъемностью до 1300 т перепада в 14,5 м. Он был признан целесообразнее шлюза в связи с особыми местными условиями — горными выработками под сооружением, которые могли вызвать большие неравномерные осадки секций камеры и голов его.

На механических судоподъемниках камера, подвешенная на многочисленных стальных канатах или цепях, частично уравновешивается противовесами и поднимается электромоторами (рис. III.15). На вертикальных судоподъемниках для частичного преодоления неуравновешенной части камеры с водой и уменьшения мощности механизмов перемещения применяется догрузка камеры слоем воды в несколько сантиметров, впускаемой в камеру из верхнего бьефа и затем выпускаемой в нижний бьеф. Недостатком вертикальных судоподъемников является значительное осложнение их конструкций при больших колебаниях уровней воды в верхнем бьефе. Поэтому они сооружались только на судоходных каналах с малыми колебаниями уровней воды в них. Последний судоподъемник данного типа построен в ФРГ на обходном канале р. Эльбы.

Продольные наклонные судоподъемники в зависимости от профиля их трассы бывают двускатными или односкатными. Суда могут перемещаться в них насухо на платформе или на плаву в камерах. Тележки и камеры могут быть самоходными или прицепными с расположением механизмов перемещения на неподвижных частях судоподъемника.

Двускатные судоподъемники с перемещением насухо лодок и небольших судов (грузоподъемностью примерно до 100 т) применяли раньше других типов для преодоления высоких водоразделов между двумя реками (рис. III.16); их применяли и в последующем для перевалки насухо спортивных судов и катеров через крупные речные гидроузлы.

Односкатные судоподъемники с перемещением судов на плаву строили на судоходных каналах (с обычными на них небольшими колебаниями уровня воды), между ними и другими водоемами или рекой; они должны быть отделены от верхнего бьефа головой в виде полушлюза. Самый большой судоподъемник такого типа — двухниточный судоподъемник Ронкьер — построен в

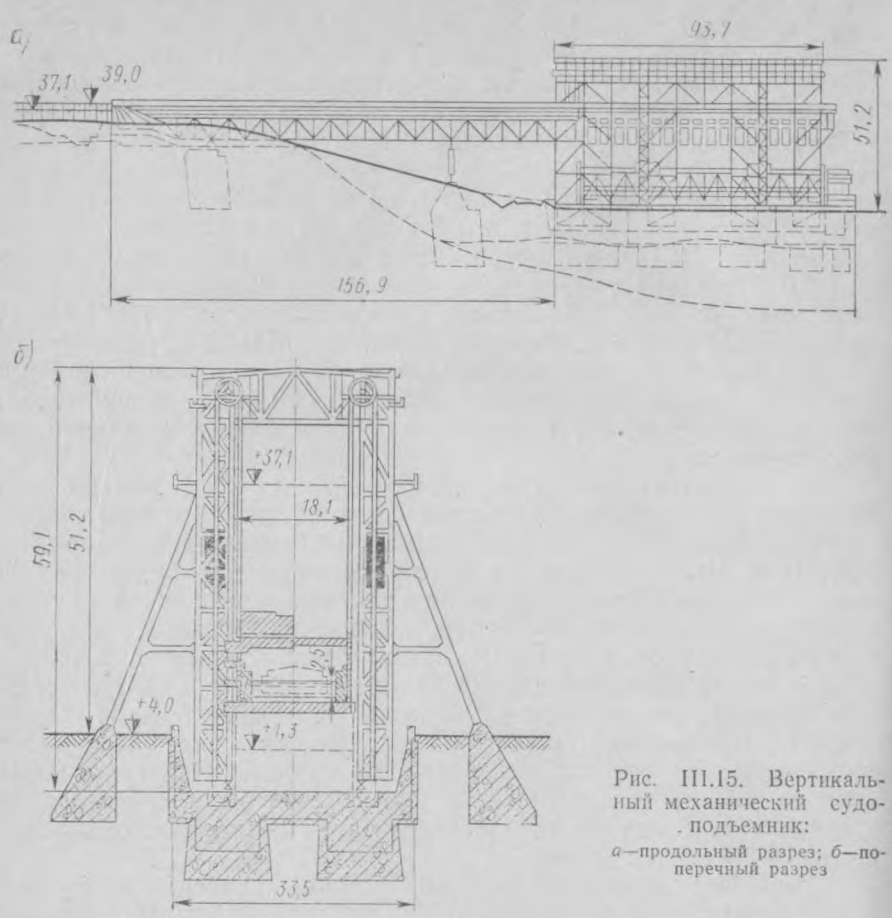


Рис. III.15. Вертикальный механический судоподъемник:

а—продольный разрез; *б*—поперечный разрез

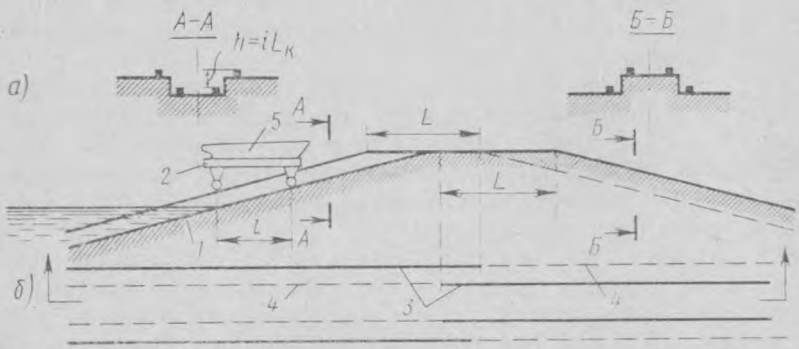


Рис. III.16. Наклонный продольный двускатный судоподъемник для небольших судов:

1, 3, 4—судовозные пути; *2*—тележка; *5*—судно

Бельгии на канале Шарлеруа — Брюссель для преодоления судами грузоподъемностью до 1300 т падения 67,5 м (рис. III.17).

При значительных колебаниях уровня верхнего бьефа, обычных на гидроузлах комплексного назначения с регулирующими сток реки водохранилищами, могут применяться следующие схемы продольных наклонных судоподъемников: односкатный судоподъемник с верховым шлюзом, преодолевающим навигационные колебания

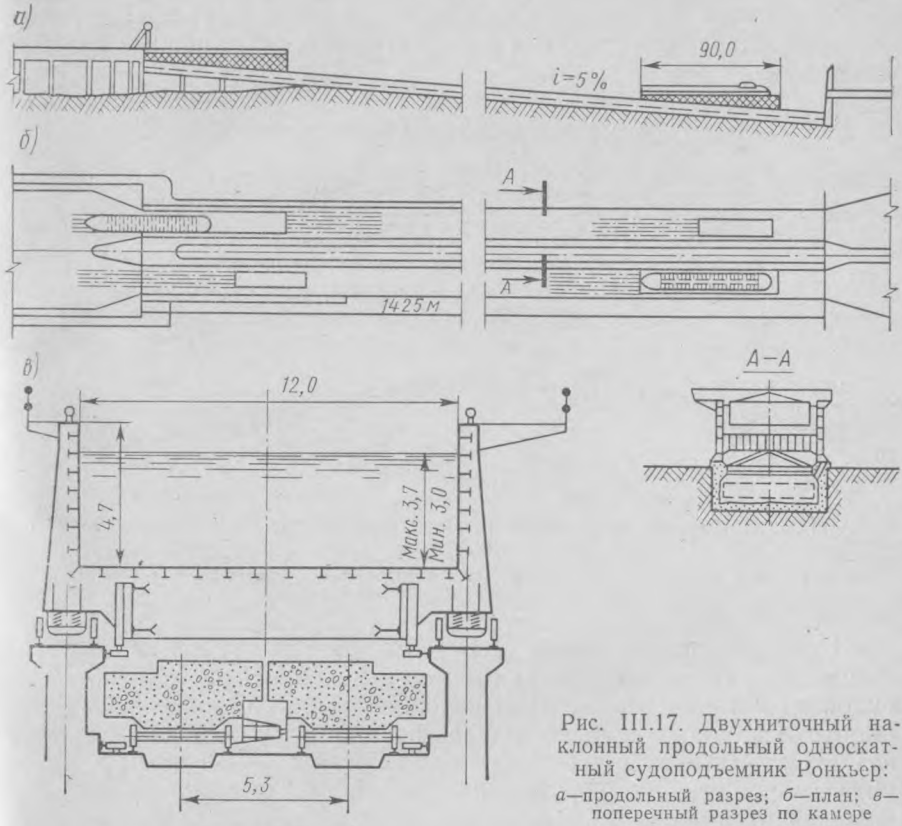


Рис. III.17. Двухниточный наклонный продольный односкатный судоподъемник Ронкьер:
а—продольный разрез; *б*—план; *в*—поперечный разрез по камере

уровня верхнего бьефа (рис. III.18, *а*) и двускатный судоподъемник с поворотным кругом и судовозными путями к нему с обоих бьефов одинакового уклона; на последнем эти пути могут иметь между собой в горизонтальной плоскости угол, что облегчает вписывание их в рельеф местности, особенно горный. Самый большой двускатный судоподъемник построен на Красноярском гидроузле на р. Енисее для преодоления судами грузоподъемностью 1500 т (в перспективе 2000 т) падения 101 м (рис. III.18, *б*), на котором самоходная камера перемещается по путям с помощью зубчатой передачи по рейке. Время проводки судов на плаву через такой судоподъемник получается значительным. Оно может быть умень-

шено в 1,5 раза и более путем устройства у поворотного круга тупикового разъездного пути и ввода в работу второй камеры.

В последние годы во Франции на судоходных каналах построены опытные поперечный наклонный (для небольших судов) и «клиновой» судоподъемники.

Выбор судоподъемника вместо шлюза и его тип определяются в каждом конкретном случае в основном следующими факторами: а) водоизмещением наибольшего расчетного судна; б) степенью обеспеченности верхнего бьефа водой для шлюзования; в) величиной преодолеваемого падения и амплитудой навигационных колебаний бьефов.

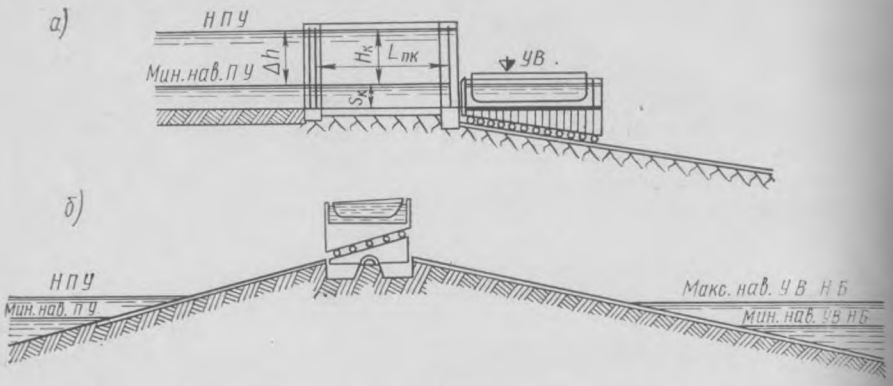


Рис. III.18. Наклонные продольные судоподъемники при больших колебаниях в бьефах:

а—односкатный с верховым судоходным шлюзом (продольный разрез); *б*—двускатный с самоходной камерой (продольный разрез)

С увеличением размеров и грузоподъемности судов на внутренних водных путях конструкции камер и механическое оборудование судоподъемников значительно усложняются. В связи с этим для пропуска крупных судов большой грузоподъемности, достигающей на магистральных внутренних водных путях 5—10 тыс. т, судоподъемники еще не сооружались. Водой на речных гидроузлах комплексного назначения шлюзование судов всегда обеспечено. На части построенных в Советском Союзе межбассейновых воднотранспортных соединений водораздельные бьефы были обеспечены достаточным количеством воды за счет собственной приточности или регулирования водохранилищами стока впадающих в них рек, а при машинном питании их водораздельных бьефов вода подавалась также и для водоснабжения или орошения (см. § III.4). Поэтому водохозяйственных предпосылок для строительства на них судоподъемников не было.

Приводившиеся сравнения вариантов судоходных шлюзов и судоподъемников в гидроузлах комплексного назначения показывали целесообразность перехода на последние только при напорах, превышающих в зависимости от местных топографических условий

60—70 м. Поэтому на гидроузлах, возводимых в СССР на равнинных реках, они применения не нашли.

В отечественной проектной практике последних лет во всех случаях на гидроузлах большого напора со значительными колебаниями верхнего бьефа принимали продольные наклонные судоподъемники.

Судоподъемники являются до сих пор единичными, уникальными, весьма сложными сооружениями, строительные конструкции и особенно механическое оборудование которых не имеют установившихся типов.

§ III.7. ТРАНСПОРТНОЕ ОСВОЕНИЕ ВОДОХРАНИЛИЩ

На водохранилищах для транспортного освоения их необходимо проложить транзитные и вспомогательные (на подходах к пристаням и другим сооружениям) судовые хода, установить судоходную обстановку и устроить порты-убежища.

Водохранилища можно разделить по их длине на следующие характерные для судоходства (при минимальном навигационном подпорном уровне) три участка (рис. III.19): *1* — нижний, прилегающий к гидроузлу, на котором над поймой реки обеспечены судоходные глубины $h_{п} > h_{с.гар}$, и трассу короткого судового хода выбирают в основном из условия обеспечения ее надежной судоходной обстановкой; *2* — средний, на котором в естественном русле реки судоходные глубины для плавания судов избыточны, а над поймой $h_{п}$ при минимальном навигационном уровне воды не достаточны; *3* — верхний, на котором минимальные навигационные уровни укладываются в пределах меженного русла; в каскадах вышележащий гидроузел обычно ограничивает этот участок.

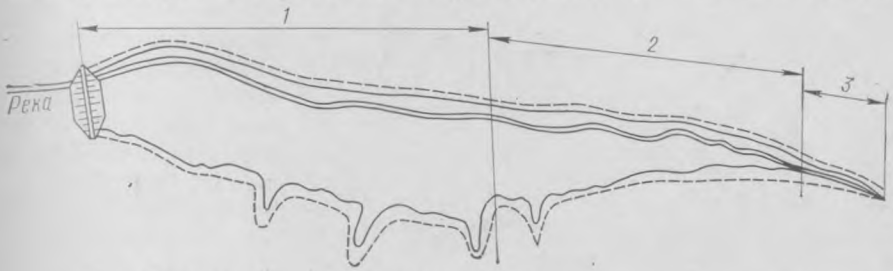


Рис. III.19. Характерные для судоходства участки водохранилища:
1—нижний; *2*—средний; *3*—верхний

На средних участках водохранилищ трассы основных и дополнительных (используемых, когда основными неудобно пользоваться по ветроволновым условиям) *судовых ходов* выбирают по технико-экономическим соображениям — преимущественно наиболее короткие, надежно обставленные, с минимальным количеством земляных работ. На верхних участках водохранилищ, в районе выклинивания подпора, условия трассирования судового хода и его об-

становки близки к условиям для меженных и весенних судовых ходов на свободных реках (см. § II.1).

Ширина судовых ходов в подводных прорезях на водохранилищах при ветре, вызывающем боковой дрейф судов, определяется по формулам, приведенным в § I.5, но величины запаса между судами и откосами прорези увеличиваются в зависимости от местных условий до 10—50 м. Поверхность земли под судовыми ходами очищается от деревьев и кустарников.

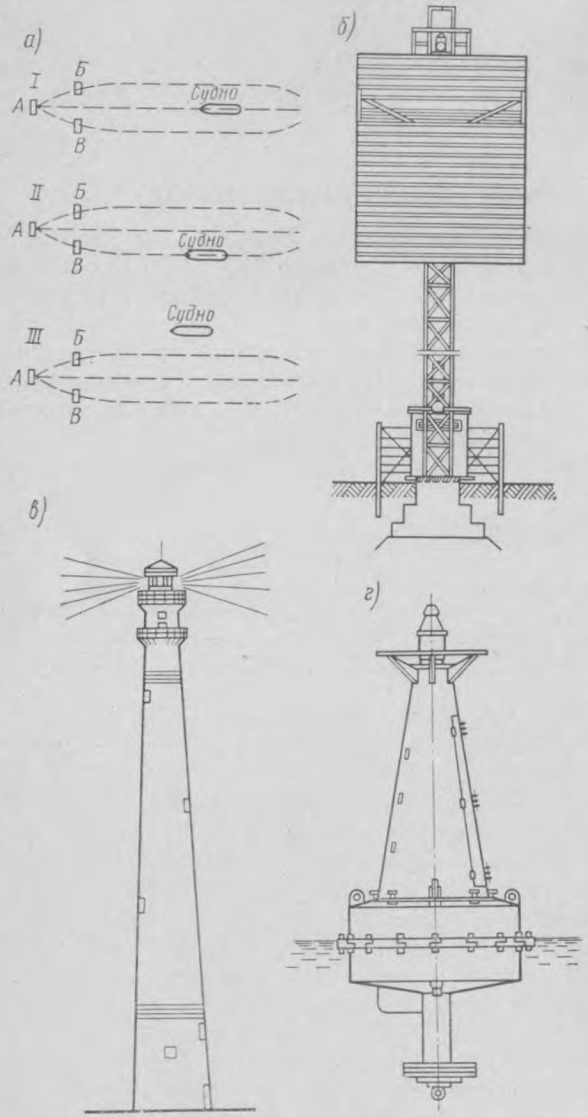


Рис. III.20. Знаки судоходной обстановки на водохранилищах:

а—щелевой створ и различное расположение (I, II, III) судов относительно его знаков; *б*—створный знак высотой 20 м; *в*—маяк; *г*—буй

Схемы судоходной обстановки на водохранилищах существенно зависят от очертания их берегов; в них наибольшее распространение имеют навигационные береговые створные и ходовые знаки, маяки, береговые огни и штормовые сигнальные мачты [3]. Линейные створы на водохранилищах, как и на реках, устанавливают на относительно коротких створных линиях (длиной до 10 км) стандартными знаками высотой до 10 м. На длинных прямых судовых ходах протяженностью 10—20 км применяют, как правило, более совершенные щелевые створы, которые в отличие от линейных указывают не только направление оси судового хода, но и

границы его, в пределах которых плавание судов безопасно. Когда судоводитель видит между двумя ближними знаками третий, судно движется в пределах полосы судового хода (рис. III.20, *а*). Передние створные знаки (рис. III.20, *б*) освещаются в темное время постоянным, а задние — проблесковым белым огнем. Ходовые знаки устанавливают на тех участках берегов водохранилищ, к которым прижимается судовой ход (см. рис. II.3, *а*). Маяки — береговые знаки башенного типа устанавливают на берегах больших водохранилищ (рис. III.20, *в*) для ограждения опасных для судоходства участков берегов. На берегах водохранилищ устанавливают также другие береговые знаки и штормовые сигнальные мачты, которые предупреждают судоводителей об ожидаемом направлении шторма, силе ветра и т. п. Знаками плавучей обстановки — буями (рис. III.20, *г*) ограждают главным образом судовые ходы, которые не могут быть обозначены створами. Применяют, как и на озерах, латеральную (рис. III.21, *а*) и осевую (рис. III.21, *б*) системы расстановки буев.

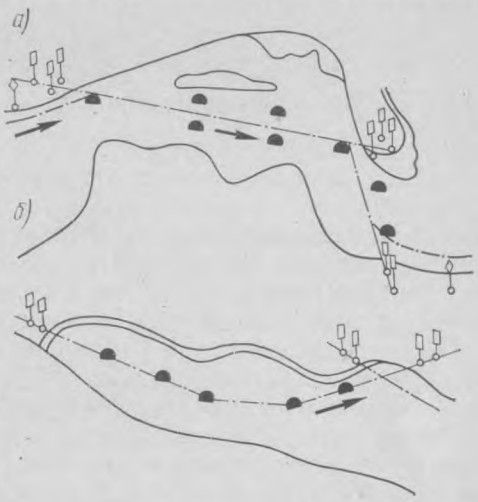


Рис. III.21. Расстановка плавучих знаков судоходной обстановки (буев)

Порты-убежища устраивают на нижних и средних участках бо́льших водохранилищ, где при штормовой погоде бывают волны высотой, не допустимой для озерных судов. Расстояние между портами-убежищами определяют из условия, чтобы составы несамоходных судов (или плотов), движущиеся со скоростью $v_{с.н}$, получив штормовое предупреждение (сигнал об ожидаемом в течение ближайших $t_{пр}=8\div12$ ч шторме и его направлении), успели своевременно дойти до ближайшего порта-убежища. Это расстояние не должно превышать

$$L_{п.у}=(0{,}7\div0{,}8)\,t_{пр}v_{с.н}.$$

Порты-убежища, расстояние между которыми составляет в большинстве случаев 80—120 км, устраивают по возможности в естественным образом защищенных берегами от прямых волн и затопленных водохранилищем устьях рек и оврагов. На акваториях их у рейдов отстоя судов и плотов расчетная высота волн не должна превышать соответственно 1,0 и 0,6 м. В этих условиях работы по ним ограничиваются сводкой леса, судоходной обстановкой и рейдовыми устройствами. Если защита недостаточна, приходится возводить оградительные сооружения (см. § VII.8).

§ III.8. ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ ИСКУССТВЕННЫХ ВОДНЫХ ПУТЕЙ

Пропускная способность искусственного водного пути определяется судопропускными сооружениями (шлюзами) на нем, так как по свободным рекам, подпертым бьефам, водохранилищам и каналам суда и составы их могут следовать друг за другом с небольшими интервалами (не менее 0,5 км).

Экономическими и эксплуатационными разработками, которые выполняют исходя из планов развития народного хозяйства и изменения транспортных условий в течение расчетного срока, устанавливаются грузопотоки, навигационные объемы перевозок отдельных грузов O_i, типы и грузоподъемность судов G_i для них, коэффициенты использования ее δ_i, количество шлюзуемых грузовых судов и плотов за навигацию $N_{\text{гр}}=\sum_i \frac{O_i}{\delta_i G_i}$, количество порожних судов $N_{\text{пор}}$, которые нельзя использовать (в частности, нефтеналивных) для перевозки других грузов, число пассажирских и служебных судов $n_{\text{пас}}$ и $n_{\text{сл}}$ в сутки, составы и группы из m_i судов разных типов, одновременно размещаемых в камерах данного размера при шлюзовании. За расчетный срок для магистральных водных путей принято принимать 10 лет и больше после ввода в постоянную эксплуатацию законченных строительством сооружений.

При предварительном (на стадии схемы) проектировании, когда будущие эксплуатационные условия еще недостаточно определены, можно исходить из средней грузоподъемности одного типового расчетного судна $G_{\text{т}}$ и отвечающему ей среднему значению $\delta_{\text{т}}$. При этом принимают одновременно шлюзуемых $m_{\text{т}}$ таких судов, а суда пассажирские, служебные и технического флота (2 пары) — по одному. Тогда для судов $N_{\text{гр.т}}=\Sigma O_i/(\delta_{\text{т}}G_{\text{т}})$ и для плотов $N_{\text{пл}}=O_{\text{пл}}/G_{\text{пл}}$.

Поступление грузов на водный транспорт в течение навигации изменяется, а штормы на больших бьефах и водохранилищах вызывают задержки в движении судов — это учитывают коэффициентами неравномерности перевозок грузов $\varphi_{\text{н.п}}$ и неравномерности движения (из-за штормов) $\varphi_{\text{н.д}}$. При этом необходимое суточное число шлюзований в наиболее напряженный период навигации составит

$$n_{\text{ш}}=\frac{(N_{\text{гр.т}}+N_{\text{пор}})\varphi_{\text{н.п}}\varphi_{\text{н.д}}}{m_{\text{т}}T_{\text{нав}}}+\frac{N_{\text{пл}}\varphi_{\text{н.п}}\varphi_{\text{н.д}}}{T_{\text{нав}}}+2n_{\text{пас}}+2n_{\text{сл}}. \qquad \text{(III.13)}$$

Расчетные значения входящих в (III.13) коэффициентов лежат обычно в следующих пределах: $\delta_{\text{т}}=0{,}6\div0{,}7$; $\varphi_{\text{н.п}}=1{,}2\div1{,}4$ для судов и $\varphi_{\text{н.п}}=1{,}6\div1{,}8$ для плотов; $\varphi_{\text{н.д}}=1{,}0\div1{,}10$.

Схемы и время шлюзования. Процесс шлюзования состоит из ряда операций, часть которых выполняется шлюзом и его оборудованием, а часть — шлюзующимися судами. Последовательность этих операций при шлюзовании судов через однокамерный шлюз показана на рис. III.22; операции, выполняемые шлюзом, нанесены ниже оси t, а выполняемые судном — выше этой оси.

Операции по шлюзованию, выполняемые оборудованием шлюза при электромеханическом приводе его, имеют практически постоянную продолжительность. Время открывания и закрывания ворот шлюзов обычно принимают равным 1—1,5 мин для шлюзов с камерами шириной до 18 м и около 2 мин для шлюзов с камерами шириной более 18 м.

Время наполнения и опорожнения камер шлюзов можно приближенно определять по формуле, мин,

$$t_{\text{нап}} = k_{\text{н}} \sqrt[3]{H_{\text{к}} L_{\text{п.к}} B_{\text{п.к}}}, \qquad \text{(III.14)}$$

где $k_{\text{н}}$ — коэффициент; для шлюзов с сосредоточенной системой питания $k_{\text{н}}=0{,}27$; для шлюзов с распределительной системой питания $k_{\text{н}}=0{,}19$.

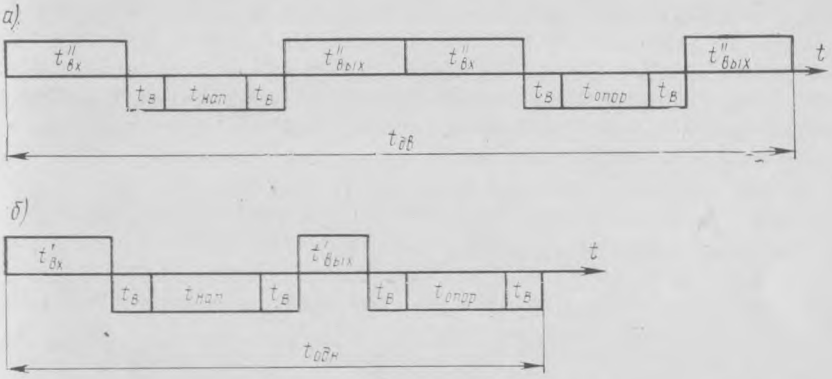


Рис. III.22. Графики шлюзования при двустороннем *(а)* и одностороннем *(б)* движении судов

Время $t_{\text{нап}}$ обычно в пределах 8—15 мин. На судоподъемниках это время заменяется полным временем перемещения камеры с судном из одного бьефа в другой.

Время входа в камеру $t_{\text{вх}}$ и выхода из нее $t_{\text{вых}}$ зависит от типа судна и состава, длины пути и средней скорости движения по нему. Длину этого пути можно принимать:

при одностороннем шлюзовании

$$L'_{\text{с}} = L_{\text{п.к}} (1 + \alpha_{\text{п}}); \qquad \text{(III.15)}$$

при двустороннем шлюзовании

$$L''_{\text{с}} = L_{\text{п.к}} \alpha_{\text{п}} + L_{\text{п}}, \qquad \text{(III.16)}$$

где $\alpha_{\text{п}}$ — коэффициент, равный при входе 0,4 и при выходе из камеры — 0,1; $L_{\text{п}}$ — определяется по формуле (III.8).

Средние скорости движения (включая нарастание скорости и торможение) наибольших расчетных составов можно принимать при $B_{п.к}/S_к > 3$ по табл. III.2.

Таблица III.2

Объект шлюзования	Средняя скорость движения, м/с	
	входа	выхода
Самоходное судно	1,0	1,4
Толкаемый состав судов	0,9	1,2
Буксируемый состав судов	0,7	1,0
Плот	0,6	0,6

При этом длительность движения судов и составов на отдельном участке пути длиной $L_{с,i}$ составит $t_i = L_{с,i}/v_{ср\,i}$.

Полное время, в течение которого однокамерный шлюз занят пропуском одного судна или состава, при обычно одинаковом времени открывания и закрывания всех ворот шлюза $t_в$, а также наполнения и опорожнения камер $t_{нап}$ составляет:

при одностороннем движении

$$t_{шл.одн} = t'_{вх} + 2t_{нап} + 4t_в + t'_{вых}; \qquad (III.17)$$

при двустороннем движении

$$t_{шл.дв} = t''_{вх} + t_{нап} + 2t_в + t''_{вых}. \qquad (III.18)$$

где t' и t'' — время перемещения составов соответственно при одностороннем и двустороннем движении.

Порядок пропуска через однониточный однокамерный шлюз составов прямого и обратного направлений зависит от относительного их количества. При предварительном определении пропускной способности однониточного шлюза можно принимать по [7] 25% односторонних и 75% двусторонних (кроме плотов) шлюзований. Тогда расчетное время шлюзования каждого состава судов составит, мин,

$$t_{шл.р} = 0{,}25t_{шл.одн} + 0{,}75t_{шл.дв}. \qquad (III.19)$$

Для многокамерных шлюзов имеются аналогичные формулы (I.19).

Суточное число часов работы судопропускного сооружения в наиболее напряженный период навигации $t_р$ принимается в 23 ч [7]. При этом коэффициент запаса пропускной способности на расчетный срок составит

$$K_{пр.сп} = 60t_р/(\sum n_i t_{шл\,i}), \qquad (III.20)$$

где n_i — число шлюзований судов разных групп, составов их и плотов; $t_{шл.i}$ — время шлюзования каждого из них, определяемое по (III.17) — (III.19).

При $K_{пр.сп} < (1{,}2 \div 1{,}3)$ возникает необходимость увеличивать размеры камеры или проектировать дополнительную нитку шлюза.

ГЛАВА IV

СУДОХОДНЫЕ ШЛЮЗЫ

§ IV.1. СИСТЕМЫ ПИТАНИЯ ШЛЮЗОВ

Система питания судоходного шлюза водой должна обеспечивать время наполнения и опорожнения его камеры, отвечающее необходимой судопропускной способности шлюза (см. § III.8), при нормальных условиях отстоя судов, составов и плотов в камере, а также отстоя и маневрирования их в подходах.

Вода подается в камеры и забирается из них через водопроводную систему шлюза с переменным по времени напором и расходом. Вследствие этого в камере и подходных каналах шлюза происходит неустановившееся движение воды, которое вызывает переменное по времени очертание ее свободной поверхности, а в местах выпуска воды происходят гидравлические явления, связанные с гашением скорости и энергии потока. Все это оказывает гидродинамическое воздействие неустановившегося потока на шлюзуемые суда. Чтобы суда при этом не ударились в ворота или конструкции шлюза, их закрепляют тросами (канатами) по одному или двум бортам (при малых запасах между ними и стенами камеры) за причальные устройства — плавучие рымы, тумбы, крюки (рис. IV.1, *а, б, в*). Плавучие рымы представляют собой полый поплавок с тележкой и причальным приспособлением (крюк, серьга с тросом), перемещающиеся по вертикальным рельсовым путям одновременно с уровнем воды в камере и шлюзуемым судном (рис. IV.1, *г*). Установка их в камерах шлюзов напором более 6 м обязательна, так как при большой разнице между отметками причальных тумб, расположенных на стенах, и наинизшими уровнями воды зачаленные суда получают недопустимые горизонтальные перемещения. По этой же причине при колебаниях уровней воды в подходах к шлюзам свыше 6 м причальные тумбы на причалах устанавливают на двух или более ярусах (см. далее рис. IV.24, *б*). Расстояние между причальными устройствами шлюза в связи с возможным несовпадением их по длине с кнехтами наименьших расчетных судов должно быть меньше половины длины расчетного судна и не более 35 м (рис. IV.1, *д*).

Усилия в причальных тросах в большой мере зависят от условий зачаливания судов в шлюзе — длины и веса тросов, начального их натяжения и других эксплуатационных факторов. Поэтому проектные условия отстоя судов в камерах и подходных каналах шлюзов оценивают не усилиями в причальных тросах, а действующими на суда гидродинамическими силами. Наибольшие допускаемые для шлюзов с сосредоточенной подачей воды в начало камеры (см. рис. IV.2, *а*) величины продольных составляющих этих

гидродинамических сил определяют [1.19] по следующей формуле, кН:

$$P_{\text{доп.пр}} = 3\sqrt[3]{W}, \qquad \text{(IV.1)}$$

где W — водоизмещение расчетного судна или наибольшего судна в расчетном составе (в полном загружении), м³.

Для шлюзов с распределительной вдоль камеры подачей в нее воды в формулу (IV.1) принято вводить коэффициент $k_{\text{р}} = 0{,}8$.

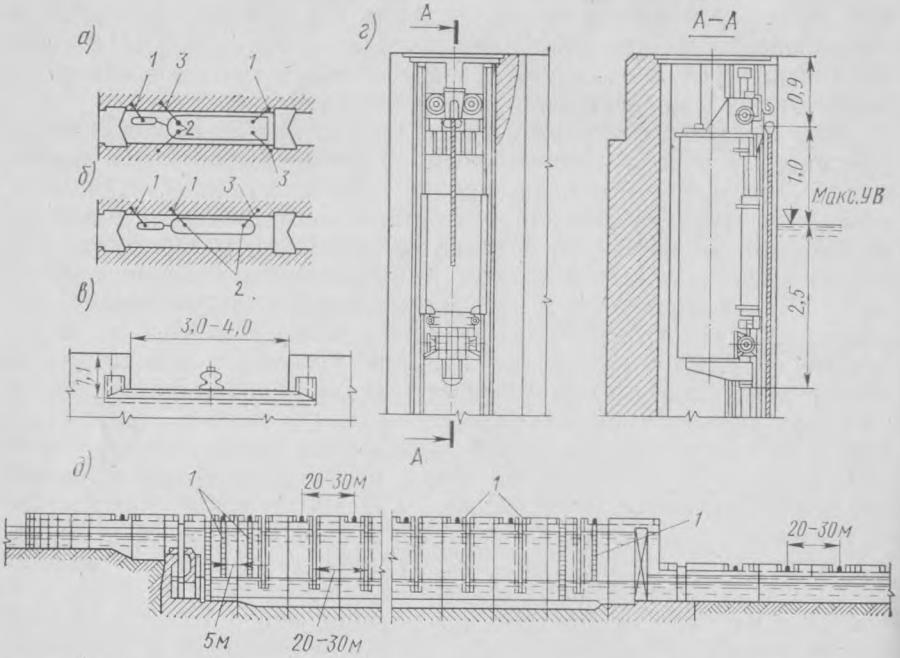


Рис. IV.1. Учаливание судов за причальные устройства в камерах шлюзов: *а*—за оба борта четырьмя тросами; *б*—за один борт (узких судов) двумя тросами; *в*—причальная тумба на площадке шлюза; *г*—плавучий рым в стене камеры; *д*—типовая схема расположения причальных устройств; *1*—причальные устройства шлюза; *2*—кнехты судна; *3*—швартовые тросы

Величины поперечных составляющих гидродинамических сил исходя из наименьшего угла ($\sim 30°$) между направлением причального троса и осью шлюза принимаются равными $P_{\text{доп.поп}} = 0{,}5\ P_{\text{доп.пр}}$. По мере увеличения водоизмещения расчетных судов абсолютные значения $P_{\text{доп}}$ возрастают, а относительные их значения $1/n_{\text{доп}} = P_{\text{доп}}/W$ уменьшаются. При учаливании судов за тумбы, расположенные на стенах камер или причалов, причальные тросы имеют при минимальном уровне воды угол в вертикальной плоскости $\beta_{\text{в}}$. В этом случае указанные выше значения $P_{\text{доп}}$ следует умножать на коэффициент $k_{\text{в}} = \cos \beta_{\text{в}} < 1{,}0$.

Для того чтобы составы несамоходных судов в подходных каналах шлюзов могли нормально управляться, скорость их движения должна превышать скорость течения воды в канале не менее чем на 0,4—0,5 м/с. Так как скорость движения таких составов в подходных каналах шлюзов обычно не падает ниже 1,2—1,4 м/с, наибольшая средняя по сечению скорость течения воды в подходных каналах не должна превышать на водных путях I и II категорий 0,8 м/с и на водных путях III и IV категорий — 1 м/с [7].

Во избежание удара корпуса судна о дно камеры волновые и инерционные понижения уровня воды в ней в конце опорожнения не должны превышать при наинизшем уровне воды в нижнем бьефе 0,25 м.

Во избежание значительного развития за водопроводными затворами явлений кавитации, понижение давления за ними не допускается более чем до 0,5 атмосферного [1, 19]. К системам питания шлюзов предъявляются, кроме того, обычные для всех гидротехнических сооружений гидравлические требования в отношении воздействия на них потока. Так, за затворами в зоне сжатых сечений, а при больших напорах на шлюзы и на закруглениях, при скоростях течения более 15 м/с должно быть предотвращено разрушение бетона (металлическими облицовками или другими мерами).

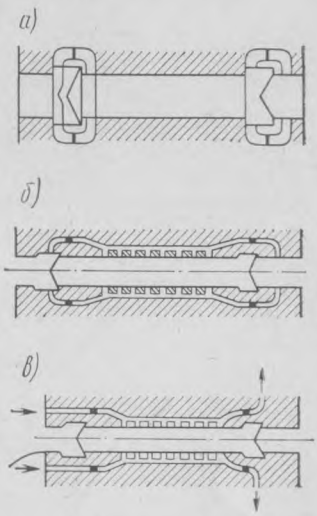


Рис. IV.2. Системы питания шлюза

Системы питания шлюзов разделяются на сосредоточенные и распределительные. Сосредоточенная система питания (рис. IV.2, *а*) характеризуется тем, что вода подается в камеру, а также выпускается из нее только в одном месте — как правило, в голове шлюза. Поэтому такие системы питания часто называют головными. Распределительная система питания шлюзов (рис. IV.2, *б*) характеризуется тем, что вода подается в камеры и выпускается из них по всей длине через большое число расположенных в дне или стенах камеры выпусков из продольных галерей. При такой подаче воды значительно ослабляются волновые явления в камере и уменьшаются продольные скорости течения в ней.

Для забора воды из верхних подходных каналов и выпуска воды в нижние подходные каналы применяют те же две основные системы питания — сосредоточенную (в пределах голов) и распределительную (в пределах пал и причалов). На шлюзах значительного напора применяют системы бокового забора и выпуска воды (рис. IV.2, *в*), характеризующиеся тем, что вода для наполнения камер забирается из верхнего бьефа вне верхних подходных каналов, а при опорожнении камер выпускается в реку или в

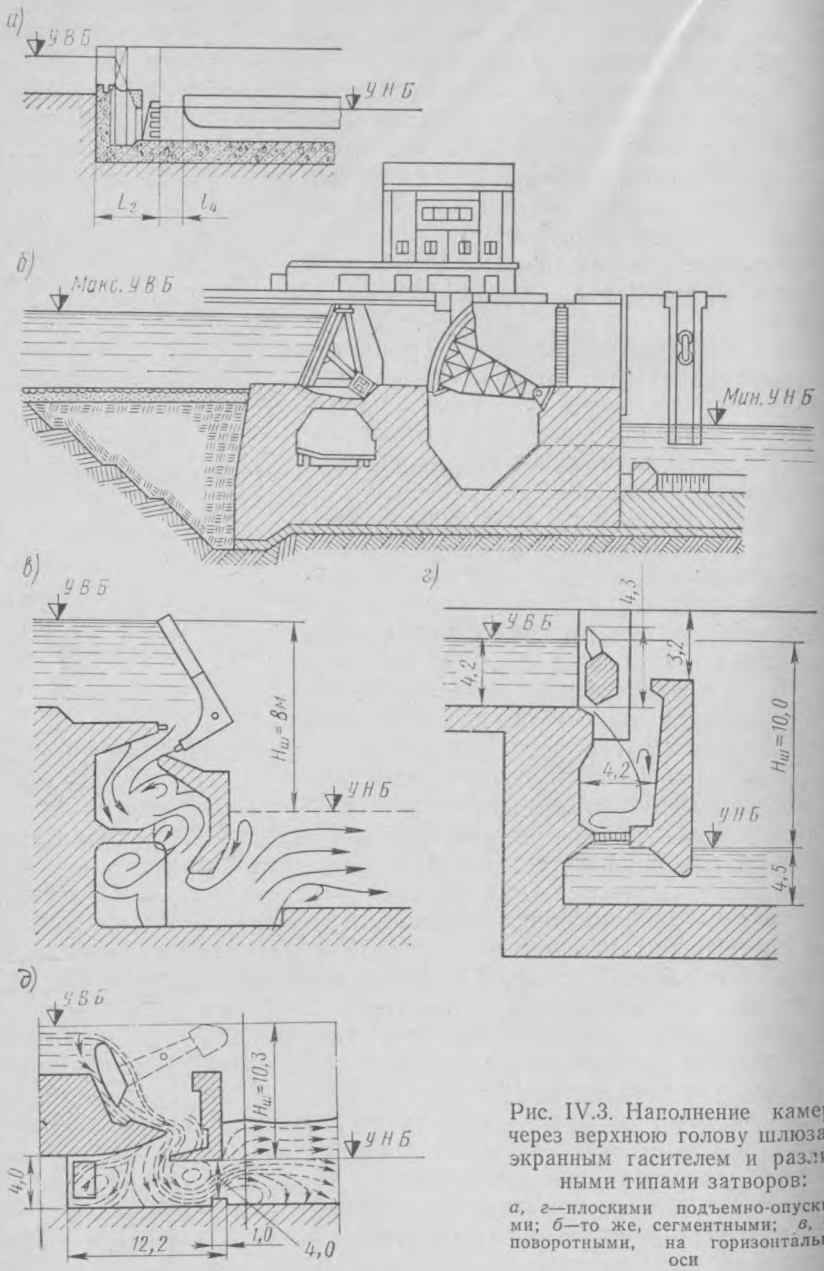


Рис. IV.3. Наполнение камеры через верхнюю голову шлюза с экранным гасителем и различными типами затворов:

а, г—плоскими подъемно-опускными; *б*—то же, сегментными; *в, д*—поворотными, на горизонтальной оси

нижний бьеф гидроузла, минуя нижние подходные каналы. Это позволяет судам отстаиваться в подходных каналах близко от голов шлюза (при одностороннем движении) и, следовательно, быстрее проходить через него.

Головные системы питания. Простейшие типы головного питания применяли на старых деревянных судоходных шлюзах малого (до 3 м) напора, наполнение и опорожнение камер которых происходило через перекрываемые затворами (задвижками) отверстия в нижней части ворот, без гашения энергии вытекающих из них сосредоточенных струй.

При развитии с начала XX в. гидравлических исследований на моделях шлюзов были предложены и разработаны для шлюзов

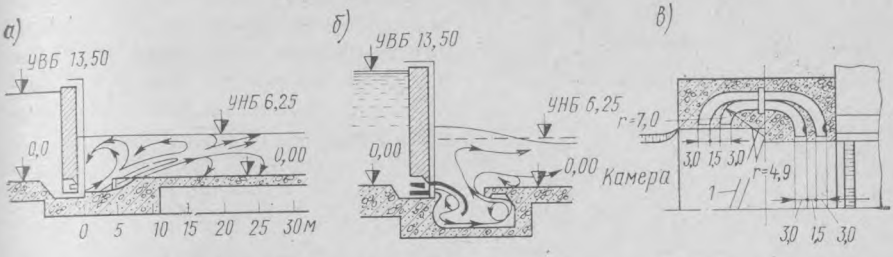


Рис. IV.4. Опорожнение камер через нижнюю голову:
а—безгалерейное с зубчатым порогом; *б*—то же, с камерой гашения и фигурными гасителями; в—разветвленными короткими обходными галереями и фигурными бычками

большого напора современные типы головной системы питания: безгалерейные с камерами гашения, с наполнением через стенку падения, с расширяющимися обходными галереями и т. д. [1,19]. На верхних головах шлюзов со стенками падения наибольшее распространение получили весьма экономичные безгалерейные системы наполнения камер через щели под воротами с гасителями или камерами гашения, при которых получается наименьшая, порядка $l_у = (0{,}5 \div 0{,}7)\ H_к$, длина успокоительного участка камеры, не входящего в полезную длину камеры (рис. IV.3). Применялось и наполнение камер через короткие обходные галереи и стенку падения.

На нижних головах безгалерейные системы опорожнения (рис. IV.4, *а*) при небольших (примерно до 8 м) напорах применяли с зубчатыми порогами и пирсами, при больших напорах — с камерами гашения в днище головы, которые быстрее выравнивают скорости воды по сечениям подходного канала, но требуют значительного заглубления основания голов (рис. IV.4, *б*). Поэтому широкое распространение получила система опорожнения камер через короткие обходные галереи переменного сечения, меньшего у затвора и расширяющегося в 1,5 раза и более к выходу в нижний подходный канал; галереи обычно разветвляют для более равномерного распределения скоростей воды в выходных се-

чениях, а между выпусками устраивают фигурные бычки (рис. IV.4, *в*). При напорах более 10 м это часто оказывается недостаточным; в этих случаях заглубляют в днище часть или все выходное сечение обходных галерей (наподобие водобойного колодца).

Распределительные системы питания применяются двух основных типов — простые и сложные. В простых типах распределительных систем питания вода подается из основных продольных галерей, которые обычно проходят вдоль всей камеры от верхнего бьефа к нижнему в дне или в стенах камеры, через отдельные отверстия-выпуски непосредственно в камеру (рис. IV.5, *а, б*). Но струи, выходящие из выпусков и вызывающие образование на поверхности воды «бугров», оказывают местное гидродинамическое давление на корпус шлюзующегося судна. Для ослабления этих явлений над выпусками устраивают щитки (рис. IV.5, *в*). При больших напорах переходят на сложные системы питания с подачей воды из продольных галерей в поперечные и уже из них в камеру (рис. IV.6). Донные продольные галереи выполняют круглыми с врезанными в их верхнюю часть выпусками или прямоугольными со щелевыми выпусками. Продольные галереи в стенах камер чаще выполняют прямоугольного сечения (с вутами) и соединяют с камерой короткими выпусками, прорезывающими переднюю вертикальную стенку галерей.

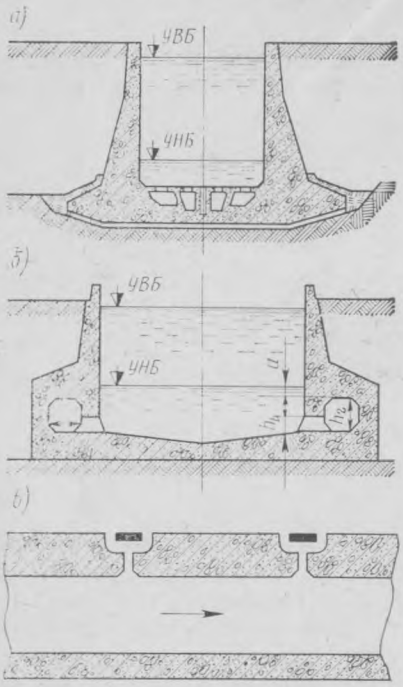


Рис. IV.5. Простые распределительные системы питания с размещением галерей в камере:

а—донные с простыми выпусками; *б*—боковые с короткими выпусками; *в*—донные со щитками над выпусками

Распределение расхода воды, поступающей в продольные галереи между выпусками, при изменении во время наполнения камеры действующего напора под влиянием инерции массы воды в галереях непрерывно изменяется [1, 19]. Поэтому площади выпусков по длине камер принимают (по данным расчетов или модельных исследований) из условия ограничения неравномерности их работы. Общую площадь выпусков принимают примерно в 1,5 раза больше площади галерей.

При большой длине камер шлюзов значительного (более 15—20 м) напора при малом заданном времени наполнения их для улучшения условий отстоя шлюзующихся судов необходимы дополнительные мероприятия: а) устройство выпусков на разных

участках камеры (рис. IV.6, *а*); б) подвод воды к середине камеры (рис. IV.6, *б*); в) предварительное частичное гашение энергии потока и подачи его в камеру под меньшим напором (рис. IV.6, *в*); г) опережение открывания водопроводных затворов галерей с более дальним расположением выпусков; д) устройство нескольких выпускных галерей разной длины, для того чтобы получить в каждой из них одинаковую инерцию массы воды в водоводе

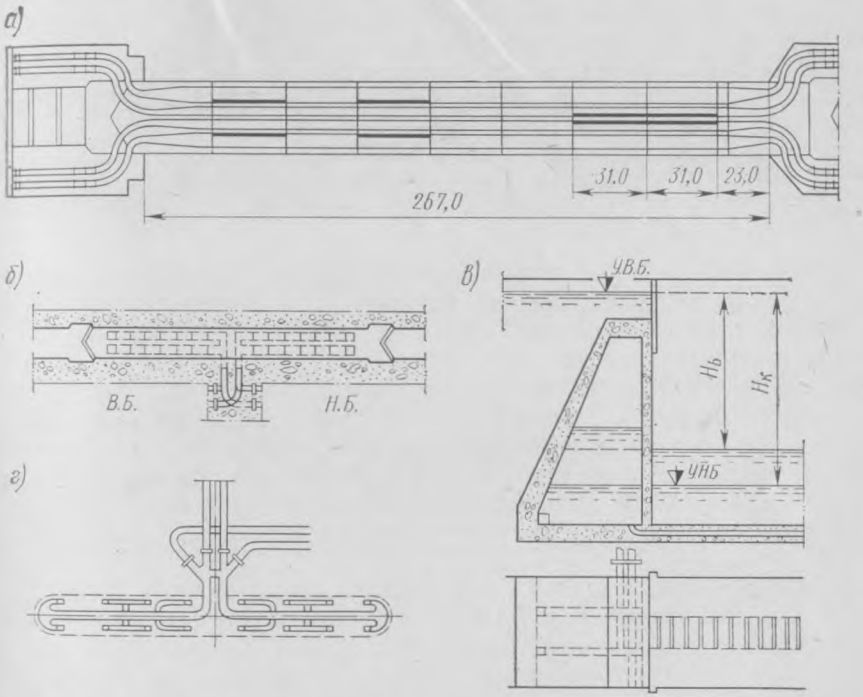


Рис. IV.6. Сложные распределительные системы питания с улучшением условий отстоя судов

(рис. IV.6, *г*). Такая весьма совершенная система получила название эквиинерционной; однако осуществление этой схемы связано с двухъярусным размещением галерей в днище камеры и увеличением объема работ по нему.

При напорах на однокамерный шлюз до 20 м наиболее распространенные в распределительных системах питания плоские герметические затворы во избежание кавитации достаточно лишь заглубить под уровень нижнего бьефа (см. § IV.6). При этом для уменьшения бетонных работ по головам, поперечные размеры которых обычно определяются их сечением в плоскости затворов, часто прибегают к постепенному уменьшению на 25—30% ширины водопроводных галерей к затворам (при углах схождения стенок до 4—6° и расхождения их до 3—4°). Для шлюзов бóльшего напора

приходится применять более совершенные типы водопроводных затворов, например сегментные или угольчатые. Чтобы исключить засасывание воздуха, входные отверстия водопроводных галерей заглубляют под минимальный уровень верхнего бьефа, избегая очертания строительных конструкций, которое способствует образованию воронок.

Боковые системы забора и выпуска воды, которые применяются преимущественно на шлюзах, расположенных в гидроузлах в не-

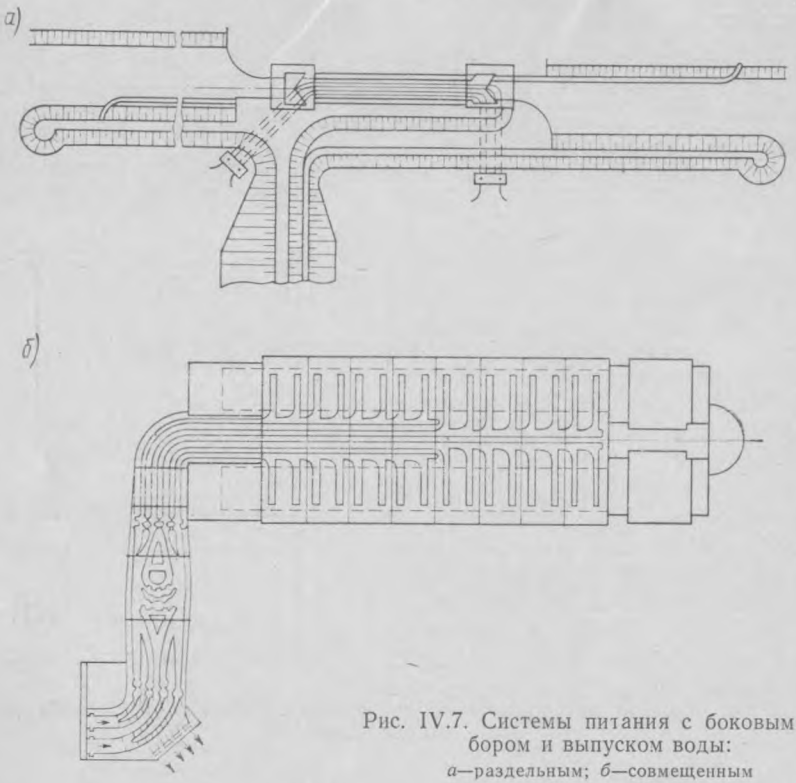


Рис. IV.7. Системы питания с боковым забором и выпуском воды:
а—раздельным; *б*—совмещенным

посредственной близости к реке, вызывают необходимость устройства специальных водозаборных и водовыпускных сооружений вне голов шлюза, а также водопроводных галерей между ними и шлюзом; это требует дополнительных затрат, которые должны оправдываться увеличением пропускной способности шлюза.

Боковой забор и выпуск воды устраивают двух типов — раздельный и совмещенный. При раздельном заборе и выпуске воды в верхнем бьефе располагают водозаборное сооружение шлюза, а в нижнем бьефе или в реке — водосбросное. Оба эти сооружения соединяют галереями с водопроводной системой шлюза (рис. IV.7, *а*). В случае выхода верхнего подходного канала шлюза

в глубокий бьеф воду забирают из него по головной или распределительной системе питания, а выпускают в нижний бьеф по боковой системе. Совмещенные боковые забор и выпуск воды с общим заборно-водосбросным сооружением (рис. IV.7, *б*) устраивают преимущественно на шлюзах, непосредственно примыкающих к бетонным водосбросным сооружениям гидроузла.

Системы питания со сбережением воды применяют для уменьшения потребности в воде на шлюзования, а иногда для облегчения волнового режима в коротких каналах между шлюзами.

В сберегательные бассейны при наполнении и опорожнении камеры выпускается часть сливной призмы, поступающая затем обратно в камеру. Возможное относительное сбережение объема сливной призмы при шлюзовании зависит от числа сберегательных бассейнов и определяется по формуле

$$\beta_{сб} = \alpha_{сб} m_{сб} / [1 + \alpha_{сб} (1 + m_{сб})], \qquad (IV.2)$$

где $m_{сб}$ — число сберегательных бассейнов; $\alpha_{сб}$ — отношение площади каждого бассейна к площади камеры шлюза.

В шлюзах с головными системами питания с каждой стороны камеры обычно устраивают только по одному сберегательному бассейну, так как при бóльшем числе бассейнов потребовалось бы вести к ним длинные водопроводные галереи. Экономия воды на шлюзование в этом случае не превышает 40%. В шлюзах с распределительными системами питания вдоль камер может быть устроено несколько (до 4—6) сберегательных бассейнов, каждый из которых соединяют с продольной водопроводной галереей шлюза.

Условий, при которых устройство сберегательных бассейнов было целесообразно, на водных путях СССР не имелось.

На двухниточных однокамерных шлюзах каждая камера может быть использована в качестве сберегательного бассейна для другой камеры. Таким путем можно получить до 30% экономии воды на каждом шлюзовании; однако это возможно не для каждого шлюзования, так как здесь требуется определенная синхронность в наполнении и опорожнении смежных камер, которую можно осуществлять только в течение той части навигации, когда необходимое число шлюзований меньше расчетного.

Судоходные шлюзы в качестве водосбросов используются для пропуска через них части расходов высоких весенних половодий с вероятностью превышения менее 1, 3 и 5% соответственно для водных путей I, II и III категорий, при которых судоходство уже прекращается. На реках, где расчетными являются расходы летне-осенних паводков (дождевых или ледникового питания), судоходные шлюзы в качестве водосбросов использовать нельзя.

В гидроузлах на нескальных основаниях с длинными нижними подходными каналами сбросной расход воды через шлюз $Q_{ш.сбр}$ в большинстве случаев ограничивается условиями его пропуска через подходные каналы при неразмывающих скоростях и уровне

воды, соответствующем наибольшему расчетному расходу воды через водосбросные сооружения гидроузла.

Для шлюзов на скальном основании расходы воды, которая может быть сброшена через камеру, в нижний подходный канал, весьма значительны. В первом приближении величину расходов воды через шлюз иногда принимают равной $Q_{ш.сбр} = q_у B_к$, где $q_у$ — удельный расход воды в нижнем бьефе, принятый для основных водосбросных сооружений. Для пропуска таких расходов воды через шлюз с небольшими навигационными колебаниями уровней верхнего бьефа обычно требуется понижать пороги верхней головы и соответственно увеличивать высоту основных ворот, аварийно-ремонтных заграждений шлюза (рис. IV.8), а также обеспечивать затопление прыжка в камере (например, установкой шондорного

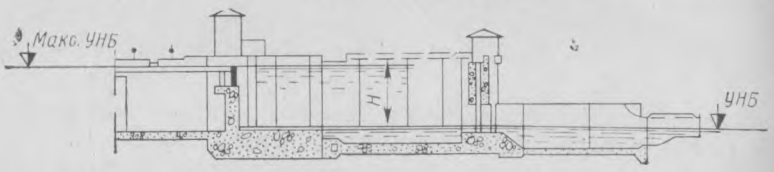


Рис. IV.8. Шлюз-водосброс с пониженным порогом верхней головы

ремонтного заграждения). Двустворчатые ворота голов на время работы шлюза как водосброса должны в открытом положении закрепляться специальным устройством во избежание их вибрации и разрушения [1].

Гидравлический расчет условий пропуска расходов воды через головы и камеры шлюзов — водосбросов не отличается от расчета других водосбросных сооружений [11, 31].

Области применения различных систем питания. Наименьшие объемы работ и строительные затраты по шлюзам получаются при головных системах питания с забором и выпуском воды через подходные к шлюзу каналы. В случаях, когда произведение напора на однокамерный шлюз (или на каждую камеру многокамерного шлюза) и полезной длины его камеры $H_к L_{п.к} < 2000$ и отношение этого напора к глубине на королях $H_к/S_к < 2$, можно принимать головную систему питания шлюза без технико-экономического обоснования целесообразности этого. При бóльших значениях этих показателей выбор систем питания производится на основании технико-экономического сравнения их вариантов. Но в общем для шлюзов на нескальных основаниях при напорах до 12—13 м на камеру применяют, как правило, головные системы питания.

Распределительные системы питания применяют главным образом: а) при нескальных основаниях на шлюзах с напором более 15 м; б) при скальных основаниях, при врубленных в скалу донных галереях, а также при массивных бетонных стенах, в которые без увеличения объемов работ вписываются продольные галереи, и при меньших напорах.

Системы питания с боковым забором и выпуском воды применяют почти исключительно на шлюзах с напором на камеру более 15 м, расположенных в энергетически-транспортных гидроузлах на крупных судоходных реках.

Однокамерные шлюзы с распределительными системами питания в результате развития гидравлических исследований возводят при напорах, достигающих 30—40 м. В последнее время разрабатываются новые типы эквиинерционных и комбинированных систем питания и для шлюзов большего (до 50—70 м) напора.

§ IV.2. ОСНОВЫ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА НАПОЛНЕНИЯ И ОПОРОЖНЕНИЯ КАМЕР ШЛЮЗОВ

При наполнении и опорожнении камер шлюзов возникает связанное между собой неустановившееся движение воды в подходном канале или в бьефе, водопроводной системе и камере шлюза. Но совместное решение уравнений, описывающих их, весьма сложно, а при практических расчетах и не требуется, так как изменения по времени уровней воды в подходах к шлюзу y_1 и вдоль его камеры y_2 пренебрежимо малы по сравнению с напором $H_t = y_1 - y_2$, определяющим движение воды в водопроводной системе (рис. IV.9, *а*). При этом общее уравнение одноразмерного неустановившегося движения воды [31] в водопроводной системе шлюза при постепенном открывании водопроводных затворов принимает следующий вид:

$$H_t - H_{ut} = \frac{1}{\mu_t^2} \frac{v^2}{2g}, \qquad \text{(IV.3)}$$

где v и v_i — скорость в расчетном и i-м сечениях водопроводных галерей площадью соответственно ω и ω_i; μ_t — коэффициент расхода системы в момент времени t; H_{ut} — инерционный напор;

$$H_{ut} = \frac{1}{g} = \sum_{i=1}^{i=m} l_i \frac{dv_i}{dt} = \frac{l_{пр}}{g} \frac{dv}{dt},$$

$l_{пр}$ — линейно приведенная к ω длина водопроводных галерей;

В уравнении (IV.3) влияние сил инерции массы воды, движущейся по водопроводной системе, выражено членом H_{ut}. В общем случае, когда $\mu_t = f(t)$ и площадь камеры $\Omega_y = f(H)$, это уравнение может быть решено только численными способами. Но при всех головных системах питания влияние сил инерции на время наполнения или опорожнения камер и максимумы гидравлических величин во время этих процессов не превышает 2—3%; поэтому при головных системах питания это влияние обычно не учитывают. При распределительных же системах питания расчеты ведут сначала без учета сил инерции и затем уточняют с учетом их.

Из формулы (IV.3) без учета инерционного члена следует, что в камеру шлюза за промежуток времени dt поступает объем воды

$$Q_t dt = \mu_t \omega \sqrt{2g} \sqrt{H_t} dt,$$

который равен приращению объема воды в камере ΩdH.

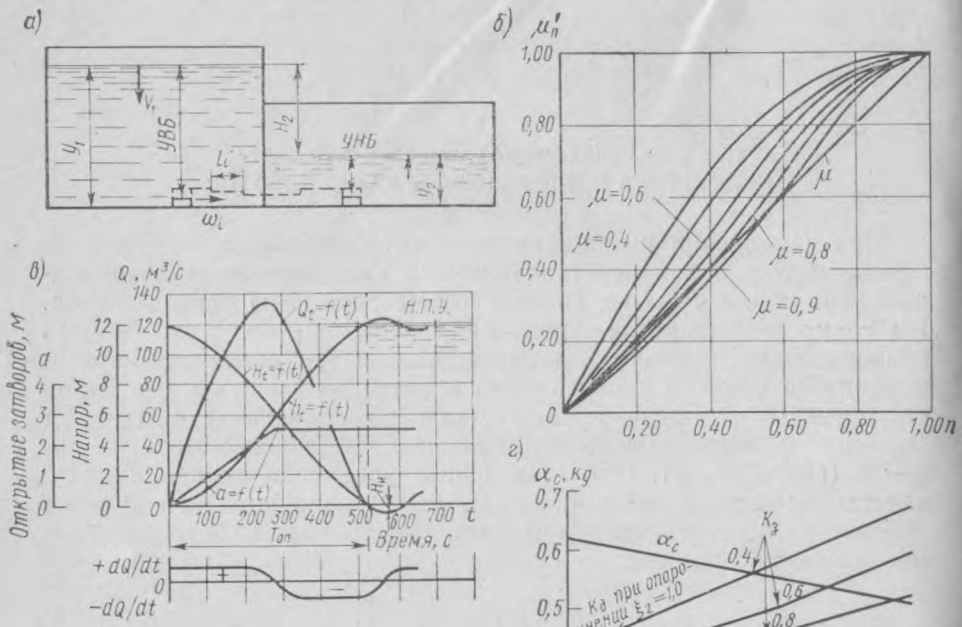


Рис. IV.9. Схемы к расчету наполнения и опорожнения камер шлюзов через затопленные водопроводные галереи:

а—схема галерей; *б*—$\mu_n' = f(n_з)$ при плоских и сегментных затворах; *в*—гидравлическая характеристика наполнения камеры при равномерном открывании водопроводных затворов; *г*—кривые α_c, $k_д = f\mu$, $k_з$ при плоских и сегментных затворах

В настоящее время стены камер проектируют почти вертикальными с уклоном 50 : 1—100 : 1. Поэтому расчетная площадь камер может приниматься постоянной по высоте и равной

$$\Omega = \Omega_{ср} = V_к / H_н,$$

где $V_к$ — объем сливной призмы.

При этом уравнение (IV.3) примет следующий вид:

$$\frac{\Omega}{\omega\sqrt{2g}} \frac{dH}{\sqrt{H_t}} = \mu_t dt. \qquad \text{(IV.4)}$$

Проинтегрировав левую часть уравнения (IV.4), получим выражение

$$\frac{2C\left(\sqrt{H_н}-\sqrt{H_t}\right)}{\omega\sqrt{2g}}=\int_0^t \mu_t dt, \qquad \text{(IV.5)}$$

в котором при наполнении камер из относительно большого бьефа и опорожнения в такой же бьеф $C'=\Omega$, а при равных площадях смежных камер многокамерных шлюзов $C''=0{,}5\,\Omega$.

В период открывания затворов коэффициент расхода водопроводной системы

$$\mu_t=1/\sqrt{\xi_c+\xi_{зt}}$$

постепенно увеличивается за счет уменьшения коэффициента сопротивления затворов $\xi_{зt}$, а при полностью открытых затворах остается постоянным. Коэффициент сопротивления системы при открытых затворах ξ_c учитывает все сопротивления: на входной части, на сужениях и расширениях, при выходе под уровень воды и т. п. [16, 19, 31]. Так как сечение водопроводных галерей шлюзов переменно по длине, то при суммировании коэффициентов сопротивления ξ_i отдельных участков для отнесения их к расчетному сечению в затворах значения этих коэффициентов умножают на величину $(\omega/\omega_i)^2$. Для участков галерей с выпусками значения $\xi_{iв}$ принимают от 0,5 при простых очертаниях их до 1,0 при сложных очертаниях и наличии экранов над ними. При этом коэффициенты расхода распределительных систем питания (в зависимости от схемы и длины продольных галерей) $\mu_c=0{,}5\div0{,}6$. При коротких обходных галереях, конусообразно расширяющихся от сечения в затворе до выходного сечения (см. рис. IV.4), при открытых затворах $\mu_c=0{,}7\div0{,}8$ и более. Значения коэффициентов сопротивления частично открытых затворов данного типа и размера зависят только от степени их открытия $n_з=\omega_п/\omega$. По ним определяют отнесенные к расчетному сечению водопроводных галерей коэффициенты расхода системы питания и строят кривые (см. рис. IV.9, *б*):

$$\mu_n=f(n_з) \text{ и } \mu_n'=\mu_n/\mu=f(n_з).$$

Пользуясь этими кривыми при любой схеме открывания водопроводных затворов, задаваясь рядом значений t и определяя соответствующие им значения $\int_0^t \mu_t dt$, по выражению (IV.5) можно вычислить значения H_t и построить кривые $H_t=f(t)$ и $Q_t=f(t)$. Затем, пользуясь этими кривыми, составляют полные гидравлические характеристики наполнения и опорожнения камер (см. рис. IV. 9, *в*).

При безгалерейных типах головных систем наполнения камер с расположенными выше начального уровня воды в камере затворами (см. рис. IV.3) и применяемым при них многоскоростном их

открывании до затопления (примерно на половину высоты) водопроводных отверстий действующий напор является постоянным и лишь после затопления отверстия переменным, но при практически постоянном коэффициенте расхода отверстий $\mu = 0{,}62 \div 0{,}64$.

При системах наполнения и опорожнения камер с равномерным открыванием затопленных водопроводных затворов можно приближенно определить полное время наполнения и опорожнения камер без составления гидравлических характеристик, так как при данном типе затворов и определенном коэффициенте расхода системы μ_c значения $\int_0^1 \mu_n' dn$ постоянны [1, 16]. При этом из формулы (IV.5) получается следующая зависимость между временем открывания затворов $t_з$ и напором в момент его окончания $H_з$:

$$t_з = k_з t_{нап} = \frac{2C\left(\sqrt{H_н} - \sqrt{H_з}\right)}{a_c \mu\omega \sqrt{2g}}. \qquad \text{(IV.6)}$$

При времени окончания наполнения и опорожнения камер с полностью открытыми затворами $t_о = 2C\sqrt{H_з}/(\mu\omega\sqrt{2g})$ полное время наполнения (или опорожнения) камер

$$t_{нап} = t_з + t_о = \frac{2C\sqrt{H_н}}{\mu\omega\sqrt{2g}\,[1 - (1 - a_c k_з)]}. \qquad \text{(IV.7)}$$

Отсюда можно определить площадь водопроводных галерей, необходимую для наполнения — опорожнения камеры в течение заданного времени $t_{нап}$.

При этом в момент окончания открывания затворов за время $t_з \leqslant 0{,}5 t_{нап}$ наибольший расход воды, поступающей в камеру шлюза, составляет [1, 19]:

$$Q_{макс} = \mu^2\omega^2(1 - k_з)\, t_{нап}/C. \qquad \text{(IV.8)}$$

График зависимости коэффициента a_c от μ и $k_з$, характеризующая изменение $t_{нап}$ при плоских и сегментных затворах, по сравнению с получаемыми при $\mu_t = \mu \dfrac{t}{t_з}$ имеет вид, приведенный на рис. IV.9, *г* [1, 16, 19].

Гидравлический режим на отдельных участках водопроводной системы шлюза является сложным и часто пространственным. Но и при предварительном проектировании необходимо установить минимальные заглубления водопроводных затворов под уровень воды нижнего бьефа из условия ограничения (см. § IV.1) явлений кавитации при $p_{сж} \geqslant 0{,}5 p_{атм}$.

Для любой водопроводной системы, для которой построены гидравлические характеристики, можно расчетным путем вычислить для разных моментов времени [1, 19] давление за затворами, построить кривую $p_{сж\,t} = f(t)$ и по ней найти наибольшее понижение этого давления. Когда же таких характеристик еще нет, ми-

нимальное давление за герметическими плоскими и сегментными водопроводными затворами опорожнения можно приближенно определить по следующей формуле:

$$p_{\text{сж.мин}} = a_0 - k_д H_н, \qquad \text{(IV.9)}$$

где $k_д = f(k_з, \mu)$ при $\xi_2 = 1$ — по рис. IV. 9, *г* и по [16, 19] при других типах затворов и значениях ξ_2.

Инерционные силы массы воды, находящейся в водопроводных галереях шлюза, в начале открывания водопроводных затворов и наполнения (или опорожнения) камеры, когда движение воды ускоренное, задерживают нарастание расходов и повышение уровней воды в камере. Однако при $t < t_з$ инерционный напор $H_{и.t}$ всегда невелик по отношению к действующему в это время полному напору H_t и его обычно не учитывают. После достижения расходом воды его наибольшего значения, когда движение воды становится замедленным, инерционные силы задерживают уменьшение расхода и тем самым ускоряют подъем (или понижение) уровня воды в камере; при этом влияние их становится значительным, так как действующий напор H_t падает. Приближенное решение уравнения (IV.3) при $t > t_з$ и постоянном значении $H_и = \frac{l_{пр}}{g\omega}\left(\frac{dQ}{dt}\right)_к$ приводит к следующему выражению:

$$t_{о.и} = t_о - \Delta t_и = 2C\,(\sqrt{H_з + H_и} - \sqrt{H_и})/(\mu\omega\sqrt{2g}). \qquad \text{(IV.10)}$$

Уровень воды в камере не останавливается на уровне выравнивания, а переходит через него на величину $H_и$ (см. рис. IV.9, *в*). При расчетном значении $H_и > 0{,}25$ м (см. § IV.1) для уменьшения инерционного опускания уровня воды в камере ниже уровня выравнивания предварительно (до окончания опорожнения камеры) прикрывают водопроводные затворы или заглубляют дно камеры.

§ IV.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГИДРОДИНАМИЧЕСКИХ СИЛ, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА ШЛЮЗУЕМЫЕ СУДА

Гидродинамические силы, испытываемые находящимися в камере и подходных каналах шлюзов судами под воздействием неравномерного и неустановившегося потока, определяют лабораторным исследованием на общей модели шлюза или приближенно расчетом.

При лабораторных исследованиях, которые обычно проводятся при масштабе модели 1 : 40, эти силы определяют прибором (системы В. М. Маккавеева или другими), фиксирующим одновременно и другие характеристики наполнения и опорожнения камеры. Образец получаемых хронограмм приведен на рис. IV.10, *а*, а характеристики, построенные по данным испытаний,— на рис. IV.10, *б*.

При расчетном определении продольных гидродинамических сил, действующих на шлюзуемые суда, принимают, что: а) суда

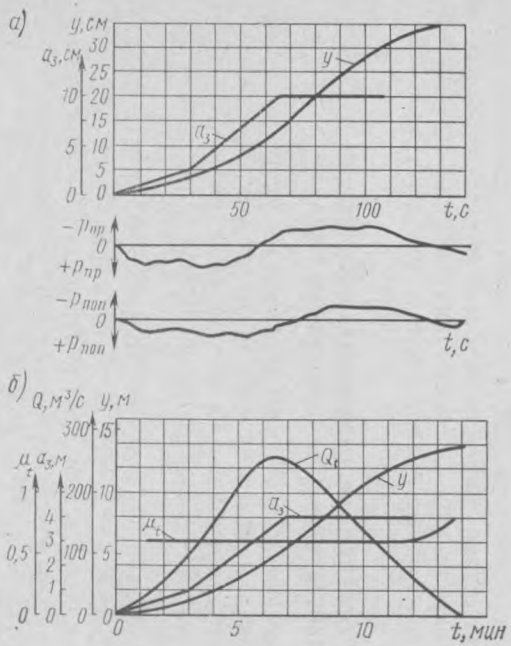


Рис. IV.10. Определение на модели гидродинамических сил, действующих на шлюзуемые суда

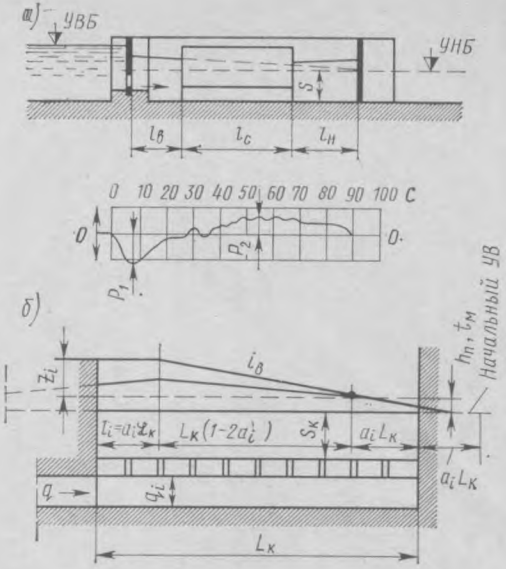


Рис. IV.11. Схемы к определению расчетного значения наибольшей гидродинамической силы, действующей на судно в камере в начале ее наполнения:

а—волновая плоскость в момент $t_м$ и хронограмма гидродинамических сил, действующих на судно в камере с головным наполнением; *б*—волновая плоскость в момент $t_м$ в камере при работе одного выпуска продольных галерей распределительной системы питания

расположены по оси камеры произвольным образом, но зачалены достаточно жестко и в горизонтальной плоскости практически не перемещаются; б) вертикальное перемещение судов не влияет на силы, действующие в горизонтальной плоскости; в) на шлюзующееся судно действуют силы, вызываемые неустановившимся движением, возникающим при подаче в камеру переменного по времени расхода воды, продольными скоростями течения в камере и местными гидравлическими явлениями в зоне сосредоточенного поступления воды в камеру или выпуска из нее воды.

Головное наполнение камер. В начале открывания водопроводных затворов головных систем питания вдоль камеры образуется волновая плоскость, фронт которой продвигается вдоль камеры от верхней головы к судну со скоростью $c_к = \sqrt{g\omega_к/B_к}$ и вдоль судна со скоростью $c_с = \sqrt{g(\omega_к - \omega_с)/B_к}$ [1, 19, 31]. При этом судно получает продольный дифферент $i_с$, отвечающий уклону волновой плоскости $i_в$ и возрастающий до тех пор, пока фронт волны не отразится от нижних ворот и не вернется к корпусу судна в момент времени $t_м$ (рис. IV.11, *а*). При длине наибольшего шлюзующегося судна, приведенной к площади его миделевого сечения $l_{с.пр} = W/\omega_с$ близкой к длине камеры $L_к$, наибольшее значение $i_{с.макс}$ наступает в этот момент времени (от начала открывания затвора)

$$t_м = \frac{l_в + 2l_н}{c_к} + \frac{l_{с.пр}}{c_с} \approx \sqrt{\frac{B_к}{g}}\,\frac{L_к}{\sqrt{\omega_{к.о} - \omega_с}}, \qquad \text{(IV.11)}$$

где $l_в$ и $l_н$ — расстояния от верхних и нижних ворот соответственно до носа и кормы шлюзующегося судна или состава.

При этом первый пик волновой составляющей гидродинамических сил, действующих на наибольшее шлюзуемое судно (жесткий состав) длиной $l_с \approx L_к$, равен, кН,

$$P_{в1} \approx \frac{W}{g(\omega_{к.о} - \omega_с)} \left(\frac{dQ}{dt}\right)_о, \qquad \text{(IV.12)}$$

где $(dQ/dt)_о$ — начальное приращение расхода по времени при открывании затворов шириной $\Sigma b_з$ со скоростью u_1.

При меньшей длине шлюзуемого судна значение $P_{в1}$ можно определить, умножая получающуюся величину по формуле (IV.12) на коэффициент $D \leqslant 1{,}5$ [1, 19].

При $t \leqslant t_м$ расход поступающей в камеру воды всегда мал, а наибольшие продольные усилия, вызванные местными гидравлическими явлениями в районе впуска воды в камеру, наступают у наибольших расчетных судов только при значительно возросших значениях расхода и мощности поступающего в камеру потока. При лучших современных типах гасительных устройств полные усилия могут быть на основе соответствующих лабораторных исследований в большинстве случаев сведены к величинам, не превышающим первого пика волновых усилий (рис. IV.11, *а*). При этом начальную скорость u_1 равномерного открывания водопроводных затворов можно определять из условия равенства первых

пиков волновых усилий наибольшим допускаемым значениям их по следующей формуле:

$$u_1 = \frac{\sqrt{g}\,(\omega_{к.о} - \omega_с)}{n_{доп.пр}\mu_з \sum b_з \sqrt{2H_н}}, \qquad \text{(IV.13)}$$

где $\mu_з$ — коэффициент расхода водопроводных отверстий при истечении из-под затвора, принимаемый 0,62÷0,64; $H_н$ — начальный действующий напор; при затопленных водопроводных отверстиях он равен разности уровней верхнего и нижнего бьефа, при незатопленных — глубине воды над этими отверстиями.

При этом время равномерного открывания водопроводных затворов, применяемого на шлюзах малого (примерно до 5—6 м) напора, обычно принимают $k_з = t_з/t_{нап}$; $t_з = (0{,}7 \div 0{,}8)\ t_{нап}$.

При бо́льших напорах для уменьшения $t_{нап}$ скорости открывания затворов u при $t \geqslant t_м$ увеличивают по мере повышения уровня воды в камере h_t и увеличения живого сечения в ней в пределах шлюзуемого судна на $\Delta\omega = \Delta h_t B_к$. При этом становится существенной скоростная составляющая гидродинамической силы $P_{ск}$ и при равенстве полных и допускаемых гидродинамических сил, действующих на судно, волновая их составляющая не должна превышать

$$P_{в\,t} = P_{доп.пр} - P_{ск\,t}.$$

Отсюда вторая скорость открывания водопроводных затворов с момента времени $t_м$ от начала наполнения камеры получается равной

$$u_2 = \frac{P_{доп.пр} - P_{ск2}}{W} \cdot \frac{\sqrt{g}\,(\omega_{к.о} - \omega_с + h_2 B_{п.к})}{\mu_{з.2} \sum b_з \sqrt{2\,(H_н - h_2)}}, \qquad \text{(IV.14)}$$

где $\mu_{з.2}$ и h_2 — соответственно коэффициент расхода водопроводной системы и повышение уровня воды в камере к моменту времени $t_м$ при $Q_м = \left(\frac{dQ}{dt}\right)_о t_м$.

Величина $P_{ск}$ для грузовых судов может приближенно определяться с учетом линейного уменьшения расхода воды вдоль камеры и близкой шероховатости корпусов судов и стен камер, кН, по следующей формуле:

$$P_{ск\,t} = \left[8 \cdot 10^{-2}\omega_с + \frac{2}{3}\,0{,}2 \cdot 10^{-2}\,(b_с + 2s)\right]\left(\frac{Q_t}{\omega_{к.о} - \omega_с + h_t B_{п.к}}\right)^2. \qquad \text{(IV.15)}$$

Аналогично приближенно определяют последующие скорости открывания затворов. Однако они могут ограничиваться возникновением больших обратных гидродинамических сил [28].

Наполнение камер через выпуски продольных галерей. Под влиянием инерционных сил масс воды, находящихся в водопровод-

ной системе, в начале открывания затворов (при нарастании поступающего в камеру расхода воды) более интенсивно работают верховые выпуски. В это время расходы воды q_i, t, поступающие в камеру через отдельные выпуски, еще весьма близки к нулю. На основе уравнения одноразмерного неустановившегося движения воды через выпуски в продольных галереях для начального периода открывания водопроводных затворов была получена система дифференциальных уравнений [19], позволяющая определить для всех выпусков значения $\beta_{0\,i}=\left(\frac{dq}{dt}\right)_{0\,i}\Big/\left(\frac{dQ}{dt}\right)_{0\,i}$, а из простейшей схемы волновой поверхности в камере при работе одного выпуска i, расположенного на расстоянии l_i от верхнего конца камеры (рис. IV.11, *б*), подобные (IV.12) формулы для определения первого максимума наибольшего продольного неустановившегося потока на шлюзуемое судно.

Для приближенного определения при распределительных системах величин $P_{в1}$ и u_1 можно пользоваться формулами (IV.12) и (IV.13), вводя в них коэффициент $\overline{\Phi}$, характеризующий качество ее в отношении отстоя судов по сравнению с головной системой питания. При простых системах питания обычно $\overline{\Phi}=0{,}5\div0{,}6$, при сложных — $\overline{\Phi}=0{,}3\div0{,}4$. Они могут быть уменьшены до 0,2—0,25 путем подачи воды из разных продольных галерей только в определенную часть (по длине) камеры с опережением на $\Delta t_з=(0{,}1\div0{,}2)\,t_м$ начала открывания водопроводных затворов, перекрывающих галереи с выпусками в концевой части камеры (см. рис. IV.6, а). При эквиинерционных типах питания (см. рис. IV.6, *г*) значения $\overline{\Phi}$ становятся малыми (менее 0,1—0,05) и время открывания водопроводных затворов ограничивается местными гидравлическими воздействиями при $Q_{макс}$, выходящими из выпусков струй воды на суда, расположенные несимметрично относительно этих выпусков.

Опорожнение камер. Наибольшие продольные динамические силы $P_{пр.макс}$, действующие на суда при опорожнении камер, получаются, как показали исследования, в самом конце этого процесса. Величину их можно приближенно определить по формуле (IV.12) при $\left(\frac{d\bar{Q}}{dt}\right)_к=-\frac{g\mu^2\omega^2}{\Omega}$.

При головных системах питания, а также при распределительных системах с $\overline{\Phi}>0{,}4$ эти силы больше действующих на суда, ожидающие шлюзования в подходных каналах за пределами их суженных участков против пал. Это объясняется тем, что живые сечения с судами в подходном канале $(\omega_п-\omega_с)$ в несколько раз больше, чем в камере при $h_l\approx0$. Лишь при $\overline{\Phi}<0{,}4$ наибольшие гидродинамические силы $P_{пр.макс}$, действующие на суда в подходных каналах, могут быть больше $P_{в.к}$ вследствие того, что нарастание их не ограничивается отражением фронта волн от ворот голов. Для определения $P_{пр.макс}$ в данном случае необходимо строить кривую $P_{пt}=f(t)$ [1, 19].

Схемы камер судоходных шлюзов, которые в большой степени зависят от напора на них и геологических условий оснований, различаются по типам стен, днищ и обратных засыпок.

По типу стен камеры делят на откосные и вертикальные. Откосные камеры широко применяли в прошлом при шлюзах небольшого напора (до 2—3 м). Но и при таких напорах значительно увеличивался объем сливной призмы и было трудно предохранить откосы камер от оползания при многократных и быстрых изменениях уровня воды в них. Поэтому теперь в речных гидроузлах комплексного назначения и на магистральных водных путях шлю-

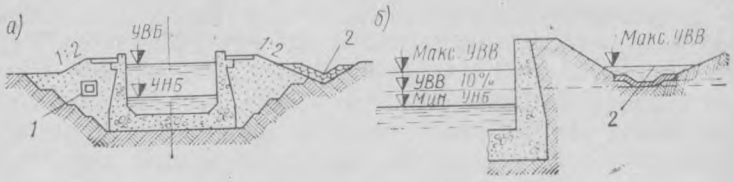


Рис. IV.12. Схемы камер:

а—со сплошным днищем камеры; *1*—с закрытым дренажем за стенами; *2*—с открытым дренажем; *б*—высотное расположение дренажа при большой амплитуде колебания уровня воды в нижнем бьефе

зы строят с вертикальными стенами камер. Небольшой (1/50—1/100) уклон лицевым граням стен придают лишь для того, чтобы при неравномерных осадках основания верхняя часть их не вышла в сторону камеры за ее полезные габариты.

По типу днищ применяют два основных вида камер: со сплошным практически водонепроницаемым железобетонным днищем и с водопроницаемым днищем и отдельно стоящими стенами, а по обратным засыпкам — полные и неполные.

При сплошном водонепроницаемом днище камеры шлюз представляет собой замкнутую коробку, которую фильтрационный поток воды обтекает снизу — при напорном движении воды под ней и сбоку — при безнапорном движении воды в обход сооружения. Эта фильтрация воды при всегда небольшой ширине шлюзов вдоль напорного фронта по сравнению с их длиной и при медленном изменении уровней воды в бьефах носит пространственный установившийся характер. При камере, выдвинутой в нижний бьеф, суммарная длина голов и камер шлюза со сплошными днищами всегда намного превышает необходимую и безопасную длину путей фильтрации воды под сооружением и в обход его. Поэтому для облегчения работы конструкций и понижения уровня грунтовых вод за стенами устраивают открытый или закрытый дренаж (рис. IV.12, *а*).

При небольших колебаниях уровня нижнего бьефа дренаж за стенами однокамерного шлюза обычно располагают у нижних го-

лов немного (до 1 м) выше наивысшего уровня этого бьефа, с тем чтобы дренаж всегда можно было осмотреть и отремонтировать. При больших колебаниях уровня нижнего бьефа, превышающих иногда 10 м, осушение камер для ремонта предусматривают только при самых высоких меженных (летне-осенних и зимних) уровнях и при половодных уровнях частой повторяемости (например, 10%-ной), на которых располагают дренаж, допуская его затопление в период высоких половодий редкой повторяемости (рис. IV.12, *б*). В средних камерах многокамерных шлюзов дренаж обычно располагают немного выше максимального уровня воды в нижележащей камере. Дренажи вдоль камер шлюзов устраивают с продольным уклоном 0,002—0,005 в сторону нижнего бьефа, чтобы в них не застаивалась вода в случае неравномерных осадок дренажа.

Для ограничения контактной фильтрации вдоль тыловых граней верхних голов часть их пазух часто засыпают связным глинистым грунтом и устраивают выступы бетона на тыловых гранях головы или в грунтовую засыпку забивают короткую линию шпунта, а низовую часть обратной засыпки голов выполняют из песка, что обеспечивает заплывание возможных щелей между глинистой обратной засыпкой и бетоном головы после подъема напора (рис. IV.13).

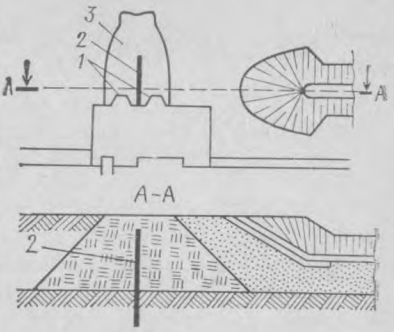


Рис. IV.13. Противофильтрационные мероприятия у верхней головы шлюза:

1—выступы на тыловой грани устоя головы; *2*—стальной шпунт; *3*—суглинистая шпора с песчаной засыпкой и обратным фильтром по ней

При камере шлюза со сплошным днищем, выдвинутой в верхний бьеф, в напорный фронт входит нижняя голова (в многокамерных шлюзах иногда средняя голова), на которой и сосредоточивается напор на камеру. В этом случае обходный контур входящей в напорный фронт головы должен быть достаточно развит; обычно для этого забивают в сопряжении с земляным сооружением стальной шпунт.

Для облегчения конструкций камер обратную засыпку за их стенами можно выполнять (если позволяют компоновочные условия) с наименьшей необходимой для эксплуатации шириной пришлюзовой площадки поверху и устраивать за ней обратный откос (см. рис. IV.12, *а*). Но можно также ограничить высоту этой засыпки (при выдвинутой в нижний бьеф камере — обычно отметкой верха открытого дренажа); в этом случае эксплуатационные площадки вдоль камеры устраивают на консолях (рис. IV.14).

При водопроницаемых днищах камер на общее движение фильтрационного потока из верхнего бьефа (рис. IV.15, *а*) в нижний накладывается фильтрация воды: при наполненной камере — из камеры в обратную засыпку, под нижней головой и в обход ее в нижний бьеф; при опорожненной камере — из верхнего бьефа в

камеру, под верхней головой и в обход ее и из обратной засыпки под стенами в камеру. Эта фильтрация воды в камеру и из нее носит неустановившийся характер, так как шлюзования происходят часто и уровни воды в камере на отметках верхнего и нижнего бьефа стоят недолго — минуты, часы. Каждая голова шлюза является при этом в фильтрационном отношении отдельным напорным сооружением. Они должны иметь самостоятельные подземные контуры, в которые обычно входят понур и шпунт перед ним. Напорными сооружениями являются в данном случае и стены камер, условия фильтрационной работы которых вызывают необходимость устройства и у них достаточно развитого

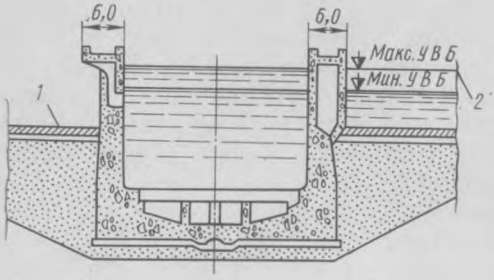


Рис. IV.14. Неполная засыпка стен камеры, выдвинутой в нижний (*1*) или в верхний (*2*) бьеф

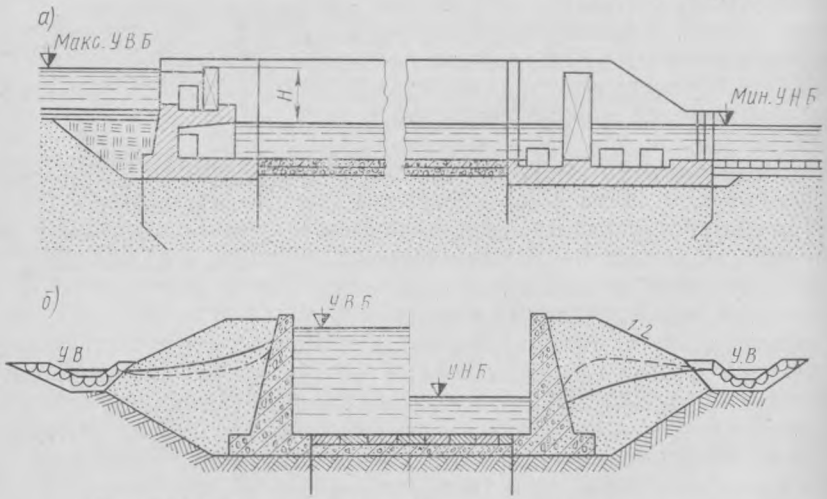


Рис. IV.15. Схема шлюза с водопроницаемым днищем камеры:
а—продольный разрез; *б*—поперечный разрез камеры

подземного контура с забивкой шпунтов вдоль стен и укладкой обратного фильтра по дну камеры (рис. IV.15, *б*). Поэтому камеры шлюзов с водопроницаемыми днищами всегда выдвигают в нижний бьеф. При этом наименьшие допустимые по условиям фильтрационной прочности основания длины подземного и обходного контуров голов и камер судоходных шлюзов, а также противодавление воды на них определяют общими для всех напорных гидротехнических сооружений способами [11, 31].

Камеры шлюзов со сплошными практически водонепроницаемыми железобетонными днищами при нескальных грунтах основания являются наиболее совершенными и надежными как в фильтрационном, так и в эксплуатационном отношении. Поэтому отказ от таких конструкций оправдан лишь в том случае, если для камер шлюзов с отдельно стоящими стенами и водопроницаемыми днищами требуются значительно меньшие строительные затраты. Между тем по мере увеличения напора на шлюзы при водопроницаемых днищах приходится все более развивать подземный контур и размеры камерных стен и голов. При этом стоимости камер с водопроницаемым и сплошным железобетонными днищами примерно одинаковы. Камеры шлюзов с отдельно стоящими стенами и водопроницаемыми днищами строили при напорах на них до 5—6 м, а в отдельных случаях за рубежом при плотных глинистых грунтах основания и при больших напорах (примерно до 8 м).

Железобетонные стены камер без продольных водопроводных галерей могут быть близкими по профилю к трапеции (рис. IV.16, *а, б*) или контрфорсными (рис. IV.16, *в*). При наличии в стенах водопроводных галерей нижняя часть стен имеет рамную конструкцию, очертания которой зависят от поперечного сечения галерей (рис. IV.16, *г, д*). Для уменьшения ширины стен понизу часто устраивают постепенный переход от них к днищу в виде вертикального вута с уклоном 1 : 3÷1 : 4.

Сплошные железобетонные днища камер могут быть неразрезными, временно разрезными и разрезными консольными. Для статической работы неразрезных днищ камер невыгодны большие нагрузки по их концам от веса стен и засыпки их грунтом. Поэтому камеры шлюзов при них проектируют, как правило, с относительно тонкими стенами сплошного поперечного сечения, иногда с узкой или неполной обратной засыпкой (рис. IV.16, *а, е*). При размещении водопроводных галерей в днищах камер их выполняют рамной конструкции, для которой требуется меньший объем железобетона (рис. IV.16, *ж*).

Временную разрезку днищ камер применяют для уменьшения изгибающих моментов и, следовательно, толщины этих днищ. Еще большего уменьшения толщины днищ достигают предварительным обжатием бетона за счет растяжения арматуры верхней затяжки при неравномерной осадке полусекций днищ, постепенно нагружаемых стенами и весом обратной засыпки (рис. IV.16, *е*). Однако при предварительном обжатии бетона усложняется производство работ, которые должны вестись по днищу, стенам камер и обратной засыпке их грунтов в определенной последовательности.

Разрезные днища возможны при всех указанных выше типах стен камер с продольными водопроводными галереями (рис. IV.16, *г*) и без них (рис. IV.16, *б*). В однониточных шлюзах разрезные днища устраивают со швом по оси камеры. При этом каждая из симметричных половин камеры представляет собой железобетонную стену на отдельном фундаменте с передней и задней

консолями. Такая разрезка позволяет уменьшить толщину днища к оси шлюза. За счет этого увеличивается живое сечение камеры, что улучшает при головном наполнении камер условия отстоя в них шлюзующихся судов (см. § IV.3).

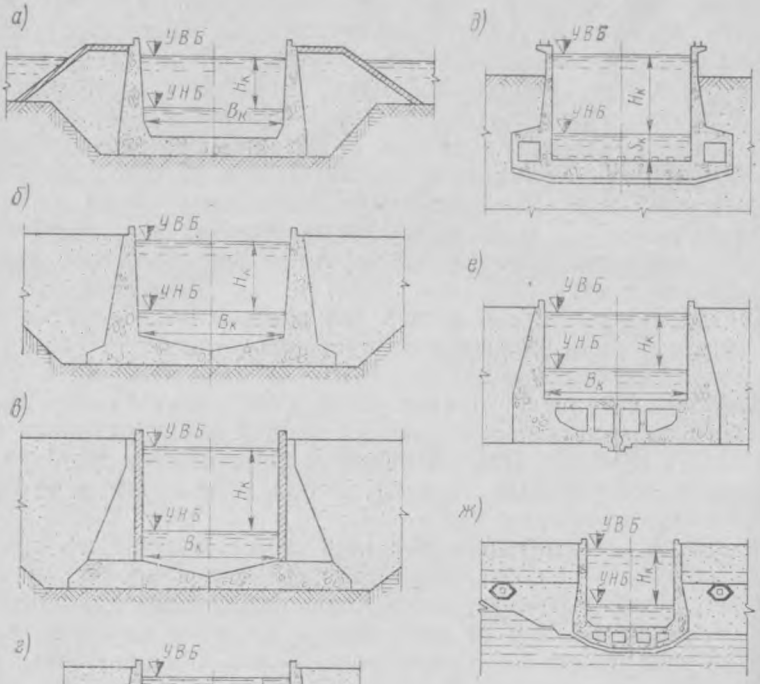


Рис. IV.16. Типы железобетонных камер шлюзов:

а—с монолитными стенами и неразрезным днищем; *б*—то же, с разрезным днищем; *в*—то же, с контрфорсными стенами; *г*—с рамными стенами и разрезным днищем; *д*—то же, с неразрезным днищем; *е*—со стенами прямоугольного сечения и временно разрезным днищем; *ж*—то же, с неразрезным рамным днищем

В фильтрационном отношении камеры с разрезными днищами на глинистых основаниях мало отличаются от камер с неразрезными днищами. Но при песчаных грунтах основания расстройство уплотнений продольного шва вызывало в ряде случаев вынос грунта из-под днища в камеру, для ликвидации которого требовались сложные ремонтные работы с понижением уровней воды за стенами грунтовым водоотливом. Поэтому при разрезных днищах необходимы весьма совершенные уплотнения продольных швов. Разрезные днища могут быть целесообразны в камерах шлюзов,

выдвинутых в нижний бьеф, на связных и неоднородных грунтах основания при $H_{ст}/B_{п.к} \geqslant 0{,}6$. Но их совсем не применяют при расположении камер с недренированной засыпкой в верхнем бьефе, так как при опорожненной камере в высоком стоянии уровня воды за стенами большие взвешивающие силы вызывают чрезмерную неравномерность напряжений в основании.

Стены и днища камер всех типов, выполняемые из армированного бетона или железобетона, должны иметь по длине камеры температурные и осадочные швы, расположенные в плоскостях, перпендикулярных оси камеры; швами также отделяют камеру от голов. При наличии в стенах камер водопроводных галерей, дав-

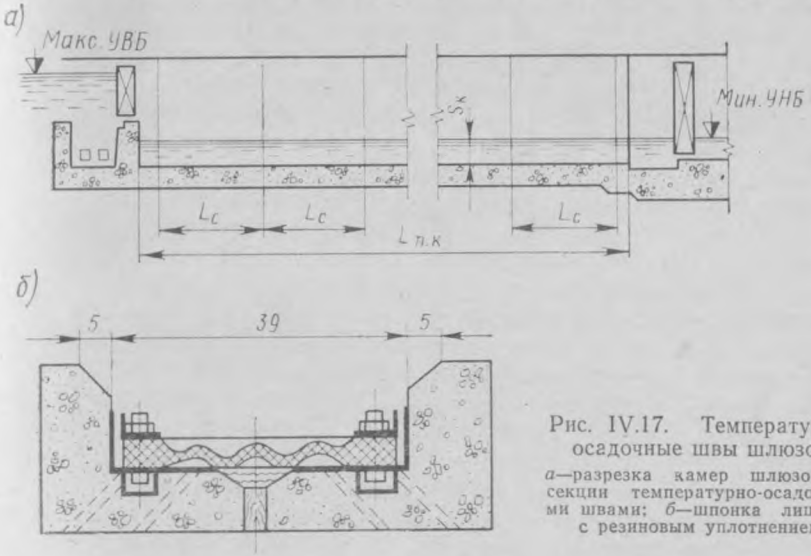


Рис. IV.17. Температурно-осадочные швы шлюзов:

а—разрезка камер шлюзов на секции температурно-осадочными швами; *б*—шпонка лицевая с резиновым уплотнением

ление воды в которых отличается от давления в камере, по периметру галерей в плоскости шва устраивают водонепроницаемые шпонки. Расстояние между швами принимают не более 30—35 м (рис. IV.17, *а*), а расположение их увязывают с размещением причальных приспособлений в камере (см. рис. IV.1, *д*). Внутренние уплотнения температурно-осадочных швов на судоходных шлюзах имеют такие же конструкции, что и на других гидротехнических сооружениях. Но на шлюзах применяются и специфические для них лицевые шпонки с фигурным резиновым или синтетическим материалом, которые легко ремонтировать при осушении камер (рис. IV.17, *б*).

Камеры с водопроницаемыми днищами применяют для шлюзов с небольшим напором, которые имеют всегда головные системы питания, поэтому их стены свободны от продольных галерей. Это привело к распространению камерных стен так называемых облегченных типов — сборно-монолитных контрфорсных железобетонных (рис. IV.18, *а*), а также из стального или

железобетонного шпунта (рис. IV.18, *б*). При стенах камер высотой более 8—10 м, когда прочность возможных к использованию типов шпунтов недостаточна, по дну камеры между стенами устраивают сплошные железобетонные плиты — распорки, а для освобождения их от фильтрационного давления на средней их

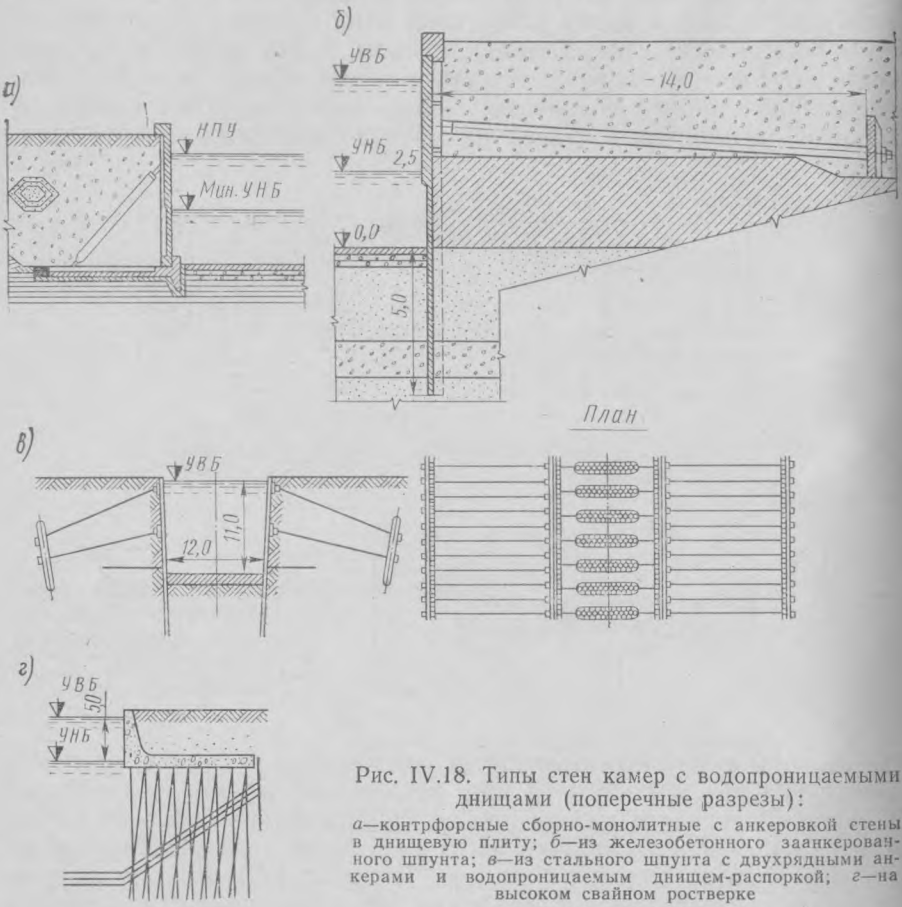


Рис. IV.18. Типы стен камер с водопроницаемыми днищами (поперечные разрезы):

а—контрфорсные сборно-монолитные с анкеровкой стены в днищевую плиту; *б*—из железобетонного заанкерованного шпунта; *в*—из стального шпунта с двухрядными анкерами и водопроницаемым днищем-распоркой; *г*—на высоком свайном ростверке

части оставляют отверстия или промежутки, заполненные обратным фильтром (рис. IV.18, *в*). Бетонные отдельно стоящие камерные стены гравитационного типа отличаются от подпорных стен сопрягающих гидротехнических сооружений [11], а уголковые заанкерованные, шпунтовые и свайные от возводимых насухо (в котлованах) портовых причальных сооружений [2, 10, 33] только большим развитием (из-за действующего на них при наполнении и опорожнении камер напора) подземного контура, противофильтрационных и дренажных устройств. На морских шлюзах при малом отношении напора к глубине воды на порогах, а также в

случаях, когда под отдельно стоящими стенами камер залегают слабые грунты, стены камер иногда возводят на высоких свайных ростверках (рис. IV.18, *г*).

При всех типах стен дно камер покрывают креплением — обычно бетонными плитами, уложенными на обратном фильтре. При железобетонных стенах камер шлюзов с водопроницаемыми днищами типы температурно-осадочных швов аналогичны описанным выше типам для стен со сплошным днищем. При шпунтовых стенах швы не требуются.

Конструкции камер шлюзов на скальных основаниях в большой степени зависят от качества (степени сохранности, трещиноватости, наличия слабых прослоек, характера заполнения трещин и т. п.) слагающих их пород и расположения кровли породы относительно дна камеры и площадки шлюза. На полускальных и слабых скальных породах с заполненными связными грунтами или продуктами разрушения полостями и трещинами камеры шлюзов выполняют, как и на нескальных основаниях, железобетонными со сплошным днищем, временно разрезным или разрезным (см. рис. IV.16).

При высоких показателях сопротивления сдвигу и прочности скальной породы (ниже поверхностной зоны интенсивного выветривания), кровля которой лежит ниже или на уровне дна камеры, стены камер выполняют в большинстве случаев бетонными, треугольного расширенного поверху профиля с вертикальной лицевой гранью и вершиной в плоскости площадки шлюза, а продольные водопроводные галереи распределительных систем питания располагают в нижней части бетонных стен камер (рис. IV.19, *а*). Когда кровля невыветренной скалы залегает выше дна камеры, нижние части стен и днищ камер выполняют в виде армированных бетонных облицовок скальной выемки, а донные продольные галереи врубают в скалу.

Конструкции облицовок зависят от качества скалы. При слаботрещиноватой прочной скале облицовка, закрепленная анкерами, воспринимающими при опорожненной камере давление воды за стенами, может иметь небольшую (0,5—1м) толщину, достаточную лишь для выравнивания неровностей выемок (рис. IV.19, *б*). Анкеры закладывают в скалу под небольшим углом (около 15°) к горизонту для того, чтобы скважины под ними можно было залить цементным раствором. Стены камер выше облицовки могут выполняться бетонными или железобетонными контрфорсными, с анкеровкой их тыловой арматуры в скалу (рис. IV.19, *в*). При высоком качестве скалы дно камеры можно совсем не облицовывать.

При слабой и особенно слоистой скале осадочных пород, когда нельзя рассчитывать на надежную работу заделанных в нее анкеров на вырывание, облицовки камер устраивают массивными, воспринимающими давление воды за ними своим весом (рис. IV.19, *г*). В этом случае днище камеры выполняют в виде воспринимающей противодавление плиты, опирающейся снизу на консоли стен, или

в виде обратного свода, упирающегося пятами в стены камеры. Для уменьшения давления фильтрационной воды на облицовку за ней устраивают горизонтальные дренажи диаметром не менее 0,3—0,5 м, из которых воду отводят сборным дренажным коллектором в нижний бьеф.

Швы между секциями камер в виду малой деформируемости скальных пород и жесткой связи с ними конструкций являются только температурными. На бетонных облицовках их располагают часто — через 8—10 м, а на железобетонных уголковых или контрфорсных стенах — через 20—35 м.

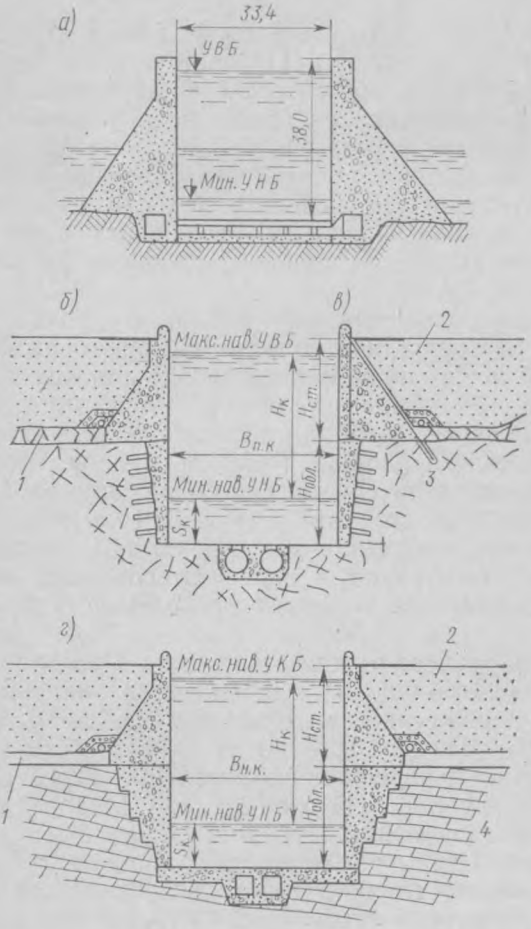


Рис. IV.19. Камеры шлюзов на скальном основании:

а—с бетонными стенами и водопроводными галереями в них; *б*—частично врубленные в скалу с тонкой облицовкой и бетонными стенами над ней; *в*—то же, с контрфорсными стенами, заанкеренными в скалу; *г*—частично врубленные в сильнотрещиноватую скалу с бетонными стенами и толстой облицовкой: *1*—выветрелый слой; *2*—песчаная засыпка; *3*—слабо трещиноватые изверженные породы; *4*—сильно трещиноватый известняк

§ IV.5. СХЕМЫ, ТИПЫ И КОНСТРУКЦИИ ГОЛОВ ШЛЮЗОВ

Схемы голов—верхних, средних (на многокамерных шлюзах) и нижних отличаются в первую очередь наличием или отсутствием на них стенок падения. Верхние головы шлюзов возводят, как правило, со стенками падения, что уменьшает высоту верхних ворот и причально - направляющих сооружений и сокращает объемы земляных работ по верхнему подходу. Средние головы возводят всегда со стенками падения. Нижние головы по условиям пропуска через них судов стенок падения иметь не могут.

Схемы и очертания всех голов определяются, главным образом, типами водопроводных устройств и механического оборудования шлюза.

Головы шлюзов на нескальных основаниях в статическом отношении представляют собой неразрезную пространственную армированную бетонную конструкцию, состоящую из днища (фундаментной плиты) и жестко связанных с ним устоев, а при наличии стенки падения — и с ней.

Схемы верхних голов шлюзов зависят в основном от системы наполнения, типов основных ворот и ремонтно-аварийных заграждений. Головы с безгалерейным наполнением камер могут иметь в качестве ворот подъемно-опускные плоские или сегментные, поворотные и откатные затворы, служащие одновременно для пропуска воды при наполнении камеры. Наименьшая длина голов получается при плоских подъемно-опускных воротах, которые занимают по длине только ширину их пазов (рис. IV.20, *а*). Значительно бóльшую длину, составляющую обычно 1,5—2 высоты ворот, занимают сегментные затворы (рис. IV.20, *б*). Эти типы верхних рабочих ворот шлюза при некотором усилении их конструкции и механизмов могут быть подняты в текущей воде и, следовательно, играть роль аварийных затворов. Плоские подъемные ворота, распространенные на шлюзах в Западной Европе, на верхних головах шлюзов в СССР не применяют из-за больших надводных габаритов пути (см. § I.5).

При небольших колебаниях верхнего бьефа для уменьшения длины верхней головы часто применяют подъемно-опускные плоские и рабочие и ремонтно-аварийные затворы (рис. IV.20, *а*), расположенные непосредственно друг за другом. При больших колебаниях уровня верхнего бьефа, происходящих в водохранилищах со значительным регулированием стока, верхние плоские основные ворота и их механизмы получаются тяжелыми. В этом случае рабочие ворота обычно принимают двустворчатыми, а перед ними устанавливают аварийно-ремонтные заграждения одного из следующих типов: а) плоский подъемно-опускной затвор; б) плоский опускной затвор, подвешиваемый над головой выше надводного судоходного (подмостового) габарита; в) двойные откатные ворота, выдвигаемые в отверстие головы (рис. IV.20, *б*).

Водопроводные галереи размещают на головах, как правило, в устоях, очертания которых зависят в значительной степени от схемы сопряжения галерей в голове и в камере. При размещении галерей в стенах камер это сопряжение имеет вид, показанный на рис. IV.20, *в*. При донном расположении галерей этот переход приходится осуществлять под дном камеры путем перевода галерей из-под устоев к середине камеры (рис. IV.20, *г*). В обоих случаях водопроводные затворы должны располагаться вместе с их ремонтными заграждениями на прямолинейных участках галерей в устоях.

Схемы и конструкции средних голов многокамерных шлюзов такие же, как и верхних, за исключением того, что на них не требуется ремонтных заграждений.

Возможные компоновки нижних голов гораздо менее разнообразны, чем верхних, так как размещение в них водопроводных

устройств и ворот ограничено расположением верха днища на заданной отметке. На нижних головах при больших надводных габаритах применяют, как правило, двустворчатые ворота (рис. IV. 21, *а*). Только на шлюзах очень малого напора (до 3—4 м) встречаются головы с сегментными уравновешенными рабочими затворами (см. рис. IV.21, *б*), а при больших напорах (более 20—

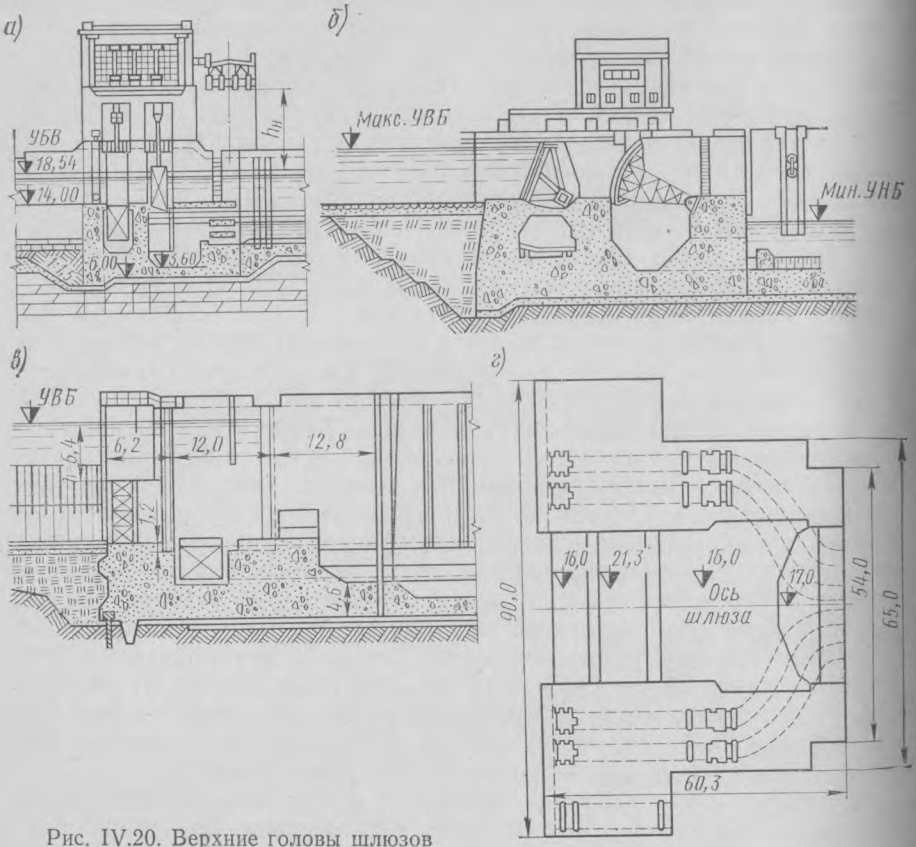


Рис. IV.20. Верхние головы шлюзов

30 м) — головы так называемого шахтного типа с плоскими подъемными рабочими затворами (воротами) и железобетонной стенкой-забралом над ними (рис. IV.21, *в*). В последнее время на нижних и средних головах шлюзов такого напора стали соединять между собой распоркой-затяжкой упорные части устоев (над надводным габаритом судов), что превращает образуемую устоями и днищем открытую сверху раму в замкнутую (рис. IV.21, *г*).

При отношениях ширины камеры к напору на шлюз $B_{п.к}/H_к \geqslant 3 \div 4$ и больших глубинах на порогах (до 20 м), встречающихся преимущественно на морских шлюзах (в устьях рек, каналах, портах), и нижние, и верхние головы могут иметь откатные рабо-

чие затворы, шкафы которых определяют очертания их устоев (рис. IV.21, *д*).

Наименьшие размеры нижних голов, необходимые для размещения водопроводных устройств и механического оборудования, при слабых связных грунтах основания иногда не удовлетворяют условиям устойчивости их на сдвиг. В этих редких случаях прибе-

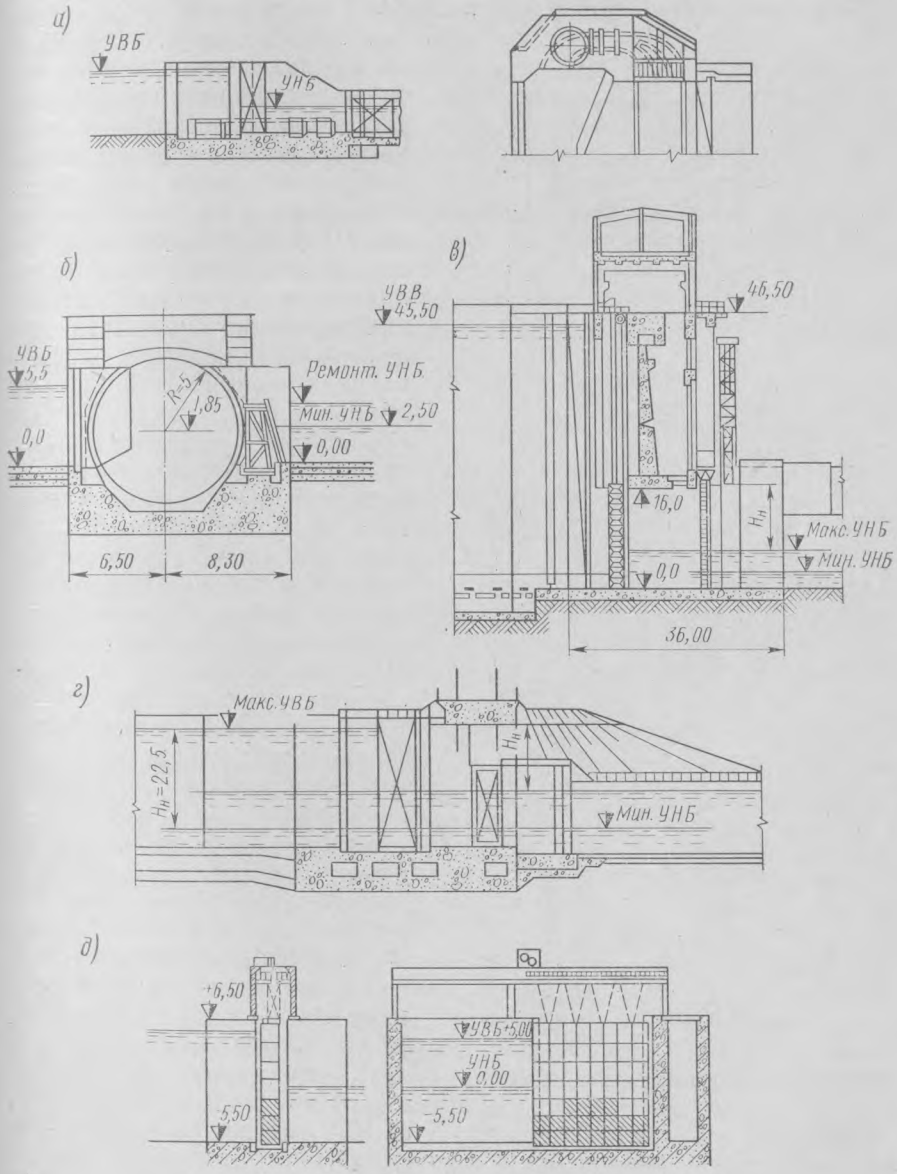


Рис. IV.21. Нижние головы шлюзов

гают к особым мероприятиям: уширению стен камеры в примыкании к голове, анкерному соединению головы с примыкающей к ней секцией камеры и др. [1, 19].

Конструкции голов на скальных основаниях определяются в значительной степени расположением поверхности прочной скалы относительно площадки шлюза, а также ее качеством, в частности возможностью заделки в нее работающих на растяжение анкеров. При расположении поверхности слабой слоистой скалы на отметках, близких к отметкам подошвы головы, конструкции устоев голов принимают подобными таким же на нескальных основаниях, но их отрезают температурными швами от днища. Размеры устоев понизу назначают с расчетом, чтобы отсутствовали растягивающие напряжения по подошве основания; их можно уменьшить при возможности передачи растягивающих напряжений на заделанные в скалу анкеры. При прочной, но трещиноватой скале днище должно воспринимать, как и на проницаемых грунтах, фильтрационное давление. Если качество скалы допускает заделку в нее работающих на растяжение анкеров, то днище головы устраивают в виде плиты-облицовки, заанкерованной в скале. При сильно трещиноватой слоистой скале, являющейся удовлетворительным основанием в отношении нагрузок и сопротивления трению, но не обеспечивающей работу анкеров, отрезанное от устоев днище устраивают, как в камере, в виде плиты, удерживаемой от всплывания консольными выступами фундаментных плит устоев и работающей на изгиб как балка на двух опорах над нагрузкой снизу от давления воды (см. рис. IV.19, *г*). При очень слабой скале днище устраивают, как и при сжимаемых грунтах осно-

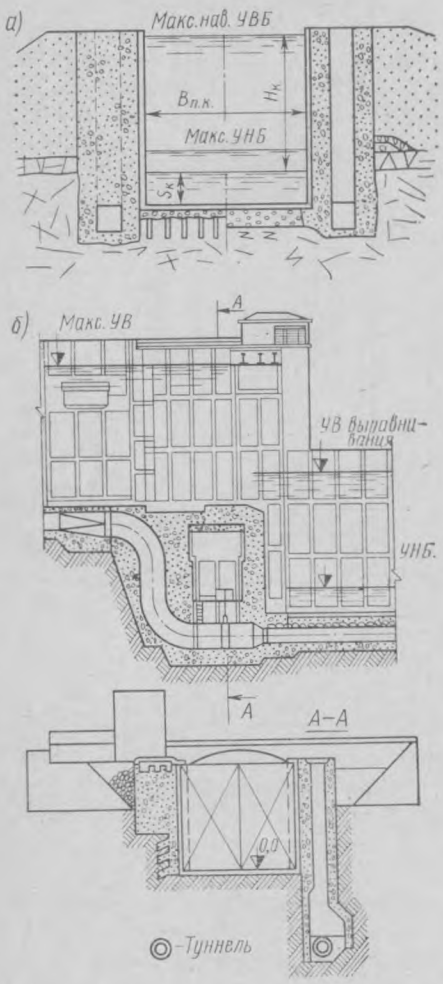


Рис. IV.22. Головы шлюзов на скальном основании:

а—продольный разрез при высоком положении поверхности прочной скалы и врубке в нее устоев; *б*—при заанкерованном днище и проходке водопроводных галерей туннельным способом

вания, временно разрезным; оно имеет лишь меньшую толщину из-за значительно большей расчетной жесткости основания.

При высоком расположении скалы облицовкой на анкерах покрывают не только днище, но и нижнюю часть боковых поверхностей, а из армированного бетона выполняют только ту часть устоев, в которую упираются ворота и на которой расположены механизмы (рис. IV.22, *а*). Стенка падения может быть также вырублена в скале и облицована. При наличии в голове водопроводных галерей для расположения шахт затворов в скале вырубают траншеи и облицовывают их бетоном. Сами галереи в зависимости от их очертания, глубины заложения под поверхностью и качества скалы выполняют в траншеях или туннельным способом (рис. IV. 22, *б*).

Устои, днища и облицовка голов могут разрезаться по длине температурными швами на отдельные секции. Расположение температурных швов зависит в основном от размещения на голове водопроводных устройств и оборудования, а также от длины упорной части устоя, необходимой для воспринятия ею давления ворот и воды в швах.

§ IV.6. ПРИЧАЛЬНО-НАПРАВЛЯЮЩИЕ СООРУЖЕНИЯ ШЛЮЗОВ

Причальные сооружения в подходах к шлюзу располагают, как правило, с правой по движению входящих в камеру судов стороны, параллельно оси канала, при сложных компоновочных условиях под углом до 3° к ней (см. рис. III.9).

Длина их вместе с палами при двустороннем движении судов через однониточный шлюз и отсутствии защиты канала у них от ветровой волны (или когда они сами являются такой защитой) принимается в соответствии с формулой (III.8); обозначения те же:

$$L_{\text{пр}}=0{,}5l_{\text{ст}}+\sqrt{l_{\text{ст}}+(4R-C)C}+l_{\text{ст}}. \qquad \text{(IV.16)}$$

При защищенности причала от ветровой волны длина его может уменьшаться на 0,2 $l_{\text{с}}$ за счет возможности расположения части длины последнего судна состава за пределами причала.

При одностороннем движении судов длина причалов (вместе с палами) уменьшается до

$$L_{\text{пр}}=l_{\text{о}}+l_{\text{ст}}, \qquad \text{(IV.17)}$$

где $l_{\text{о}}$ — наименьшее расстояние ожидающего шлюзования судна (состава) от головы по условиям отстоя его в подходном канале при наполнении или опорожнении через него камеры, но не менее длины неходовой палы; при боковом заборе и выпуске воды $l_{\text{о}}=0$.

Парные (двухниточные) шлюзы могут иметь двусторонние причалы (рис. IV.23, *а*) или один средний причальный пирс (рис. IV. 23, *б*). Палы и причалы могут быть стационарными и плавучими.

Конструкции стационарных пал и причалов по условиям их работы разделяют по высоте на две части: 1) верхнюю, располо-

женную выше наинизшего навигационного уровня воды и подверженную навалу подходящих к сооружению судов; 2) нижнюю, передающую усилия от конструкций на основание. Высота верхней части пал и причалов определяется в основном колебаниями навигационных уровней воды в подходе к шлюзу и высотой борта наибольших расчетных судов, по которой назначается возвышение верха стен над максимальным расчетным уровнем воды перед ними (рис. IV.24, *а*). При больших навигационных колебаниях уровня воды в подходе (превышающих 6 м) причалы можно устраивать с двухъярусным расположением причальных тумб (рис. IV.24, *б*), верхними причальными тумбами пользуются при высоком стоянии уровней воды, а нижними — при меженном. Высота нижней, подводной части пал и причалов, располагаемых в подходных каналах шлюзов, определяется только расчетной глубиной воды в каналах, а при размещении пал или причалов в водохранилище или русле реки — также и рельефом дна. Поэтому общая высота конструкций пал и причалов может колебаться в широких пределах.

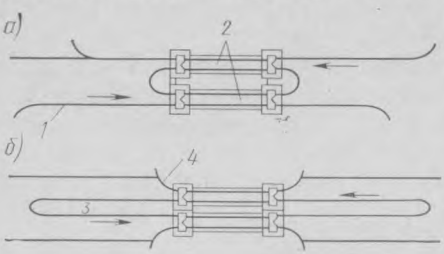


Рис. IV.23. Причальные линии и палы:
а—парный шлюз с двусторонними причалами; *б*—то же, со средним причальным пирсом; *1*—причал; *2*—камера шлюза; *3*—пирс; *4*—пала

Палы и причалы могут иметь вид подпорных стен или эстакад из армированного бетона и железобетона. Ввиду значительно бóльшей стоимости засыпных конструкций пал их применяют обычно только на участках примыкания к головам шлюзов. Концевые участки пал часто, а длинные причалы почти всегда возводят эстакадной конструкции без утяжеляющей их засыпки грунтом.

Конструкции пал и причалов, передающие на их основания относительно большие горизонтальные и небольшие вертикальные нагрузки, в значительной мере зависят от возможности забивки свай. При грунтах, допускающих забивку в них свай, для засыпных участков пал получили распространение конструкции в виде железобетонных уголковых или контрфорсных стен на свайном ростверке с передним или задним шпунтом, а для незасыпных участков пал и причалов — в виде контрфорсной или коробчатой надстройки на высоком свайном ростверке (рис. IV.24, *б*). Для засыпных участков пал применяют также конструкции из заанкерованного шпунта (см. рис. IV.18, *б*).

Свайные конструкции особенно экономичны в условиях высокого уровня грунтовых вод, поскольку для их осуществления не требуется грунтовый или поверхностный водоотлив. Если грунты основания не допускают забивки в них свай, засыпные палы приходится устраивать в виде гравитационных, бетонных или железобетонных (уголковых или контрфорсных) подпорных стен. Для облегчения их конструкций ширину площадок часто ограничивают

минимально необходимой для эксплуатации величиной, а за ними устраивают обратный откос. При значительной высоте пал, превышающей примерно половину ширины камеры, примыкающие непосредственно к головам секции их иногда целесообразно устраивать со сплошными разрезными или неразрезными днищами, перекрывающими дно канала в суженном его сечении у головы (1, 19). Такая конструкция особенно целесообразна при слабых грунтах основания, так как она увеличивает устойчивость нижних голов шлюза на сдвиг и предупреждает выпор грунта из-под них.

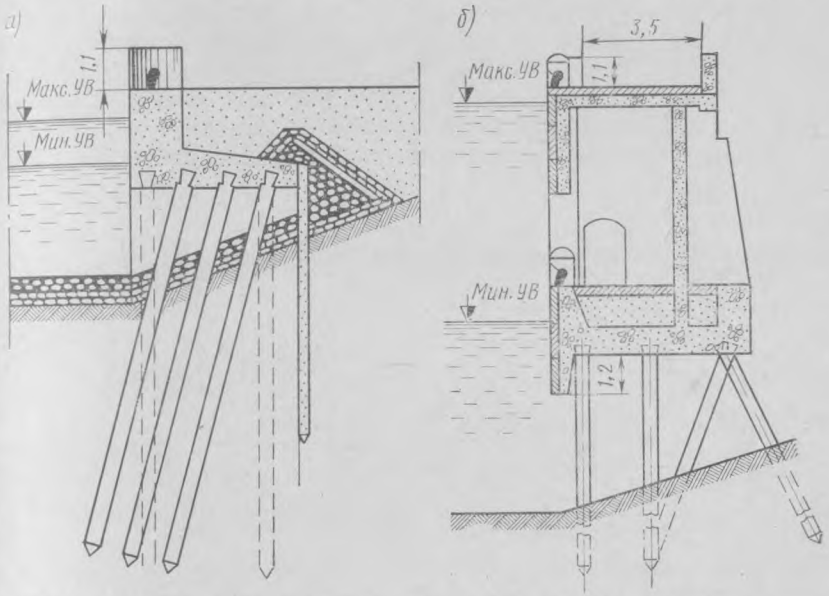


Рис. IV.24. Причально-направляющие сооружения шлюзов на свайных основаниях:

а—засыпные палы; *б*—незасыпные причалы с двухъярусным расположением причальных тумб

Незасыпные палы и причалы при грунтах, не допускающих забивки свай, имеют в большинстве случаев вид эстакад с контрфорсами или с отдельными опорами, пролеты между которыми перекрыты железобетонными конструкциями на всю высоту возможного навала судов (рис. IV.25, *а* — *в*). Фундаментные плиты и опоры таких причально-направляющих сооружений на нескальных грунтах обычно выполняют из монолитного, а пролетные верхние части — из сборно-монолитного железобетона.

На скальных основаниях засыпные конструкции пал выполняют в большинстве случаев в виде гравитационных бетонных и железобетонных подпорных стен. В случаях когда поверхность ненарушенной скалы залегает выше дна подходного канала, эти стены возводят на ней, а ниже стен скальную выемку облицовывают по всей высоте и длине или только отдельными вертикальными поло-

сами ниже минимального навигационного уровня воды. Незасыпные причалы на каналах в скальной выемке также могут иметь вид сплошной или контрфорсной стенки с облицовкой скалы ниже ее. При низкой поверхности скалы незасыпные палы и причалы

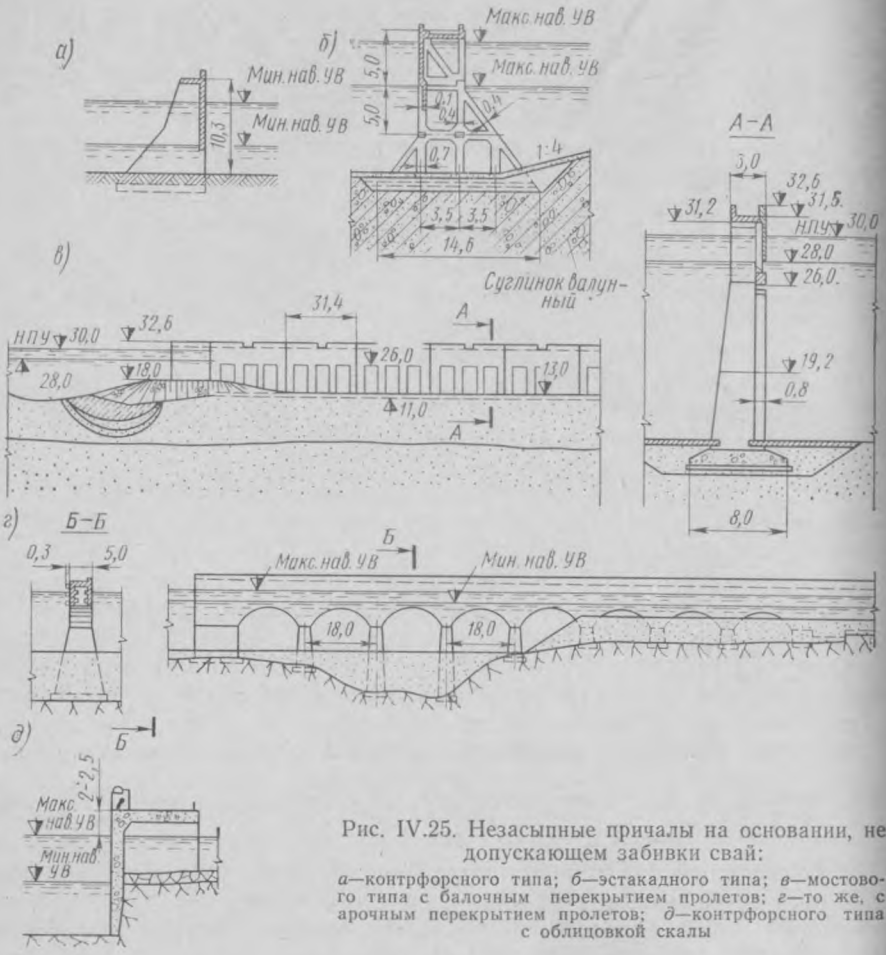


Рис. IV.25. Незасыпные причалы на основании, не допускающем забивки свай:

а—контрфорсного типа; *б*—эстакадного типа; *в*—мостового типа с балочным перекрытием пролетов; *г*—то же, с арочным перекрытием пролетов; *д*—контрфорсного типа с облицовкой скалы

имеют конструкции, аналогичные применяемым на нескальных грунтах, не допускающих забивки в них свай (рис. IV.25). В таких условиях их возводят иногда также арочными (рис. IV.25, *г*).

Во избежание выкрашивания бетона при ударах судов поверхности пал и причалов выполняют из бетона более высокой марки и армируют сетками или облицовывают железобетонными плитами-оболочками толщиной не менее 20 см [7]. Однако все же поверхности и особенно края железобетонных элементов пал и причалов часто повреждаются при навале на них судов. В связи с

этим разработаны и начали применяться конструкции лицевых элементов причально-направляющих сооружений на упругих подкладках (амортизаторах), которые должны погашать часть кинетической энергии судна при ударе [1].

Плавучие причалы в виде железобетонных или металлических понтонов между устоями и быками, в которые они упираются, целесообразны преимущественно при больших (более 20 м) глубинах и больших (более 5 м) колебаниях уровней воды в бьефах, расположении судопропускных сооружений в мягких климатических условиях. Значительного распространения они не получили главным образом из-за необходимости постоянного эксплуатационного надзора за ними и отвода их на зиму в затоны или окола льда на месте вокруг них.

§ IV.7. ОСОБЕННОСТИ СТАТИЧЕСКОЙ РАБОТЫ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ШЛЮЗОВ

Расчетные случаи. Основной особенностью статической работы частей и конструкций камер и голов судоходных шлюзов является то, что действующий на них напор при наполнении и опорож-

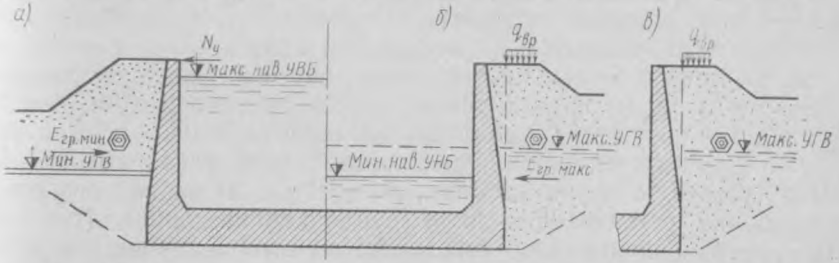


Рис. IV.26. Расчетные случаи для конструкций камер и голов шлюза:
а—первый эксплуатационный, для наполненной камеры; *б*—второй эксплуатационный, для опорожненной камеры; *в*—ремонтный, для осушенной камеры

нении камер очень быстро (в течение нескольких минут) изменяется от нуля до своего максимального значения и обратно до нуля. В это время уровни воды за стенами камер и устоями голов изменяются (даже при водопроницаемых днищах камер) весьма медленно. В связи с этим при расчетах частей и конструкций камер и голов на устойчивость и прочность рассматривают два предельных расчетных эксплуатационных случая.

Первый эксплуатационный случай — камера наполнена до наивысшего навигационного уровня воды в ней; вода в засыпке за стенами (устоями) стоит на минимальном возможном уровне; происходит навал судов на верх конструкции (рис. IV.26, *а*).

Второй эксплуатационный случай — камера опорожнена до минимального навигационного уровня воды в ней; вода в засыпке за стенами (устоями) или в дренаже стоит на максимально возможном уровне (рис. IV.26, *б*); швартовые тросы предельно натянуты.

При камере шлюза, выдвинутой по отношению к напорному фронту гидроузла в нижний бьеф, минимальный уровень воды в засыпке за стенами принимают независимо от высотного положения дренажа на отметке минимального навигационного уровня нижнего бьефа (учитывая возможность падения до него уровня грунтовых вод), а максимальный уровень воды — по данным фильтрационных расчетов или исследований, проведенных при максимальном навигационном уровне нижнего бьефа, но не ниже отметки воды в наполненном дренаже. Если камера шлюза выдвинута в верхний бьеф, уровень воды за стенами в обоих эксплуатационных случаях определяют (при отсутствии дренажа) при отметке максимально навигационного уровня верхнего бьефа с учетом волнового понижения этого уровня при наполненной камере и повышения его при опорожненной камере, вызываемых ветром расчетной силы и повторяемости.

Для ремонта оборудования или конструкций шлюза воду из камер откачивают, а из верхних камер многокамерных шлюзов спускают через водопроводную систему. Поэтому третьим расчетным случаем является ремонтный (рис. IV.26, *в*) — при полностью осушенных камерах и водопроводной системе и максимально возможном уровне воды за стенами.

Четвертыми расчетными случаями являются строительные, которые выбирают в зависимости от типа днища, характеристик основания и схемы производства работ из условия, чтобы они не ухудшали работу конструкций против эксплуатационных. Так, при временно разрезных днищах необходимо определять высоту стен камер (устоев голов) и засыпки, до которой их можно возводить по условиям устойчивости до замоноличивания днища. При слабых грунтах основания во избежание их выпора из-под сооружения необходимо определять минимальные отметки обратной засыпки, до которых ко времени возведения вышележащих ярусов сооружения засыпка должна быть уже выполнена.

Особенностью статической работы конструкций причально-направляющих сооружений судоходных шлюзов является то, что они подвергаются ударам (навалу) движущихся судов. По ним рассматривают два эксплуатационных расчетных случая: 1) вода перед сооружением стоит на максимальном навигационном уровне и на него происходит навал судна; 2) вода перед сооружением стоит на минимальном или максимальном навигационном уровне (в зависимости от высоты обратной засыпки) и к нему приложены наибольшие (разрывающие) натяжения причальных тросов. Кроме них рассматривают ремонтный и строительные расчетные случаи.

Ввиду того что грунтовую засыпку причально-направляющих сооружений дренируют, разность уровней воды перед и за ними всегда невелика, наибольшую расчетную величину ее, которую определить затруднительно, обычно условно принимают равной 1 м.

Основные положения расчета. Классы капитальности основных (камер и голов) и второстепенных (причально-направляющих)

сооружений принимаются в зависимости от категории водного пути I—IV (см. § 1.5), вида грунтов их оснований и высоты сооружения [4, табл. 1; 2], а также участия их в создании напорного фронта гидроузла.

Расчеты конструкций и оснований голов шлюзов должны производиться, как и других гидротехнических сооружений, исходя из оценки наступления на них предельных состояний первой группы (по устойчивости и прочности) и второй группы (по деформациям). При этом коэффициенты сочетаний нагрузок n_c и коэффициенты надежности $k_н$, учитывающие степень ответственности, капитальность и последствия при наступлении этих предельных состояний, принимаются [4]: а) для основного, особого и строительного сочетания нагрузок соответственно $n_c = 1{,}0$; 0,9 и 0,95; б) для сооружений I—IV классов при первой группе предельных состояний соответственно $k_н = 1{,}25$; 1,2; 1,1 и 1,0, а при второй группе предельных состояний при всех классах сооружений $k_н = 1{,}0$.

Основные конструкции шлюзов на выносливость рассчитывают при действии многократно повторяющихся нагрузок (в тысячи циклов за навигацию) с коэффициентом условия работы $m_б$ и $m_а$, величина которых для бетона и арматуры зависит от коэффициента асимметрии цикла $\rho = \sigma_{мин}/\sigma_{макс}$ — отношения наименьших и наибольших напряжений в них в пределах цикла изменения нагрузки при шлюзовании [6].

Из горизонтальных нагрузок для конструкции шлюзов в большинстве случаев решающими являются давление (сверх гидростатического) грунта обратных засыпок и навал судов, величины которых определяются в соответствии со СНиПом [7, 8].

Определение давления грунта. Конструкции стен камер и устоев голов со сплошными днищами и на скальных основаниях не получают существенного наклона и смещения от грунта засыпки; даже у голов шлюзов на нескальных основаниях они пренебрежимо малы. Поэтому при статических расчетах этих конструкций давление грунтов обратных засыпок на них принимают как сумму давления в состоянии «покоя» (по теории упругости) и в необходимых случаях реактивного давления, возникающего при перемещении конструкций на засыпку *.

Интенсивность горизонтального давления песчаного грунта засыпок в состоянии «покоя» на жесткую, несмещаемую вертикальную плоскость определяется для этих частей и конструкций шлюза при горизонтальной поверхности грунта (и его слоев) и равномерно распределенной нагрузке на нее $q_{вр}$ по следующей формуле:

$$l_{гy} = l_{вy}\lambda_{пi} = \left(\sum_{1}^{n} \gamma_j \Delta y_i + q_{вр}\right) \frac{\mu_{гр}}{1 - \mu_{гр}}, \qquad (IV.18)$$

* Определение давления грунта в состоянии предельного равновесия, принимаемое при расчетах устойчивости отдельно стоящих камерных стен, как и причал, дано в § VII.9.

где $\lambda_{п.i}$ — коэффициент бокового давления грунта; γ_i — объемная масса грунта, т/м³; $\mu_{гр}$ — коэффициент бокового расширения грунта засыпки.

Полное давление грунта определяется суммированием эпюры его по высоте (рис. IV.27).

В сложных случаях давление грунта в состоянии «покоя» может определяться, как активное при условном угле внутреннего трения:

$$\varphi_{усл} = \arcsin(1 - 2\mu_{гр}). \qquad (IV.19)$$

Для суглинистых грунтов $\mu_{гр} = 0{,}33 \div 0{,}37$, а для песчаных и супесчаных грунтов $\mu_{гр} = 0{,}2 \div 0{,}3$. При $\mu_{гр} = 0{,}3$ коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя $\lambda_п = 0{,}43$. При наличии воды за стеной объемную массу песчаного грунта засыпки ниже ее принимают во взвешенном состоянии. Во всех расчетных случаях, кроме эксплуатационного с наполненной камерой, следует учитывать вес временной нагрузки на засыпке от толпы людей (в 0,4÷0,5 т/м²), автомобилей или ремонтных материалов (до 1,5 т/м²).

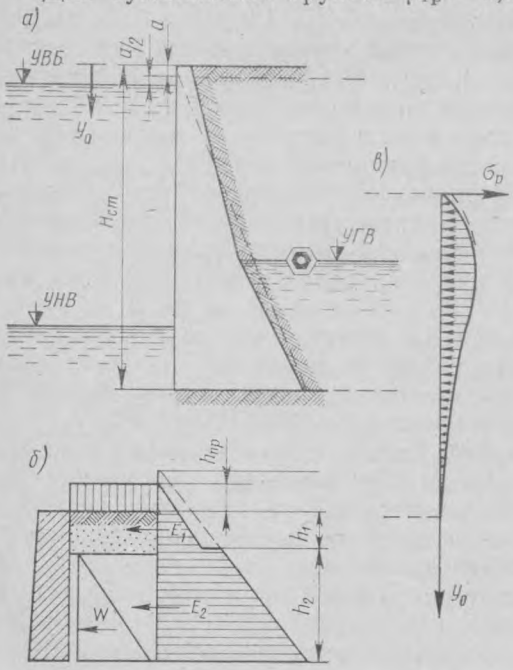


Рис. IV.27. Схемы к расчету камерных стен:
а—поперечное сечение стены; *б*—эпюра горизонтального давления покоя; *в* — эпюра реактивного давления

Давление грунта обратной засыпки в первом эксплуатационном расчетном случае наполненной камеры уменьшает напряжения, испытываемые конструкциями камер и голов. Так как физико-механические характеристики карьерных грунтов могут изменяться в некоторых пределах, в этом расчетном случае для них принимают коэффициенты перегрузки ниже единицы — 0,9 для веса (вертикального давления) и 0,8 для бокового давления его [5].

Реактивное давление песчаных грунтов засыпок весьма небольшое в начальный период эксплуатации в течение следующих первых лет ее, как показывают данные натурных измерений, постепенно возрастает. В связи с этим при предварительном проекти-

рования в расчетном случае наполненной камеры реактивное давление засыпки часто совсем не учитывают.

Величина и форма эпюры дополнительного реактивного давления грунта засыпки на стены в расчетном случае опорожненной камеры при летнем повышении температуры и неравномерных осадках сооружения, вызывающих деформации конструкций в сторону засыпки, в большей мере зависят от их жесткости. При широких бетонных устоях голов реактивное давление невелико и учитывать его не требуется. Но при засыпных железобетонных стенах камер, пал и причал на нескальных основаниях реактивное давление грунтов засыпок может быть значительным и должно вводится в расчет (рис. IV.27, *в*). Ряд способов приближенного определения реактивного давления песчаного грунта засыпок на камерные стены разных типов при принятых очертаниях и размерах их был разработан А. В. Михайловым, С. А. Фридом, И. К. Самариным и др. [1, 18]. Все эти способы расчета исходили из условия равенства горизонтальных деформаций камерной стены $u_{ст\,y}$ (с учетом изгиба днищевой плиты толщиной d) и грунта засыпки $u_{гр\,y}$. Они различаются, главным образом, определением расчетного температурного перепада по высоте стены ΔT_0 и характеристиками грунтов засыпки по глубине — горизонтальными коэффициентами постели $k_{п\,y}$ или модулями деформации $E_{гр\,y}$. В последнее время приближенный способ определения интенсивности дополнительного реактивного давления на вертикальную расчетную поверхность при перемещении его в сторону засыпки приведен в [7], приложения 3, 4. Более точным является определение реактивного давления на основе соответствующих теплотехнических расчетов методом конечных элементов [26]. Но ввиду сложности и значительной условности исходных данных расчетов в ряде случаев на основе экспериментальных данных принимали величину дополнительного изгибающего момента по низу камерной стены от температурных воздействий в долях от момента $M_п$, обусловленного давлением грунта в состоянии покоя. При предварительных расчетах сооружений I и II классов и при расчетах сооружений III и IV классов допускается [7] учитывать действие реактивного давления от изменения температуры консольных частей сооружений увеличением момента от давления грунта в состоянии «покоя» на 15—25% (например, при уголковых стенах с тыловыми консолями днища). При неразрезных днищах это реактивное давление увеличивается при перепаде температуры на них за счет поворота его сечения в жестком соединении со стеной. В этом случае увеличивали $M_п$ на 30—50%.

Активное и пассивное давление грунта в состоянии предельного равновесия, определяемое по [7], вводят в расчеты устойчивости частей и конструкции шлюзов: отдельно стоящих камерных стен малонапорных шлюзов, засыпных пал и причал на нескальных основаниях.

Определение судоходных нагрузок. Основной из них на стены камер, устои голов, палы и причалы шлюзов является навал су-

дов при подходе к ним. Расчетная величина этих нагрузок определяется [8] исходя из равенства кинетической энергии судна $Э_с$ энергии деформации $Э_д$ его и этих сооружений, не имеющих отбойных устройств:

$$Э_с = \frac{\nu W v_н^2}{2g} \text{ и } Э_д = \frac{1}{2} \frac{N_x^2}{k_{ж.с} + k_{ж.к}}, \qquad (IV.20)$$

где $v_н$ — нормальная составляющая скорости подхода судна к сооружению, м/с; ν — коэффициент, принимаемый для речных судов, для пирсов и пал равным 0,45; причал эстакадного и мостового типа на свайных опорах с задним шпунтом — 0,4; других типов — 0,3; $k_{ж.с}$, $k_{ж.к}$ — коэффициенты жесткости судна и конструкций сооружения в горизонтальном поперечном направлении, кН/м.

Отсюда расчетная сила навала судна на сооружение

$$N_н = v_н \sqrt{\frac{\nu W}{g} (k_{ж.с} + k_{ж.к})}. \qquad (IV.21)$$

В зависимости от водоизмещения наибольшего судна W и ширины шлюза $B_{п.к} \geqslant 18$ м для причально-направляющих сооружений и камерных стен по [7] $v_н$ принимается от 0,03 до 1,1 м/с. Но при большой жесткости сооружения (например, железобетонной стены или устоя) или большого угла подхода к нему судна (например, при криволинейной пале) расчетное значение силы навала судна $N_у$ ограничивается величиной, которую может воспринять (без значительных повреждений) его корпус. Эту величину можно приближенно принимать по следующей эмпирической формуле, кН:

$$N_{у.макс} = 10(l_с - 20). \qquad (IV.22)$$

Наибольшую нормальную составляющую силу от натяжения швартовых тросов можно, с учетом угла наклона их к оси сооружения при судах разных типов водоизмещением более 3 тыс. т в 30 и 45°, предварительно принимать 250 кН; она в большинстве случаев не определяет устойчивость и общие размеры причалов и пал; уточнить величину этой силы можно по [8].

Давление льда на незасыпные причалы и палы определяется из условия сползания его по откосу подходного канала при понижении уровня воды или нарушении смерзания воды с бетоном.

§ IV.8. ОСНОВЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ КАМЕР

Неразрезные конструкции камер на нескальных основаниях ранее рассчитывали раздельно: стены на все действующие на них нагрузки, днища — как балки на упругом основании на нагрузки от стен камер и нагрузки, непосредственно действующие на днище. Такая условная схема расчета принимается при предварительных расчетах и до настоящего времени.

Толщина по верху железобетонных стен камер определяется из условия работы бетона на скалывание (с распространением на-

пряжений в нем под углом 30—45°) при навале судна с силой $N_{ух}$. Эту силу считают при прямоугольных сечениях стены распространяющейся вдоль нее по зоне длиной

$$l_x = 2/3\, h_{y0} > 2b_{y0}, \qquad \text{(IV.23)}$$

где b_{y0} — толщина стены в рассматриваемом сечении на глубине y_0 (от верха стен).

Для принятого профиля стен для разных расчетных случаев при всех действующих в каждом из них нагрузках строят эпюры изгибающих моментов, поперечных и продольных сил.

Наименьшая толщина камерных стен прямоугольного сечения (см. рис. IV.16) при полной засыпке их определяется: наибольшими краевыми сжимающими лицевую грань стены напряжениями при принятой марке бетона (обычно М200 — М250); предельной шириной раскроя трещин по тыловой грани (при расчетной арматуре). Это раскрытие трещин при пресной воде и градиентах напора менее 20 не должно превышать $a_{тр} = 0{,}15\ k_{тр} < 0{,}25$ мм, где $k_{тр}$ — коэффициент, равный для сооружений I—IV класса 2,0—1,0 [8]; при агрессивной и морской воде $a_{тр} \leqslant 0{,}05$ мм.

При неполной и узкой засыпке стен по высоте, получающей в последнее время распространение, ширина стен камер понизу определятся из условия одновременного удовлетворения обоих этих условий и по тыловой и по лицевой граням стен. В этом случае для лицевой грани стен не следует допускать расчетного раскрытия трещин более 0,05 мм.

Неразрезные, а также временно разрезные днища камер, основания которых сложены связными или несвязными грунтами в большинстве случаев с относительной плотностью $D > 0{,}5$, рассчитывают как плиты на упругом основании в плоской задаче. Расчет начинается с установления контактных напряжений по основанию днищ, физические свойства которого характеризуются двумя константами — модулем деформации E_0 и коэффициентом бокового расширения μ_0. При этом принимают, что под днищем формируется ограниченный по глубине сжимаемый слой основания (активная толща). Мощность этого слоя H_0 может ограничиваться при песчаных грунтах основания 0,6 l и при глинистых грунтах 1,4 l — полуширины днища. При слабых несвязных грунтах основания с относительной плотностью $D < 0{,}5$ контактные напряжения днища по основанию рекомендуется определять по формулам внецентренного сжатия или по методу «экспериментальных» эпюр [5].

Для определения реакции основания под днищем все внешние воздействия на него приводят к следующим расчетным нагрузкам (рис. IV.28, *а*): 1) равномерно распределенная нагрузка q от веса плиты днища (кроме первого яруса бетонирования ее), воды на ней и противодавления; 2) сосредоточенные силы P от веса стен камеры; 3) моменты M от горизонтальных сил, действующих на тыловые и лицевые грани стен; 4) пригрузки основания от веса обратных засыпок $q_{пр}$.

Влияние пригрузки основания обратными засыпками за стены камер на эпюру контактных напряжений в основании днища сильно зависит от очередности и сроков выполнения работ по ней. В связи с этим в каждом расчетном случае можно принимать значение $q_{пр}$ наиболее невыгодным для работы сооружения с коэффициентом перегрузки 1,2 или 0,9. Форму этой пригрузки принимают по рис. IV.28,*б*: при узких пришлюзовых площадках — треугольную; в случае примыкания в камере шлюза земляной плотины или дамбы — прямоугольную с $b_{пр} > l$.

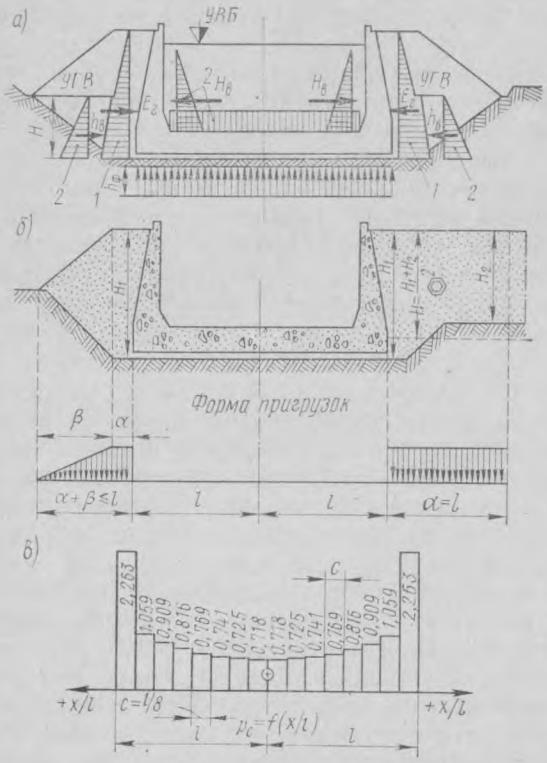


Рис. IV.28. Схемы к расчету камеры шлюза с неразрезным днищем:

а—внешние нагрузки; *б*—пригрузки основания обратными засыпками; *в*—единичные интенсивности реактивных давлений основания на жесткое днище камеры

Из способов расчета балок на упругом основании, позволяющих учитывать весьма существенное для днищ шлюзов влияние боковых пригрузок, наибольшее распространение получил способ Б. Н. Жемочкина [1, 15], заключающийся в том, что контакт между днищем и основанием по всей их площади заменяется контактами в отдельных точках. Расчеты по этому способу проводят на основе теоретических решений, полученных для разных схем балок и нагрузок, и составленных таблиц интенсивности контактных напряжений по основанию балок от единичных нагрузок и пригрузок [1, 18, 19] при различных отношениях толщины активного слоя к полудлине балки H_0/l и различных показателях гибкости балки:

$$t \approx 10 \frac{E_0}{E_б} \frac{l^3}{d^3},$$

где E_0 и $E_б$ — модули упругости соответственно грунта основания и железобетона днища; l и d — полудлина и толщина днища.

Неразрезные днища судоходных шлюзов часто имеют показатель гибкости t, близкий к 1, при котором гибкостью днища можно

пренебречь. Поэтому в предварительных расчетах днищ камер, когда геотехнические показатели грунтов их оснований обычно еще недостаточно выявлены, часто считают днища абсолютно жесткими, что дает некоторый запас в их толщине. В этом случае при симметричных конструкциях камер достаточно определить значения интенсивностей контактных давлений для единичных значений равномерной нагрузки q и боковых пригрузок $q_{пр}$, так как симметричные сосредоточенные нагрузки P могут быть заменены равномерной $q = P/l$, а моменты, приложенные к концам днища, не влияют на реакцию основания под ним. Для толщины сжимаемого слоя более $H_0 = 2\ l$, при которой увеличение ее практически уже не сказывается на эпюре контактных давлений под бесконечно жестким днищем, последние имеют вид, приведенный на рис. IV.28, *в*.

К полученной в результате расчета суммарной эпюре контактных напряжений под днищем предъявляют требование, чтобы наименьшая величина давления днища на грунт не была отрицательной (кроме условных краевых напряжений). При полученных эпюрах контактного давления днища на грунт основания для всех расчетных случаев с учетом внешних нагрузок строят эпюры изгибающих моментов и поперечных сил. При сжимающей днище нормальной силе $E_н$, равной сумме горизонтальных сил, действующих на стену камеры и торец днища $\Sigma E_{гор}$ (за вычетом противодавления в расчетном шве $V_{пр}$), его рассчитывают на прочность и трещиностойкость.

В ремонтном расчетном случае секции камер необходимо проверять на всплывание под противодавлением $V_{пр}$ при максимальном возможном уровне грунтовых вод за стенами по следующей формуле:

$$n_{п1}P_в + n_{п2}P_{тр}/k_н > V_{пр}, \qquad \text{(IV.24)}$$

где $P_в$ — сумма вертикальных сил, действующих сверху вниз (при осушенной камере), принимаемая с коэффициентом перегрузки $n_{п.1} = 0{,}9$; $P_{тр} = E_{гр}\operatorname{tg}\varphi_{гр}$ — трение грунта засыпки (ниже уровня воды взвешенного) о стены при нормативном значении угла внутреннего трения $\varphi^н_{гр}$, принимаемое с коэффициентом перегрузки $n_{п.г} = 0{,}8$.

Временно разрезное днище (см. рис. IV.16, *е*) отличается от неразрезного в расчетном отношении тем, что часть приложенных к нему до замоноличивания сил передается непосредственно на основание и на работу днища не влияет. Поэтому при расчете неразрезного днища учитывают только долю $k_{вр}$ приложенных к ним после замоноличивания сил (веса днища и возведенных на нем ярусов стен, веса и давления обратной засыпки), зависящую от отношения расчетной осадки стен по времени замоноличивания к полной их осадке [30]. При предварительных расчетах принимают: при песчаных грунтах $k_{вр} = 0{,}1 \div 0{,}15$; при связных грунтах основания $k_{вр} = 0{,}3 \div 0{,}35$.

Уточнение способов расчета камер с неразрезными днищами развивалось в последние годы главным образом в отношении опре-

деления контактных напряжений между конструкциями и грунтами основания и засыпки. При этом камера стала рассматриваться как открытая сверху рама, заглубленная в упругую грунтовую среду с различными деформативными показателями грунтов основания и засыпки стен по глубине [19]. К числу уточнений относятся также: учет увеличения модуля упругости грунта основания с глубиной, учет неоднородности основания по глубине (по схеме двухслойного основания) и по длине балки (по схеме коэффициента трансформации эпюры напряжений) и др. [18]. Начал применяться и метод конечных элементов [26]. Однако все эти уточнения целесообразно вводить лишь в окончательные расчеты, проводимые при достаточно выявленных инженерно-геологических условиях оснований сооружений и хорошо обоснованных расчетных геотехнических показателях слагающих их грунтов.

Камеры с разрезными днищами. Нижнюю часть железобетонных стен прямоугольного сечения, в которые вписаны водопроводные галереи (см. рис. IV.16, *г*), можно приближенно рассчитать как раму со стойками, заделанными в фундаментную плиту, толщина которой превышает толщину передней и задней стоек рамы и потому считается в пределах галерей абсолютно жесткой. В отличие от таких стен для контрфорсных конструкций (рис. IV.29, *а*) существенное значение имеет сила навала судов. На контрфорсы эту силу считают приложенной при наполненной камере на уровне верха стен; лицевые плиты рассчитывают на удар судна по всей высоте стен выше уровня нижнего бьефа (рис. IV.29, *б*); при этом должна обеспечиваться трещиностойкость (или $a_{тр}<0{,}05$ мм) лицевых граней плит и контрфорсов.

Расчет разрезных днищ начинают с установления (при предварительно принятой толщине консольной части днища в камере) длины тыловой консоли (рис. IV.29, *а*). Для этого, задаваясь различными ее длинами, определяют по формулам внецентренного сжатия при всех расчетных случаях контактные давления на основание в краевых точках фундаментной плиты. Полученные результаты принято считать удовлетворительными при отсутствии в ремонтном и строительных расчетных случаях отрицательных давлений (с учетом взвешивающего давления воды) и неравномерности в обоих эксплуатационных расчетных случаях положительных давлений, не превышающих 3 : 1. При окончательных расчетах уточняют контактные давления под полусекцией камеры как под сооружением на упругом основании с учетом влияния на его работу второй полусекции и определяют ожидаемые осадки и перекосы ее в эксплуатационных расчетных случаях. Консольную часть днища со стороны камеры рассчитывают на прочность в ремонтном расчетном случае как плиту, имеющую заделку в плоскости лицевой грани стены, на противодавления воды и реактивное давление грунта основания, собственного веса и сжимающей силы (за вычетом горизонтальной силы трения) (рис. IV.29, *в*). Конструкцию продольного шва между двумя частями разрезного днища

рассчитывают на восприятие им полного горизонтального давления, пренебрегая трением в основании днища.

Отдельно стоящие стены камер шлюзов с водопроницаемыми днищами на нескальных основаниях являются, по существу, малонапорными засыпными гидротехническими сооружениями, под

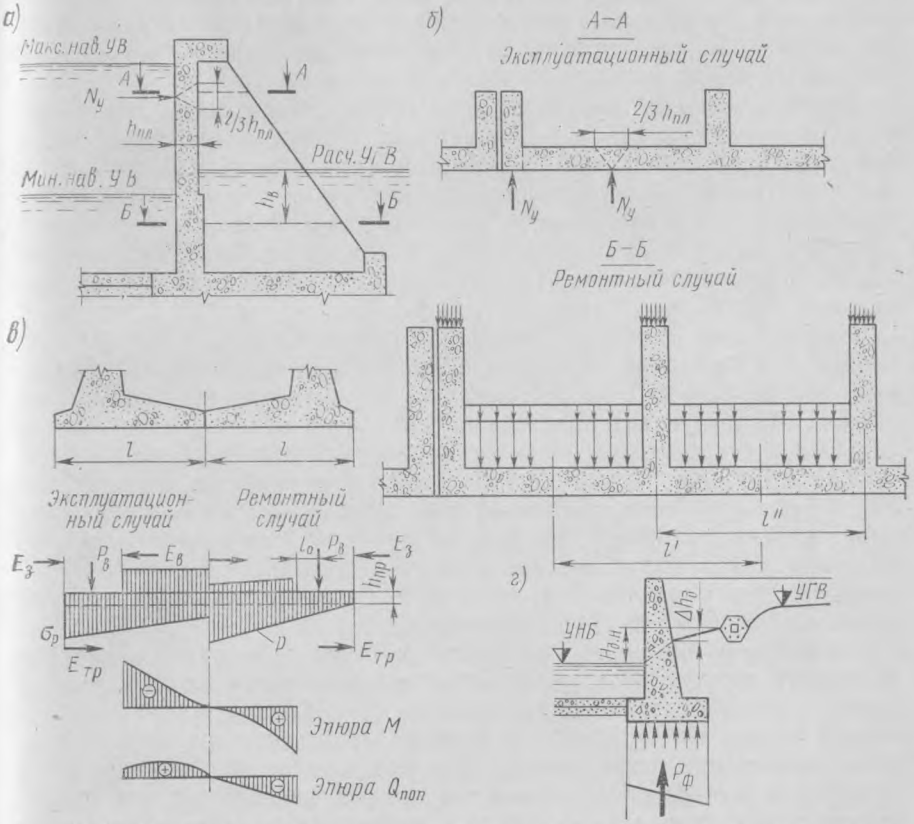


Рис. IV.29. Схемы к расчету прочности камер с разрезным консольным и водопроницаемым днищами камеры:

а—очертание стены; *б*—нагрузки на элементы стены; *в*—нагрузки на днища полусекций камеры; *г*—эпюра фильтрационного давления при водопроницаемом днище

которыми происходит неустановившееся движение фильтрационного потока. В отдельные периоды эксплуатации камера шлюза может стоять наполненной достаточно долго (часы и даже сутки), тогда условия фильтрации приближаются к установившимся. Во время последующего быстрого (в течение нескольких минут) опорожнения камеры фильтрационное давление под стенами и на них (со стороны засыпки) не успевает значительно снизиться. Поэтому в эксплуатационном расчетном случае опорожненной камеры принимают эпюру фильтрационного давления, полученную в условиях установившегося движения при наполненной камере (рис. IV.29, *г*).

С учетом сказанного определение давления грунта на отдельно стоящие железобетонные камерные стены гравитационного типа, расчеты их устойчивости, несущей способности и фильтрационной прочности основания, а также прочности и трещиностойкости отдельных частей и элементов стен выполняют общими для напорных гидротехнических сооружений [4, 6, 8, 11]. Для камер шлюзов со стенами такого типа неравномерность давления стен на основание (за вычетом противодавления) ограничивают, как и при разрезных днищах.

Расчеты стен из заанкеренного шпунта и на сваях ведут при всех расчетных случаях и внешних нагрузках аналогично расчетам портовых набережных такого же типа (см. § VII.4, VI.10) с той лишь разницей, что в число действующих сил вводится фильтрационное давление, определенное в указанных выше условиях расчетом по способу коэффициентов сопротивления или методом ЭГДА в плоской задаче [11; 31] и принимаются коэффициенты условий работы $m=1$ (вместо 1,15) [6].

Конструкции камер на скальных основаниях. Основными особенностями камер на скальном основании, определяющими исходные положения их расчета, являются: практическое отсутствие осадок, что допускает разрезку их швами на отдельные, самостоятельные в статическом отношении части; выполнение нижних частей конструкций, расположенных ниже поверхности прочной скалы, в виде бетонных облицовок или обделок ее. При этом схема расчета этих облицовок зависит от возможности заделки в скалу надежно работающих на растяжение и учитываемых в расчетах анкеров, что определяется качеством скалы и, главное, направлением и степенью ее трещиноватости.

Заделка в скальные основания и откосы расчетных анкеров позволяет допускать отрицательные напряжения по подошве сооружений и по плоскости сопряжения их со скалой, полную площадь эпюры которых и передают на анкеры. При предварительном проектировании расчетное усилие, которое можно передать на установленные в скважины и залитые в них цементным раствором анкеры периодического профиля, определяется временным сопротивлением сцепления цементного камня в скважине со скалой $c_{сц}$. При скважине диаметром $d_{скв}$ и глубиной $l_{скв}$ это усилие принимают при коэффициенте надежности $k_н \geqslant 2$, следующим:

$$P_а = \frac{c_{сц}\pi d_{скв} l_{скв}}{k_н} \approx \frac{(30 \div 40)}{2}\pi d_{скв} l_{скв}. \qquad (IV.25)$$

На стадии рабочего проектирования значение $P_а$ устанавливают по данным испытаний на выдергивание опытных анкеров.

При сильной трещиноватости скалы (трещины заполнены глинистыми или другими отложениями) и особенно при резко выраженной слоистости осадочных пород или тектонической нарушенности изверженных пород анкеры не могут вводиться в расчет; они являются тогда только конструктивными. В этом случае по

подошве сооружения не допускают отрицательных напряжений, но неравномерность напряжений не ограничивают.

Бетонные стены камер (неармированные и без анкеровки) рассчитывают на устойчивость и прочность под действующими на них нагрузками в основном аналогично бетонным гравитационным плотинам небольшого напора без дренажных устройств с учетом качества скалы в основании (по СНиП II—54, [11]). При полной обратной засыпке стен камер расчетные случаи те же, что и для камер на нескальных основаниях. При отсутствии же за ними засыпки и расположении камеры шлюза в нижнем бьефе основным расчетным случаем, определяющим размеры конструкции, явля-

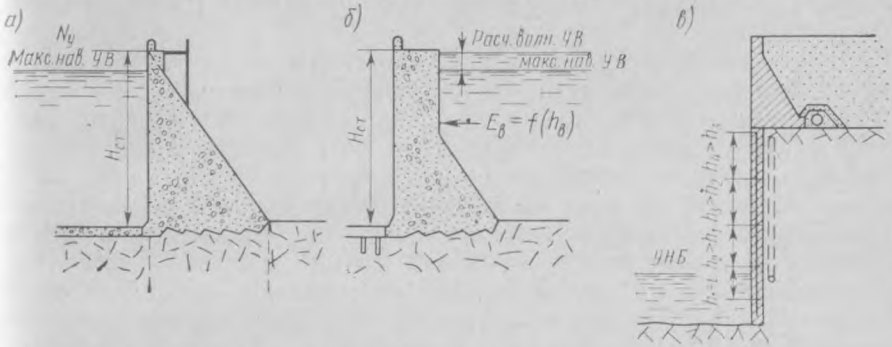


Рис. IV.30. Схемы к расчету стен камер на скальном основании:
а—при расположении камеры в нижнем бьефе и расчетном случае наполненной камеры; *б*—при расположении камеры в верхнем бьефе и расчетном случае осушенной камеры; *в*—схема анкеровки стены и облицовки

ется эксплуатационный с наполненной камерой (рис. IV.30, *а*), а при расположении камеры в верхнем бьефе — эксплуатационный с опорожненной камерой или ремонтный (рис. IV.30, *б*). Таким же образом рассчитывают на устойчивость и железобетонные стены камер — уголковые и контрфорсные.

Основными нагрузками на облицовки стен и днищ являются полные взвешивающее и фильтрационное давления воды со стороны скалы, а также усилия от вышерасположенных конструкций. Так как для облицовок опасен только отрыв от скалы, за расчетный случай принимают ремонтный при максимальном уровне воды за ними и отсутствии воды в камере.

Коэффициент передачи давления воды на анкера выбирают в зависимости от качества скалы с учетом намеченных цементационных работ по ней и дренажей за облицовкой. Для плотной, малотрещиноватой скалы значения $\alpha_в$ принимают обычно в пределах 0,25÷0,3, для более слабой трещиноватой скалы — 0,4÷0,6.

В расчетном отношении облицовка — это армированная плита на опорах — анкерах, нагруженная со стороны скалы давлением воды. Однако обычно расстояния между анкерами определяются не работой облицовки на изгиб, а работой самих анкеров на выдергивание. Принимая все анкеры (из удобства производства ра-

бот) равного диаметра, можно по (IV.23) при принятом $\alpha_в$ определить расстояния между анкерами и их рядами (рис. IV.30, *в*). При принятом расположении анкеров необходимо проверять усилия в них в случае передачи на облицовку горизонтальной силы от расположенной выше облицовки камерной стены, величину которой можно принимать равной (на 1 м длины), кН,

$$E_{обл} = \sigma_{ср.ст} f_б b_{обл},$$

где $\sigma_{ср.ст}$ — среднее вертикальное давление стенки на облицовку, определенное по расчетной эпюре напряжений в основании сооружения, кН/м²; $f_б$ — коэффициент трения бетона по бетону; $b_{обл}$ — ширина облицовки поверху с учетом допускаемых проектом переборов скалы.

В условиях, когда низкое качество скалы не допускает учитывать в расчетах заделенные в нее анкеры, облицовки стен камер и голов имеют обычно схему, изображенную на рис. IV.19, *в*. При этой схеме размеры облицовки стены по каждой ступени определяют из условия, чтобы при суммарном воздействии на нее давления обратной засыпки выше поверхности скалы и наибольшего возможного фильтрационного давления воды в пределах скальной выемки была обеспечена (без учета сцепления бетона со скалой) устойчивость ее на опрокидывание относительно основания и на сдвиг по скале. Устойчивость такой облицовки в случае необходимости может быть увеличена устройством по основанию в сторону камеры упора в скалу или консольного выступа. Днища камер при скале, не допускающей учета работы анкеров, рассчитывают как плиты на двух опорах, нагруженные снизу полным взвешивающим и фильтрационным давлением воды. Возможность передачи на днище усилий от стен и устоев исключают конструктивными мероприятиями.

§ IV.9. ОСНОВЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ ГОЛОВ И ПРИЧАЛЬНО-НАПРАВЛЯЮЩИХ СООРУЖЕНИЙ

Устои голов шлюзов представляют собой армированные бетонные конструкции переменного сечения, а иногда и переменной высоты, прорезанные горизонтальными и наклонными водопроводными галереями, а также вертикальными пазами и шахтами затворов. В поперечном направлении устои голов нагружены по длине давлением грунта обратной засыпки и давлением воды. В продольном направлении на устои передается давление ворот, воды и грунта. Таким образом, в расчетном отношении устои являются пространственной конструкцией.

Ширина устоев голов поверху определяется расположением на них оборудования и обычно превышает необходимую по условиям прочности ширину их понизу (на уровне верха днища камеры или стенки падения).

Устойчивость устоя в целом и отрезной по скале упорной части его, воспринимающей продольное давление $E_р$ от ворот и давле-

ния воды в шве $E_в$ между ней и шкафной частью устоя головы, проверяется на сдвиг по днищу (без учета пассивного давления и трения песчаной засыпки) [5]. В случае когда самостоятельная устойчивость упорной части устоя не обеспечена, она соединяется со шкафной частью продольной горизонтальной арматурой, называемой «поясной». В сечении ворот ее рассчитывают на восприятие усилия

$$E_{а.п} = k_н f_б (P_у - V_{пр}), \qquad (IV.26)$$

где $P_у$ — вес устоя за вычетом противодавления $V_{пр}$; $f_б$ — коэффициент трения бетона по бетону или скале.

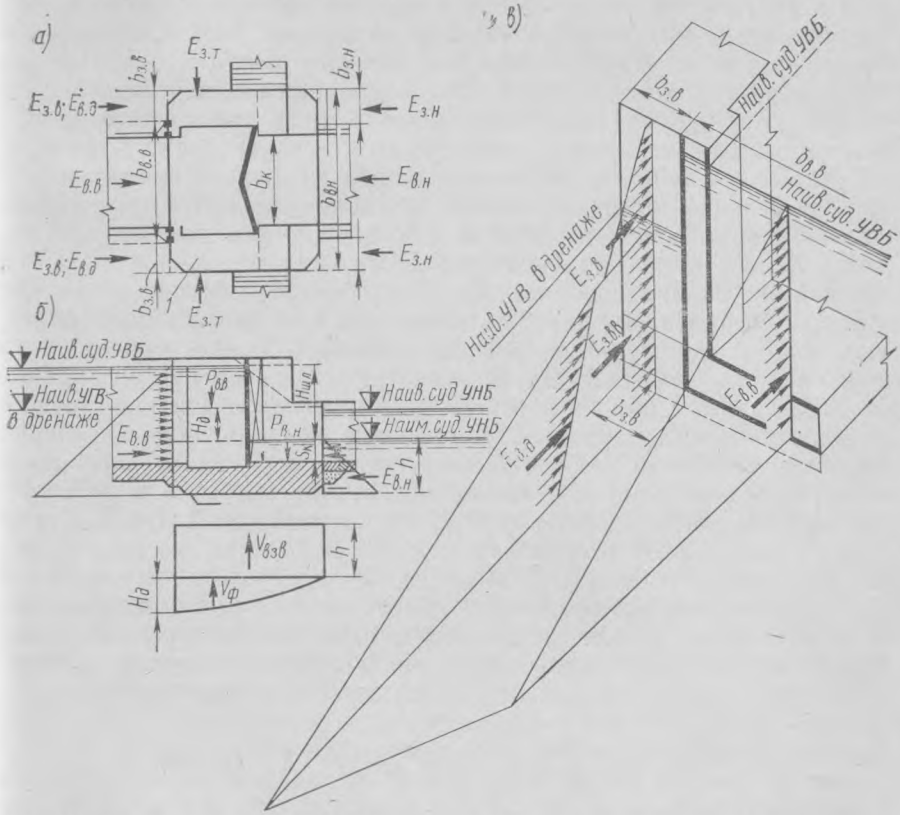


Рис. IV.31. Схемы к расчету на сдвиг нижней головы шлюза на нескальном основании:

а—план (показаны горизонтальные силы); *б*—разрез головы по оси шлюза; *в*—аксонометрический разрез (нагрузки)

Расчет устоев на прочность по нижнему и промежуточным сечениям ведется с учетом изгиба его под действием внешних сил в двух плоскостях — продольной и поперечной [1, 19]. При больших растягивающих напряжениях в бетоне вертикальную арматуру

подбирают способами, применяемыми для малоармированных железобетонных конструкций [6]. Нижние части устоев с водопроводными галереями (см. рис. IV.21, *а*) приводят к плоским рамам с жестким верхним ригелем, нагруженным поверху всеми силами, передаваемыми на него верхней частью устоя, а в пределах стоек также местным давлением грунта и воды. Расчетные схемы других элементов (поперечных стен шахтных шлюзов, стенок падения, пазовых конструкций и т. п.) выбирают в каждом отдельном случае в зависимости от возможных нагрузок на них.

Днища голов на нескальных основаниях из-за наличия на них стенок падения, выходов водопроводных галерей и других уширений и углублений имеют по оси шлюза различную толщину и различные нагрузки, а также часто и различный свободный пролет между устоями. Для возможности расчета днищ в поперечном направлении как балок на упругом основании в плоской задаче их делят по длине на несколько (обычно три) характерных зон с постоянными сечениями и свободными пролетами между устоями.

Для голов шлюзов без стенок падения с относительно небольшим изменением толщины днища по длине головы (см. рис. IV.21) обычно принимают, что действительные условия работы каждой зоны днища являются средними между независимой работой и полной их взаимосвязанностью. При расчете каждой зоны как отдельной балки на упругом основании эпюру реакции грунта, полученную в результате расчета головы в целом, осредняют в пределах каждой зоны. Затем к вертикальным нагрузкам каждой зоны добавляют или из вертикальных нагрузок вычитают уравновешивающие силы, равные по величине возникающим в сечении (между смежными зонами) перерезывающим силам. Эти силы условно считают приложенными посередине устоев в виде сосредоточенных нагрузок, равных $P_y/2$ на каждый устой [1, 19]. С учетом их определяют реакции грунта основания как жесткой балки на упругом основании (см. рис. IV. 28, *в*). Аналогичным образом определяют реакцию основания по каждой зоне при работе головы в целом. Затем расчетные величины изгибающих моментов и поперечных сил для каждой зоны определяют как среднее арифметическое из значений для отдельной зоны и среднего для головы в целом.

Для верхних и средних голов принимали в зависимости от очертания их подкорольных конструкций различные условные схемы совместной работы расчетных зон днища [1, 19]. В частности, при головах с высоким и длинным подкорольным массивом (стенкой падения) (см. рис. IV.20) величины расчетных моментов и перерезывающих сил приближенно определяют исходя из передачи на массив полусуммы: приходящейся при независимой его работе части реакции основания, полученной в результате расчета головы в целом как жесткого кубика; всей реакции основания под головой. Участок относительно тонкого днища за подкорольным массивом можно рассчитать отдельно как плиту, заделанную с трех сторон в массив и устои и нагруженную реакцией основания, ко-

торая получена при расчете головы в целом. При расчете днищ голов всех типов как железобетонных конструкций учитывают нормальные силы, действующие перпендикулярно продольной оси шлюза.

Такими приближенными способами [18, 19] рассчитывали в СССР большинство днищ голов шлюзов среднего напора (приблизительно до 15 м), для которых их можно считать приемлемыми. Для расчета голов большенапорных шлюзов с камерами шириной 30 м, в том числе с верхней распорной затяжкой (см. рис. IV.21, *в, г*), разработаны уточненные способы расчета их днищ в условиях пространственной работы. При этом устои и днище делят по длине и ширине голов на отдельные прямоугольные зоны или участки различной жесткости, взаимодействие которых в продольном и поперечном направлениях определяют из условия разных прогибов и углов поворота их общих сечений. Для отдельных схем днищ, разделенных на три зоны, получены достаточно сложные расчетные формулы [18].

Головы на нескальных основаниях, представляющие собой неразрезные конструкции большой жесткости, проверяют на общую устойчивость по схеме плоского (редко смешанного) сдвига их по грунту основания в плоскости подошвы днища, а при наличии ниже более слабых связных грунтов в плоскости низа зубьев, устраиваемых (глубиной не менее 2 м) для возможности учета, кроме трения, сцепления в этих грунтах.

Расчеты нижних голов шлюзов на сдвиг аналогичны таковым при бетонных однопролетных водосбросных плотинах [5, 11] и отличаются от последних в отношении внешних сил лишь следующим (рис. IV.31): наибольшее горизонтальное давление воды $E_в$ в температурно-осадочном шве между головой и наполненной камерой шлюза определяется при полной водонепроницаемости тыловых шпонок в стенах и низовых в днище; фильтрационное давление на низ водонепроницаемых днищ определяется (расчетом или методом ЭГДА) при уровне воды в наполненном дренаже по линии сопряжения головы с камерой (рис. IV.31, *в*); в числе удерживающих сил учитываются силы трения грунта обратных засыпок о тыловые грани голов:

$$E_{тр} = 2k_п \sum_1^i E_{п\,i} \Delta l_i k_п \operatorname{tg} \varphi_{гр.н} \approx 0{,}6 \sum_1^i E_{п\,i} \Delta l_i \operatorname{tg} \varphi_{гр.н}, \qquad (IV.27)$$

где $E_{пi}$ — давление покоя песчаного грунта засыпки на каждый участок головы с различными отметками верха засыпки; $k_п$ — коэффициенты перегрузки, принимаемые равными 0,8; $\varphi_{гр.н}$ — нормативное значение коэффициента трения грунта засыпки об устои головы.

При сплошных железобетонных днищах камер допускают упор в них верхних и средних голов и не требуют самостоятельной устойчивости их как в эксплуатационном, так и в ремонтном случаях. При этом конструкция шва между головами и камерами

должна обеспечивать передачу всего усилия от головы на днище камеры (при отсутствии навала устоев на стены камер).

Расчетные осадки голов шлюзов должны удовлетворять следующим условиям: абсолютные значения их не должны вызывать недопустимого уменьшения принятых запасов в высоте отдельных конструкций и нарушения уплотнений швов между головами и камерами; перекосы голов не должны вызывать недопустимых наклонов (по отношению к вертикали) рабочих ворот. К перекосам голов наиболее чувствительны двустворчатые ворота, при которых перекосы допускаются не более $i_{\text{пер.доп}}=1/200$ (с нормативным коэффициентом надежности), при плоских и сегментных воротах перекосы голов могут достигать 1/100.

При предварительном проектировании, когда для расчета перекосов голов еще не имеется достаточных изыскательских данных, для проверки размеров голов задаются наибольшими допускаемыми в эксплуатационных расчетных случаях коэффициентами неравномерности давления их (за вычетом противодавления воды) на основание в продольном направлении 1 : 3.

Отдельные массивы голов на скальных основаниях, отделенные друг от друга температурными швами, и, в частности, упорные массивы проверяют на устойчивость под давлением ворот и аварийно-ремонтных заграждений аналогично другим гидротехническим сооружениям [5, 11]. Длину упорной части устоев, объединенной в случае необходимости, как и при нескальных основаниях, со шкафной частью при слабой скале, не допускающей учета работы заделанных в нее анкеров на растяжение, определяют из условия отсутствия по подошве устоя отрицательных напряжений. При хорошем качестве скалы в основании головы, когда заделанные в скалу анкера можно принимать в расчет, размеры устоев головы определяют исходя только из размещения на них водопроводных галерей и оборудования, а отрицательную часть эпюры давления на основание передают на анкеры.

Облицовки скалы в нижних частях устоев и по днищам голов с расчетной или только конструктивной анкеровкой их в скалу рассчитывают по тем же схемам и формулам, что и облицовки камер (см. § IV.8). Фильтрационное противодавление определяют в данном случае из рассмотрения возможной схемы фильтрации воды под днищем при полном напоре на голову. При этом в расчет обычно вводят простейшую схему контурной фильтрации с падением напора воды вдоль днища по прямой (с учетом цементационной завесы). При возможности передачи на порог головы горизонтальных усилий, например от давления ворот, облицовку сопрягают со скалой зубьями и забуривают наклонные анкеры, число которых определяют расчетом исходя из величины передаваемых на них усилий. Облицовки водопроводных галерей, вырубленных в скале, рассчитывают как облицовки напорных гидротехнических туннелей.

Расчеты причально-направляющих сооружений гравитационного типа на устойчивость и их конструкций на прочность аналогичны

расчетам других гидротехнических сопрягающих подпорных стен [6, 7, 11], а шпунтовых и свайных пал — аналогичны расчетам портовых причальных сооружений этих типов (см. § VII.9) [10], с той лишь разницей, что для них коэффициенты надежности, перегрузки и условий работы должны приниматься по СНиПу [4, 5, 6] как для речных, а не как для портовых сооружений.

При расчете этими методами засыпных пал общие их размеры в большинстве случаев определяются: при незначительных колебаниях воды в подходах к шлюзу — строительным расчетным случаем (с полной засыпкой); при больших колебаниях уровней воды в подходах к шлюзу — вторым эксплуатационным случаем (при минимальном уровне воды в подходе).

Для незасыпных участков пал и причалов основным расчетным случаем, определяющим их общие размеры, является, как правило, первый эксплуатационный случай (при максимальном уровне воды перед сооружением и навале на него судна). При этом размеры всех конструкций (массивных стен, плит, контрфорсов, ростверков, свай и др.) определяются расчетом их на прочность в основном на судоходные нагрузки. Судоходные нагрузки на такие палы и причалы определяют при противоположных по направлению горизонтальных силах — от навала судна и от натяжения его причальных канатов. Проверка устойчивости их сводится в основном к определению коэффициентов надежности на сдвиг и опрокидывание, а также коэффициента неравномерности давления их на грунт оснований, который при нескальных основаниях принято ограничивать при связных (глинистых и суглинистых) грунтах величиной 3 : 1, при несвязных (песчаных грунтах) — 5 : 1. При скальных грунтах основания значение их не ограничивают, но требуется, чтобы $\sigma_{мин} > 0$.

§ IV.10. ВИДЫ И ТИПЫ ОБОРУДОВАНИЯ ШЛЮЗОВ

По своему назначению оборудования шлюзов делят на основное и ремонтное, а по характеру его работы — на механическое и электрическое.

Основное механическое оборудование — это ворота (основные затворы), перекрывающие судоходные отверстия в головах шлюза, водопроводные затворы и их приводные механизмы. К основному электрическому оборудованию шлюзов относят двигатели механизмов ворот и водопроводных затворов вместе с кабельным хозяйством. Механическое ремонтное оборудование шлюза — это ремонтные и аварийно-ремонтные заграждения голов, ремонтные затворы водопроводных галерей, насосные агрегаты для откачки воды из камер, механизмы и приспособления для установки и подъема всего этого оборудования, а также различные устройства, связанные с ремонтными работами на шлюзах, как, например, тали, кран-балки, монорельсовые тележки, автомобильные краны и т. п. К ремонтному электрическому оборудованию относят электродвигатели и кабельное хозяйство водоотливных насосов, элек-

трифицированных механизмов ремонтных и аварийных заграждений, а также других ремонтных устройств.

Все оборудование судоходных шлюзов должно удовлетворять требованиям удобства и безопасности его эксплуатации, в том числе при отрицательных температурах, при которых обеспечивается плавание судов по водному пути. Оборудование шлюзов, расположенных на одном водном пути, должно по возможности быть одинаковым; желательно иметь однотипное оборудование и разных голов шлюзов. Оборудование не должно стеснять судоходные габариты; ворота и затворы должны быть защищены от повреждений и плотно перекрывать отверстия. Все элементы оборудования должны быть доступны для осмотра, ремонта и окраски. По правилам техники безопасности [27] механизмы должны иметь ограждения и размещаться так, чтобы проходы между ними (шириной не менее 0,8 м) и строительными конструкциями допускали нормальное обслуживание и ремонт их.

Значительная часть типов основного и ремонтного оборудования шлюзов конструктивно аналогичны таковым на речных водопропускных сооружениях (водосбросных плотинах, водоспусках и других). Специфическими для судоходных шлюзов являются двустворчатые ворота, некоторые типы аварийных и ремонтных заграждений. Типы шлюзовых ворот на разных головах шлюзов зависят от отношения их высоты $H_в$ к ширине перекрываемого ими отверстия $B_в$, а также от того, используются ли они в качестве водопроводного или аварийного затвора.

Плоские и сегментные ворота — основные затворы — на верхних головах при безгалерейных системах питания (см. рис. IV.20, *а, б*), из-под которых наполняется камера и которые могут использоваться в качестве аварийных, отличаются от обычных затворов плотин только очертанием их нижнего конца. Плоские откатные ворота (затворы) применяют на малонапорных, преимущественно морских, шлюзах с широкими камерами и большими глубинами на порогах (см. рис. IV.21, *д*); особенностью их является способ перемещения при открывании и закрывании.

На нижних и средних головах шлюзов среднего напора применяют почти исключительно двустворчатые ворота, весьма экономичные по затрате металла и потребной мощности механизмов. Такие ворота применяют при больших колебаниях уровня воды в верхнем бьефе и на верхних головах шлюзов с галерейным наполнением.

Ворота (основные затворы) всех типов должны выдерживать кроме гидростатических и гидродинамических нагрузок также случайные удары от навала судов, подходящих со стороны верхнего бьефа. Расчетную силу навала судов на них принимают равной 1000, 500 и 250 кН соответственно для шлюзов на водных путях I—IV категорий [7]. Перед двустворчатыми воротами (кроме верхних) для избежания потери ими при навале судов створа предусматривают предохранительные амортизационные устройства (механического или гидравлического действия).

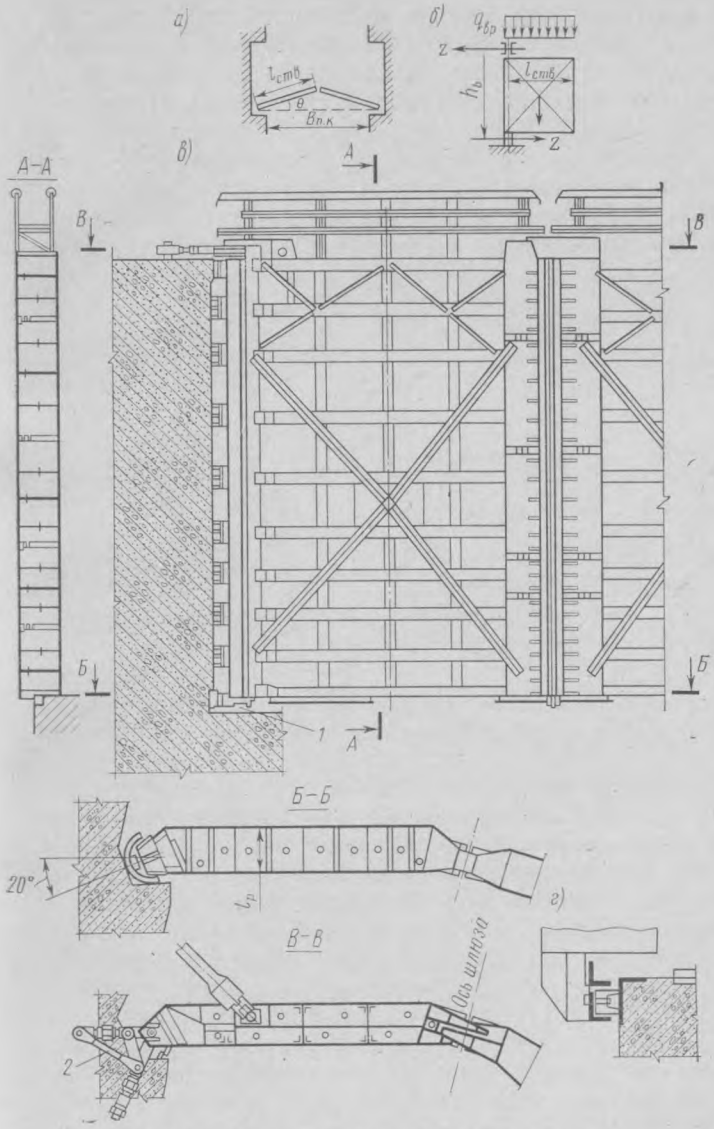


Рис. IV.32. Двустворчатые ригельные ворота:

а—схема горизонтальных сил при закрытых воротах; *б*—схема вертикальных сил при открытых воротах; *в*—створка ригельных ворот; *г*—нижнее горизонтальное уплотнение; *1*—пятовое устройство; 2—гальсбант

Двустворчатые ворота состоят из двух вертикальных створок, вращающихся на вертикальной оси. В открытом состоянии, во время пропуска судов, створки находятся в расположенных в устоях вертикальных нишах, называемых шкафами. В закрытом состоянии створки располагаются под углом θ к линии, соединяющей их вертикальные оси вращения, и опираются друг на друга по плоскости, называемой створом (рис. IV.32, *а*).

По условиям статической работы плоские ворота бывают двух типов — ригельные и стоечные. При высоте ворот более (0,4÷0,45) $B_{п.к}$ ширины камеры применяют получившие самое широкое распространение ригельные ворота, при которых давление воды передается через обшивку на горизонтальные ригели, работающие в

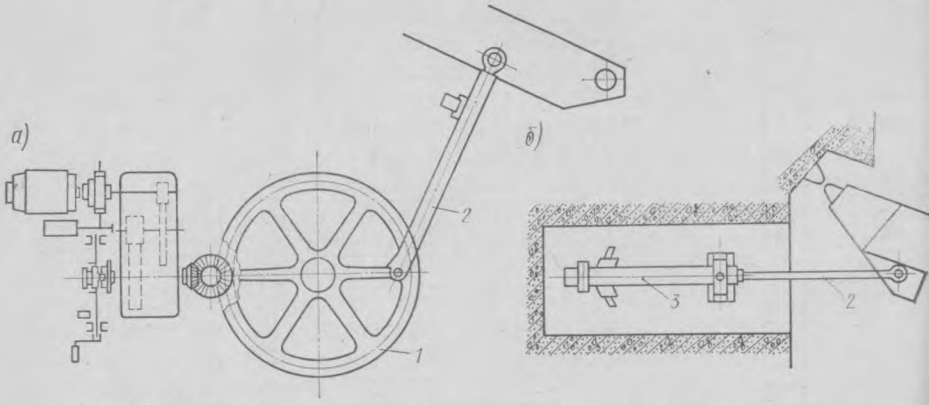


Рис. IV.33. Схемы механизмов двустворчатых ворот с жестким приводом: *а*—колесного; *б*—гидравлического; *1*—колесо; *2*—штанга; *3*—гидропривод

статическом отношении как плоские элементы трехшарнирной арки (рис. IV.32, *а*). Каждая створка ворот имеет стойку, расположенную по оси вращения и называемую вереяльным столбом, и стойку по створу, называемую створным столбом (рис. IV.32, *в*). В стоечных воротах, которые целесообразны при небольшой высоте их (примерно до 0,3 $B_{п.к}$), основными рабочими элементами являются стойки, которые, воспринимая через обшивку давление воды, передают его через верхний ригель ворот на устои и через нижний (нерабочий) ригель непосредственно на бетон порога шлюза.

Основные плановые размеры двустворчатых ворот определяются наклоном створок к прямой, соединяющей оси вереяльных столбов, и очертанием ригелей; целесообразные углы наклона θ лежат в пределах 18÷22°. Ригели выполняют в плане обычно прямолинейными (цилиндрические применяют редко) со скосами к вереяльному и створному столбам для получения эксцентриситета сжимающей их продольной силы, что позволяет уменьшить изгибающий ригель момент до 2,5—3 раз (рис. IV.32, *в*). Количество и распределение ригелей по высоте ворот определяют по эпюре и интегральной кривой нагрузки их давлением воды с учетом усиления

верхних ригелей, за которые прикрепляются приводы механизма и в которые возможны удары судов. Для размещения створок открытых ворот в шкафных нишах устоя глубина их должна быть не менее $d_ш = t_р + 0{,}3$ м, а для возможности ремонта нижних уплотнений их, обычно устраиваемых на консолях (рис. IV.32, *г*), в пределах шкафной части глубина донной ниши (под порогом) должна быть не менее 0,8—1,0 м.

Реакции открытых ворот воспринимаются верхней горизонтальной опорой — гальсбантом, не воспринимающей вертикальных усилий, и нижней опорой в виде пяты (рис. IV.32, *в*).

Применявшиеся ранее для открывания и закрывания двустворчатых ворот колесные (рис. IV.33, *а*), штанговые, тросовые (с подводным расположением блоков и канатов) и другие механизмы вытесняются гидротолкателями с переменной скоростью движения створок (рис. IV.33, *б*). Механизмы этих ворот имеют небольшую мощность — только для преодоления сопротивления в опорах ворот и обратного напора воды, вызванного инерционным понижением уровня в ее камере (см. § IV.3) или волновым понижением напора в подходном канале (см. § V.1). Величина перепада воды при открывании ворот не должна превышать 0,2 м [7]. Для этого устраивают механические и электрические защиты, выключающие из работы механизмы или заставляющие ворота приоткрываться, когда воспринимаемый ими напор превышает эту величину.

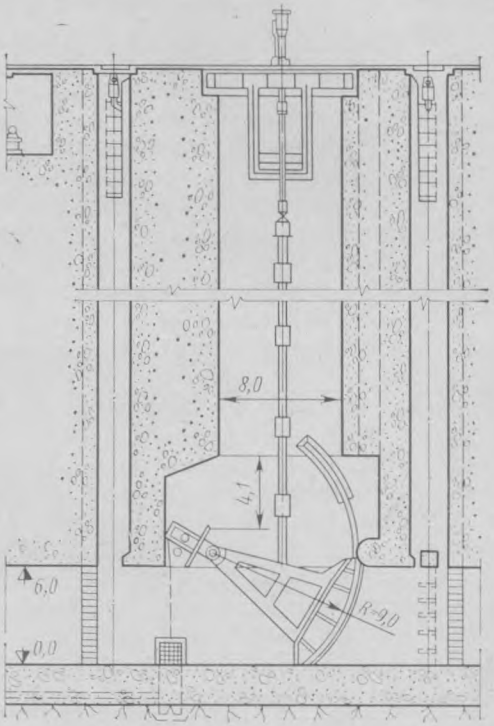


Рис. IV.34. Сегментный водопроводный затвор большенапорного шлюза

Водопроводные затворы шлюзов отличаются от затворов других гидросооружений тем, что они должны точно регулировать при открывании их под напором поступление воды в соответствии с требованиями отстоя судов. Закрываются они в нормальных эксплуатационных условиях без напора, при выравненных уровнях воды перед и за ними, но в аварийных для шлюзующихся судов

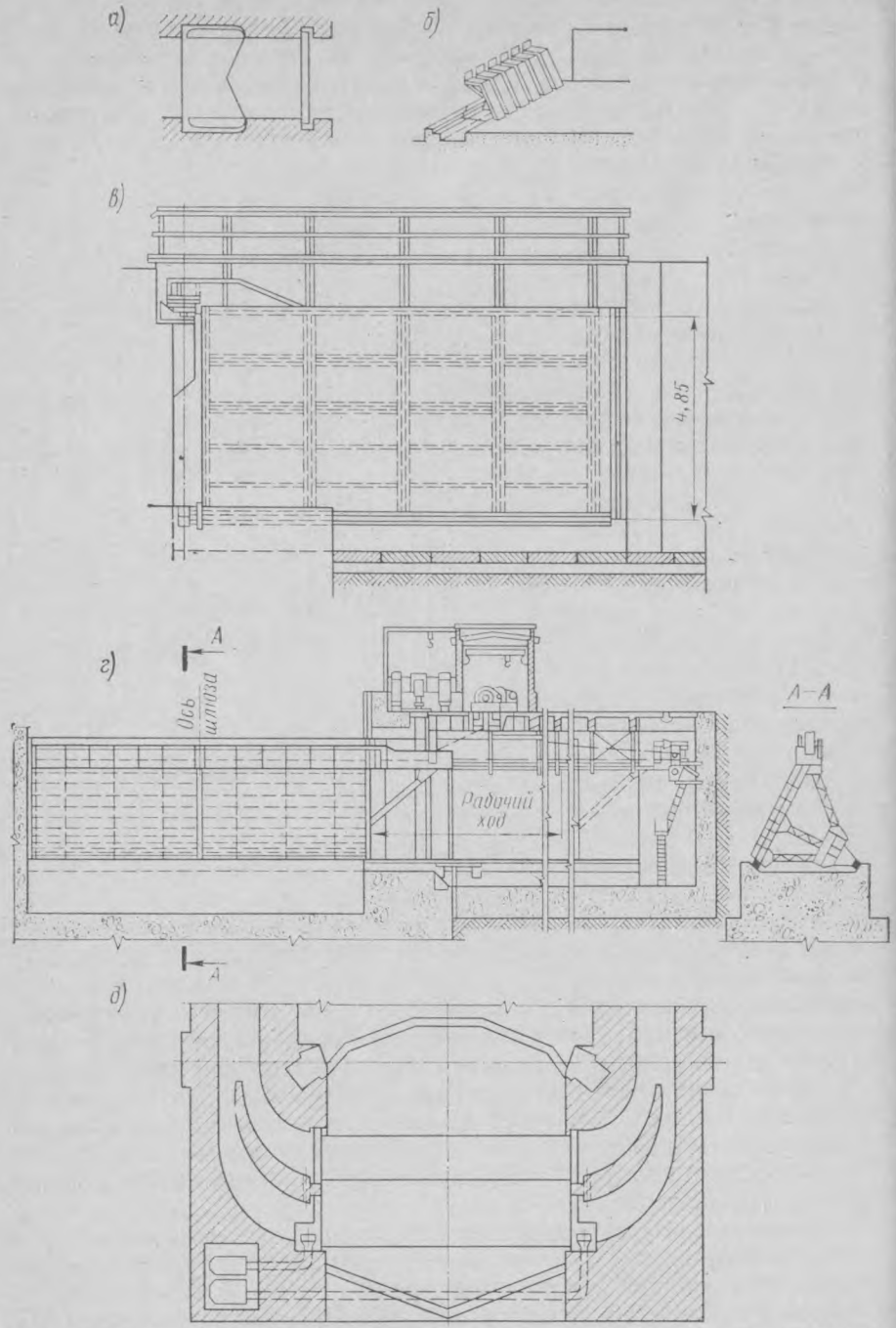


Рис. IV.35. Ремонтные и ремонтно-аварийные заграждения для осушения камер шлюзов

условиях затворы шлюзов должны закрываться под напором в любой момент наполнения или опорожнения камер.

Существуют различные типы водопроводных затворов. Наиболее распространенными являются плоские и сегментные затворы с нижним острым или закругленным ребром. На некоторых шлюзах для водопроводных галерей применяют поворотные (дроссельные) на вертикальной оси и цилиндрические затворы. При больших (более 25—30 м) напорах стали применять обратные сегментные затворы с обшивкой низовой грани (рис. IV.34).

Основными эксплуатационными требованиями к водопроводным затворам являются благоприятные гидравлические характеристики (меньшее понижение давления за ними и вибрации при частичном открывании), водонепроницаемость в закрытом состоянии, удобство ремонта и осмотра и, главное, надежность в работе.

В качестве подъемных механизмов водопроводных затворов раньше использовали лебедки с электродвигателями, в последнее время распространение получили гидроподъемники.

Типы ремонтных заграждений и способы их установки. Наиболее распространенными заграждениями являются: шандоры, устанавливаемые поворотными кранами (рис. IV.35, *а*); отдельные подкосные фермы с лицевыми напорными щитами, тоже устанавливаемые кранами (рис. IV.35, *б*); обратные двустворчатые ворота с верхними пятами при малых колебаниях уровня воды (рис. IV. 35, *в*) и обычными нижними пятами при больших колебаниях воды в бьефах гидроузлов комплексного назначения. Из применяемых на судоходных шлюзах типов аварийно-ремонтных заграждений специфическими для них являются только двойные откатные ворота (рис. IV.35, *г*). Для осушения камер шлюзов, как правило, на их нижних головах устраивают стационарные насосные установки, расположенные в закрытых помещениях на уровне нижних площадок и соединенные трубопроводами с камерой и нижним бьефом (рис. IV.35, *д*).

На шлюзах устанавливают также специальное (гидравлическое, пневматическое или другое) оборудование для обеспечения возможности шлюзования при расчетных для данного водного пути отрицательных температурах.

Механизмы открывания и закрывания основных ворот и затворов водопроводных затворов приводятся в действие электродвигателями, обычно переменного тока напряжением 380 В. Питание шлюзов на магистральных водных путях дублируют подводом электроэнергии по двум независимым линиям.

Управление механизмами шлюза в настоящее время централизовано, с дистанционным пуском двигателей всех затворов с одного пульта управления, расположенного обычно на верхнем этаже одной из башен механизмов для обеспечения видимости с него. На пульте управления шлюза устанавливаются приборы, показывающие положение всех затворов и уровней воды в бьефах и камерах (посредством поплавковых устройств) и светофоров (рис. IV.36). Для безопасной эксплуатации шлюза устанавливаются ме-

ханические или электрические системы защиты оборудования шлюза, которые должны исключить возможность: открывания ворот ранее окончания наполнения или опорожнения камеры (при недопустимом напоре на них); открывания водопроводных затворов одной головы при незакрытых затворах другой головы и не полностью закрытых воротах.

На шлюзах применяется при пропуске судов цикловое управление механизмами ворот, водопроводных затворов и светофоров с автоматическим последовательным их включением и выключением. Разрабатываются новые системы автоматики управления; устройства для ускорения ввода в камеру и вывода из них судов, автоматическая швартовка их и др.

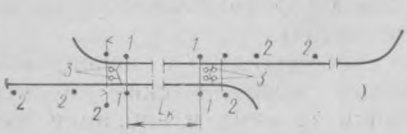


Рис. IV.36. Типовое расположение световых знаков на шлюзе и башне управления пропуском судов:
1—стоповые знаки; *2*—светофоры; *3*—ограждения ворот

ГЛАВА V

СУДОХОДНЫЕ КАНАЛЫ И СООРУЖЕНИЯ НА НИХ

§ V.1. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РЕЖИМ СУДОХОДНЫХ КАНАЛОВ

Судоходный канал представляет собой искусственное русло с ограниченным откосом и дном живым сечением, значительно меньшим, чем на входящих в состав водного пути реках и бьефах гидроузлов.

Сопротивление движению судна в канале значительно возрастает при приближении скорости его к так называемой первой критической (см. § I.5), величина которой

$$v_{кр.к} = F\sqrt{g\omega_к / B_п}, \qquad (V.1)$$

где $F < 1$ — безразмерный коэффициент, кривая зависимости которого от $n_к = \omega_к/\omega_с$ приведена на рис. V.1, *а* [34]; $B_п$ — ширина канала с площадью живого сечения $\omega_к$ по поверхности воды.

Поэтому скорость движения судов в каналах ограничивается:

$$v_{с.к.макс} = 0{,}9\, v_{кр.к}. \qquad (V.2)$$

При движении судна в канале средняя скорость обтекающего его потока, которая определяется из уравнения движения обращенного потока, набегающего на судно, для наибольших расчетных водоизмещающих судов приближенно равна [22, 34]:

$$v_о \approx v_{с.к}/(n_к - 1). \qquad (V.3)$$

Эта скорость течения может ограничивать скорость движения судов по участкам судоходных каналов, проходящим в слабых легкоразмываемых грунтах — песчаных и супесчаных.

Скорость движения судов в каналах может ограничиваться также воздействием образующихся при этом судовых волн на откосы и на их крепления. Судовые волны перед движущимся судном бывают расходящимися и поперечными. При этом средняя линия фронта расходящихся волн имеет угол около 20° к направлению движения, а поперечные волны заключены внутри расходящихся. При приближении скорости движения судов к критической угол расходящихся волн увеличивается до 90°. Расчетная высота судовых волн

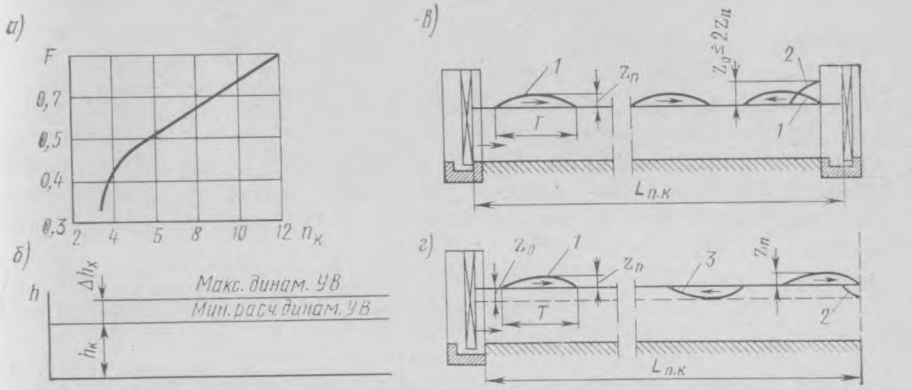


Рис. V.1. Гидравлический режим судоходных каналов:
а—кривая $F=f(n_к)$; *б*—мгновенные профили водной поверхности; *в*—очертание волновой поверхности воды в канале между двумя шлюзами; *г*—то же, между шлюзом и бьефом; *1, 2, 3* — в разные моменты времени

(расстояния по вертикали между гребнем волны за кормой судна и последующей за ним впадиной) в каналах [8]

$$h_{в.с}=2{,}5\sqrt{\delta_с s_с/l_о}\,(v_{с.к}/g)^{\frac{-gH_к}{4v^2_{с.к}}}, \qquad (V.4)$$

где $H_к$ — глубина воды в канале; $l_о$, $s_с$ и $\delta_с$ — длина, осадка и коэффициент полноты водоизмещения судна.

С учетом указанных выше условий на судоходных каналах правилами плавания ограничиваются скорости движения водоизмещающих судов разного типа. Эти скорости не превышают в большинстве случаев 10—15 км/ч.

В подходных каналах шлюзов при гидроузлах и в судоходных каналах, расположенных на водном пути между шлюзами, при наполнении и опорожнении их камер происходит изменение расходов воды (см. § IV.2). При этих процессах, а также при пуске и остановке агрегатов насосных станций, расположенных при шлюзах в канале, возникает неустановившееся движение воды, которое часто рассматривают как распространение длинных волн малой амплитуды.

Для решения уравнений неустановившегося движения воды в судоходных каналах, в результате которых получаются мгновенные профили водной поверхности $h_x=f(x)$ (рис. V.1, *б*), применяют

разные способы, чаще всего метод характеристик [31]. В случаях переменного сечения канала по его длине или наличия на канале ряда расширений и сужений при расчетах, необходимых для получения этих профилей, пользуются ЭВМ.

При предварительном определении ординат волновой поверхности в коротких судоходных каналах постоянного сечения пренебрегают силами трения и принимают скорости движения длинных волн $c_к$ и высоты их $z_к$:

$$c_к=\sqrt{g\frac{\omega_к}{B_п}} \text{ и } z'_к=\frac{Q}{\sqrt{g\omega_к B_п}}.$$

Очертание волновой поверхности в канале $z_x=f(x)$ в любой момент времени t приближенно (не учитывая разницы в скоростях движения разных точек ее) можно построить по заданной исходной кривой $Q_l=f(l)$. При наличии на канале местного расширения площадью $\omega_р$ и при $\alpha_р=\omega_р/\omega_к$ возвышение волновой поверхности за ним

$$z''_к=\frac{4\sqrt{\alpha_р}}{(1+\sqrt{\alpha_р})^2}\quad z'_к. \qquad (V.5)$$

При наличии в конце канала препятствия в виде ворот другого шлюза волновая поверхность полностью отразится от него; при этом возвышение ее над начальным статическим уровнем может достигнуть теоретической величины $z_о=2z_п$ (рис. V.1, *в*).

При выходе подходного канала шлюза в открытое водное пространство волновая поверхность в канале отражается от его открытого конца. В этом случае по каналу в обратном направлении двигается отрицательная волна высотой $-z_о$, которая вызывает в нем понижение уровня воды (рис. V.1, *г*). При расширении судоходных каналов на выходе в реку или водохранилище коэффициент отражения от них волновой поверхности составлял по данным натурных исследований на разных гидроузлах 0,35÷0,6.

В связи с переменным по времени расходом воды, забираемой из подходного канала при наполнении камер и подаваемой в него при опорожнении камер, продольные скорости течения в нем изменяются как по времени, так и по длине канала. При этом наибольшая величина этой скорости течения в канале при движении по нему судов против течения

$$v_{т.макс}=\left(\frac{Q_{х.макс}}{\omega_к-\omega_с}+\frac{v_{с.к}}{n_к-1}\right) \qquad (V.6)$$

не должна превышать неразмывающей скорости $v_н$ для грунтов, слагающих дно и откосы канала.

При подаче по судоходному каналу расхода воды $Q_н$ для несудоходных составляющих водохозяйственного комплекса условие $v_т<v_н$ может потребовать расширения канала на отдельных участках или всей его протяженности.

§ V.2. ПОПЕРЕЧНЫЕ СЕЧЕНИЯ СУДОХОДНЫХ КАНАЛОВ

Поперечное сечение судоходных каналов, транзитных и подходных к судопропускным сооружениям, определяется: габаритными размерами — глубиной и шириной, необходимой для разминования встречных составов расчетных судов, при минимальном уровне воды (см. § I.5) (с учетом понижения его при неустановившемся движении воды $\Delta h_д$); крутизной откосов, типом и границами их крепления; возвышением и шириной бечевников.

В связи с резким увеличением сопротивления движению судов при уменьшении живого сечения канала значение $n_к = \omega_к/\omega_с$ для наибольших расчетных судов при самом низком навигационном уровне воды в них (см. § 1.5) не допускается меньше 4,0 и 3,5 соответственно на водных путях I и II категорий и на водных путях III и IV категорий [4]. Большее значение $n_к$ может приниматься на основе технико-экономических расчетов по минимуму приведенных затрат по каналу и проходящему по нему флоту [9].

Расчетная глубина по судовому ходу в каналах

$$h_{с.к} \geqslant s_{с.макс} + \Delta s_с + \Delta s_д + \Delta s_в \geqslant 1{,}3\, s_{с.макс}, \qquad (V.7)$$

где $\Delta s_с$ — запас глубины под днищем судна, увеличиваемый для судов с осадкой более 1,5 м и при скальных грунтах дна канала с 0,1 до 0,3 м [4, 34]; $\Delta s_д$ — запас на увеличение осадки кормы судна при движении его с наибольшей расчетной скоростью [7]; для наибольшего расчетного судна и $n_к = 3{,}5 \div 4$ можно принимать $\Delta s_д \approx 0{,}12\ \omega_к/B_п$.

Запас на волнение $\Delta s_в$ определяется по формуле (I.7).

При ожидаемой заносимости канала наносами добавляется запас на них, определяемый графиком эксплуатационного землечерпания.

Наименьшую ширину канала определяют по формулам (1.8) — (1.10) (см. § 1.5). Общая глубина судоходных каналов зависит от наивысшего навигационного уровня воды в них, который принимают для водных путей сверх магистральных, магистральных и местного значения с вероятностью превышения соответственно в 1,3 и 5%.

Крутизна откосов судоходных каналов определяется как общей статической устойчивостью, так и местной устойчивостью отдельных участков их по высоте при воздействии на них судовых волн и потока, возникающего при работе судовых движителей. Общую устойчивость откосов судоходных каналов проверяют при данных геотехнических характеристиках слагающих их грунтов обычными для земляных гидротехнических сооружений способами плоских или круглоцилиндрических плоскостей сдвига [11]. При этом учитывают динамическое и волновое понижения уровня воды в канале (вызванные неустановившимся движением воды и движением судов в нем), которые в фильтрационном отношении являются практически мгновенными. При небольшой глубине выемок крутизна откосов

обусловливается в основном воздействием на них судовых волн и потока от движителей судов.

Откосы судоходных каналов могут быть креплеными и некреплеными. Креплением покрывают откосы в зоне колебаний уровня воды интенсивного воздействия на них судовых волн с переломом их у низа крепления (рис. V.2, *а*). Откосы в пределах крепления обычно имеют в зависимости от его типа уклоны 1 : 2÷1 : 3. Откосам ниже крепления, подвергающимся в основном воздействию движителей судов, придают в связных грунтах и разнозернистых песках уклон 1 : 3,5÷1 : 4,5, а в легкоразмываемых грунтах (супесях, мелких и иловатых песках) 1 : 5÷1 : 6 и менее.

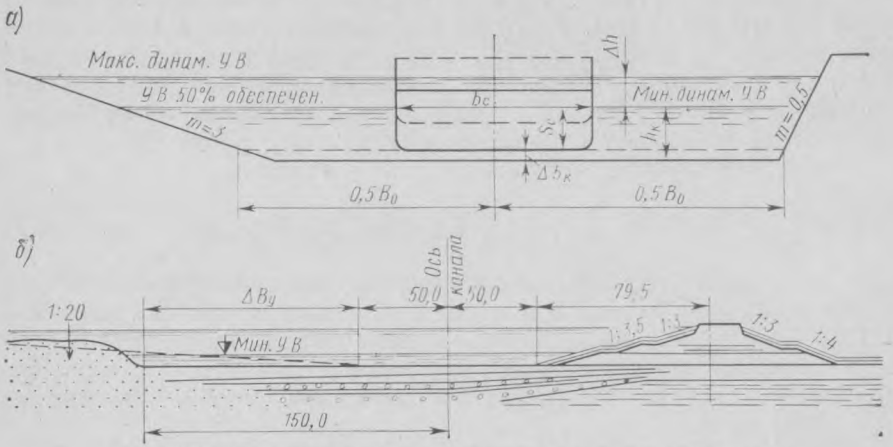


Рис. V.2. Типовые поперечные сечения судоходных каналов:
а — с креплеными откосами; *б* — с одним некрепленым откосом

С усовершенствованием гидромеханизированных способов производства земляных работ, позволяющих относительно дешево вынимать большие объемы песчаных, супесчаных и нетяжелых суглинистых грунтов, вместо дорогого и трудоемкого крепления откосов проходящих в таких грунтах судоходных каналов (требующего часто больше затрат, чем земляные работы) стали расширять дно каналов на такую величину ΔB_y, чтобы при уположивании крутых строительных откосов судовой волной подошва их за расчетный период времени не вошла в габаритные размеры канала (рис. V.2, *б*).

Устойчивые очертания и крутизна некрепленых откосов судоходных каналов, устанавливающиеся в пределах колебаний уровней воды под воздействием судовых волн, зависят от физико-механических характеристик слагающих откосы грунтов, скорости движения, количества и относительных размеров судов, длительности стояния различных уровней воды в канале. Некрепленые откосы получали под воздействием судовых волн на разных каналах уклоны 1 : 8÷1 : 20, а при мелких песках даже 1 : 30. Расчет уположивания откосов фронтальными судовыми волнами можно в первом прибли-

жении производить аналогично расчету переформирования берегов водохранилищ ветровыми волнами [8]. Судоходные каналы с неукрепленными откосами в ряде случаев оказывались экономически оправданными и получили в связи с этим значительное распространение. Однако на участках каналов, проходящих в глубоких выемках и напорных дамбах, а также по ценным (городским, сельскохозяйственным и др.) землям, откосы должны быть защищены креплением от разрушения их судовыми волнами.

Крутизну откосов каналов, проходящих в скальных породах, принимают в зависимости от прочности, трещиноватости и выветренности пород в широких пределах от 10 : 1 до 2 : 1. На каналах, прокладываемых по городским территориям, часто возводят набережные; при этом каналы получают сечения, близкие к прямоугольным.

Вдоль каналов с креплеными откосами по приканальным дамбам или берегам выемок прокладывают дороги эксплуатационного назначения, которые часто называют *бечевниками,* так как их раньше устраивала для береговой тяги. Ширину проезжей части таких дорог назначают обычно из условий одностороннего движения автомобильного транспорта при ремонтных работах равной 4 м.

Для частичной защиты от ветра проходящих по каналам судов желательно отвалы грунта из выемок располагать таким образом, чтобы верх их возвышался над бечевником.

§ V.3. КРЕПЛЕНИЕ ОТКОСОВ СУДОХОДНЫХ КАНАЛОВ

Интенсивное воздействие судовых волн на откосы каналов происходит в пределах высоты наката их на откосы при наивысшем навигационном уровне воды в нем и высоты отката при самом низком уровне воды (рис. V.3, *а*).

Высота наката судовой волны $h_{в.с.н}$ на откос [8]

$$h_{в.с.н}=\beta_к \frac{0{,}5h_{в.с}+0{,}1m_o}{1-0{,}05m_o}, \qquad (V.8)$$

где $\beta_к$ — коэффициент, принимаемый при каменном мощении равным 1,0, каменной наброске — 0,8, для откосов с креплением бетонными или железобетонными плитами — 1,4; m_o — коэффициент откоса (котангенс угла заложения откоса).

Возвышение верха основного крепления над максимальным расчетным судоходным уровнем воды (рис. V.3, *а*)

$$z_{кр.в}=K_{кр.в}h_{в.с.н}, \qquad (V.9)$$

где $K_{кр.в}$ — коэффициент запаса, значение которого при длительном стоянии наивысшего уровня воды в каналах рекомендуется принимать равным 1,1—1,2, при редкой повторяемости его (5—10% и менее) — 1,0.

Высота отката судовой волны с откоса $h_{в.с.о}=0{,}85h_{в.с.н}$. Крепления откосов судоходных каналов обычно заканчивают на пере-

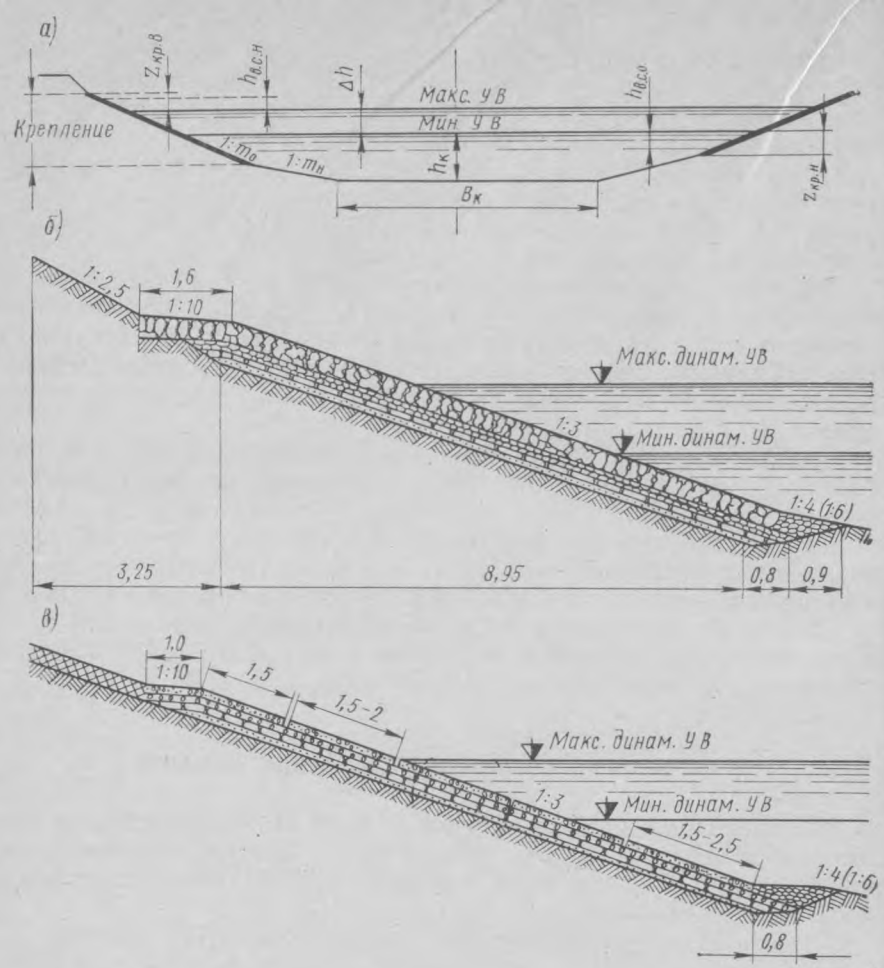


Рис. V.3. Крепление откосов судоходных каналов:
а—границы креплений; *б*—крепление каменное на фильтровой подготовке; *в*—то же, бетонное плитчатое

ломе крутизны откоса, расположенном на глубине от минимального расчетного судоходного уровня воды в канале:

$$z_{кр.н} = 1{,}8\,(0{,}2 - 0{,}003\,n_к)\,\frac{\omega_к}{B_п}\,. \qquad (V.10)$$

Основными эксплуатационными требованиями к конструкциям креплений судоходных каналов являются: водопроницаемость, необходимая во избежание их взвешивания при откате судовой волны; грунтонепроницаемость, необходимая во избежание разрушения откоса при выносе грунта из него; обеспеченность от подмыва.

В настоящее время на судоходных каналах — транзитных и подходных — распространены следующие типы крепления на фильтровой подготовке: каменное с укладкой или наброской камней; бетонное из армированных плит.

Каменное однорядное крепление откосов судоходных каналов укладывают с подбором камней во избежание выноса судовой волной через зазоры между камнями крупных фракций фильтровой подготовки (см. рис. V.3, *б*). Недостаток этого вида крепления — невозможность механизации укладки и подбора камня. Каменную наброску приходится выполнять двухслойной суммарной толщиной примерно в 1,5 раза большей, чем при укладке камня.

Расчетный вес отдельных камней наброски (при длине судовой волны $\lambda_{в.с} \geqslant 10h_{в.с}$) [8]

$$G_к = \frac{0{,}025\gamma_к h_{в.с}\lambda_{в.с}}{\left(\frac{\gamma_к}{\gamma_в} - 1\right)^3 \sqrt{1+m_о}}, \qquad (V.11)$$

где $\gamma_к$ и $\gamma_в$ — объемные массы камня и воды, т/м³; $h_{в.с}$ — высота фронтальной судовой волны.

При укладке камня с подбором вес его может быть уменьшен по сравнению с получающимся по формуле (V.11) в 1,2—1,3 раза за счет получающихся связей смежных камней между собой.

Железобетонные плитные крепления откосов судоходных каналов выполняются небольшой толщины (см. рис. V.3,*в*) — примерно 0,1—0,15 м. Такие плитные крепления подвергаются давлению судовой волны при накате ее на откос и избыточному взвешивающему противодавлению при понижении уровня воды в канале при проходе судна.

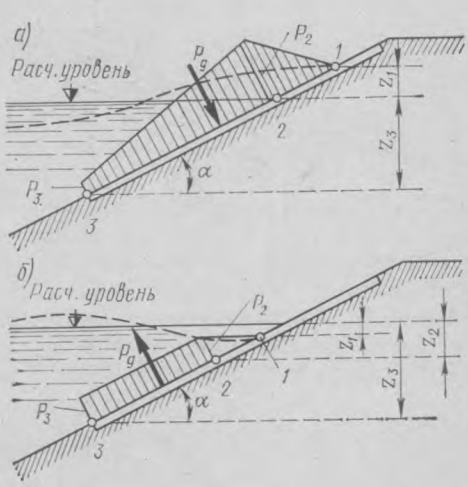


Рис. V.4. Эпюры волнового давления воды на плитные крепления откосов судоходного канала:

а—положительного при накате волны; *б*—взвешивающего при понижении уровня воды перед креплением от движения судна

Нагрузки от судовых волн на плитное крепление определяются по эпюрам волнового давления (рис. V.4, *а, б*). Наибольшее нормальное давление на откос при накате на него волн принимается [8] на уровне воды равным (в кПа, т/м²) $p_{д.н.макс} = 1{,}34\gamma_в h_{в.с}$.

Выше этого уровня давление считается линейно уменьшающимся до нуля на высоте $z_1 = -h_{в.с.н}$, а ниже его на глубине $z_3 = 1{,}5h_{в.с}\sqrt{1+m_о}$ до $p_3 = 0{,}5\gamma_в h_{в.с}$.

Нормальное откосу взвешивающее плиты давление можно принимать нулевым до глубины $z_1 = \Delta h_{ср}$, а с глубины $z_2 = 0{,}5h_{в.с}$ и до низа платчатого крепления равным приближенно (при длине плиты по откосу $l_{пл} < 6$ м) $p_2 = p_3 = \gamma_в (0{,}5h_{в.с} - \Delta h_ф)$ (рис. V.4, *б*).

Кроме судовых волн на плитные крепления может действовать дополнительное фильтрационное противодавление: при интенсивном выходе грунтовых вод на откос; при быстрых понижениях уровня воды во время шлюзования и суточного регулирования мощности на гидроэлектростанциях (при последнем часовые колебания уровней воды достигают иногда 1—1,5 м). В этих случаях уровень воды за креплением может стоять выше уровня воды в канале, а величина дополнительного противодавления должна определяться фильтрационным расчетом.

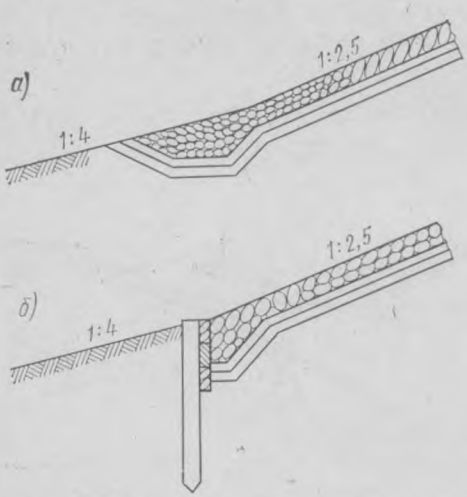


Рис. V.5. Упоры каменного крепления откосов судоходных каналов:
а—призмой из мелкого камня; *б*—свайной заборкой

Статические расчеты плитных покрытий на волновые и ледовые нагрузки [8] ведут так же, как расчеты любых железобетонных плит на упругом основании — на устойчивость, прочность, трещиностойкость и выносливость [6]. Плиты, укладываемые на насыпных дамбах, проверяют также на неравномерную осадку основания, а сборные плиты — и на монтажные нагрузки. Размеры плит в плане обычно ограничивают величиной 4—5 м, а для водопроницаемости железобетонных креплений оставляют между плитами щели, предпочтительно горизонтальные (см. рис. V.3, *в*). Фильтровую подготовку под креплениями обоих указанных видов, от качества которой в большой мере зависят сохранность креплений и объем ежегодных ремонтных работ по ним, устраивают по типу фильтров гидротехнических сооружений с учетом возможности поперечного и продольного движения фильтрационной воды [11]. Толщина отдельных слоев (чаще двух) фильтровой подготовки под креплениями откосов определяется на судоходных каналах в основном производственными условиями (обеспечением их сплошности): при укладке насухо — не менее 0,15 м, а при укладке под воду — не менее 0,3 м.

Большое значение для надежности крепления имеет его нижний упор, который должен обеспечивать устойчивость крепления при возможных местных подмывах (в основном движителями самоходных судов). Упор устраивают в виде выходящей на более пологий

откос призмы из мелкого каменного материала, который может заполнить зону размыва, или в виде свай с заборкой, удерживающей крепления от оползания при подмыве (рис. V.5). Концевые участки крепления у выхода судоходных каналов в реки и местные расширения бьефов во избежание распространения продольного их подмыва необходимо разворачивать в плане.

При небольших (до 1 м) колебаниях уровней воды в судоходных каналах применяют (преимущественно в густо застроенных районах) крепление откосов железобетонными или стальными безанкерными шпунтами. При расчете этих шпунтов волновое давление на них от судовой волны со стороны берега можно определить по [8].

§ V.4. ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ НА СУДОХОДНЫХ КАНАЛАХ

На судоходных каналах, входящих в состав речных гидроузлов и межбассейновых воднотранспортных сооружений, возводятся отдельные гидротехнические сооружения как общего назначения (дамбы, водосбросы и водоспуски, дюкеры и лотки и др.), так и специального назначения — воднотранспортные, энергетические, мелиоративные (водозаборы, дренажные системы) и др.

Эти сооружения, кроме воднотранспортных (ремонтные и аварийно-ремонтные заграждения; мосты-каналы и судоходные тунели; паромные переправы), изучаются в других курсах. Поэтому по ним ниже кратко излагаются лишь их особенности на судоходных каналах.

Напорные земляные дамбы возводят вдоль судоходных каналов на участках, проходящих в полувыемке-полунасыпи, с одной или с обеих сторон канала в зависимости от поперечного по отношению к ним уклона местности, а также при пересечении каналом речек, оврагов и других местных понижений. При значительном превышении объема насыпи над выемкой и, следовательно, необходимости возводить ее в основном из грунтов, разрабатываемых в карьерах или доставляемых с других участков канала, сечения приканальных дамб и их дренажные устройства (рис. V.6, *а*) определяются, как и сечения напорных дамб другого назначения, условиями статической устойчивости и фильтрационной прочности их тела и основания [11]. При избыточном количестве грунта, взятого из выемки канала, профиль дамб за бечевником развивают в сторону нижнего бьефа (рис. V.6, *б*); менее водопроницаемые грунты отсыпают по возможности ближе к оси дамбы, а более водопроницаемые песчаные грунты — в низовую часть дамбы. Это позволяет в ряде случаев отказаться от дренажа за дамбой.

Водосбросные сооружения. Трасса судоходных каналов часто проходит на отдельных участках по местности, имеющей общее падение перпендикулярно каналу или под углом к нему; иногда канал пересекает логи, овраги, ручьи и даже реки. При этом сток с небольших водосборных площадей, расположенных выше уровня воды в канале, собранный в расположенные за бечевником кюве-

ты, или непосредственно из мелких водотоков принимают в канал лотками повышенной шероховатости, вписанными в его откосы [11]. На участках каналов, проходящих в мелких выемках и насыпях, сток с нагорного берега при наличии разливов принимают в них; при пересечении каналом водотоков — через отдельные водосбросные сооружения. При небольшом объеме поступающего в канал ливневого стока он может аккумулироваться в канале. Аналогичным образом небольшой весенний сток может быть аккумулирован в частично опорожненном зимой канале. При значительном объеме поступающего в канал стока для выпуска его из канала приходится устраивать водосбросы, открытые или с затворами [11].

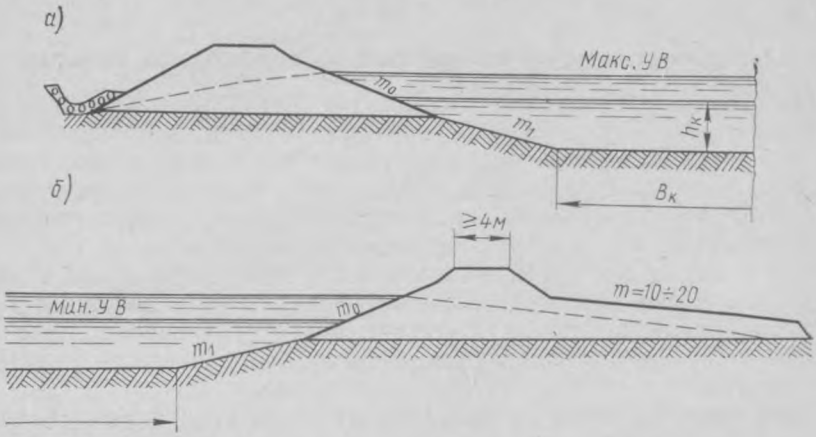


Рис. V.6. Поперечные сечения приканальных дамб:
а—минимального профиля с дренажем; *б*—уширенного профиля без дренажа

Основное судоходное требование к приему в канал и забору из него воды заключается в том, что при пропуске через водосбросные и водозаборные (для орошения и водоснабжения) сооружения наибольших расчетных навигационных расходов воды поперечные скорости в канале не должны превышать допускаемых для судоходства 0,25 м/с [7].

В случаях когда судоходный канал проходит в насыпи и уровень воды в нем возвышается над поверхностью земли или пересекающими трассу канала оврагами и водотоками, расходы воды пропускают под каналом дюкерами или трубами — в зависимости от величины этого возвышения. Из дюкеров очень трудно удалять осаждающиеся песчаные фракции наносов. Поэтому перед дюкерами часто устраивают отстойники, из которых наносы удаляют после паводков. Трубы под судоходными каналами имеют в зависимости от величины расчетного расхода воды через них весьма различное сечение — от одноочкового полупроходного или используемого для свободного прохода и проезда до многоочкового, через которое под каналом пропускается река (рис. V.7). В некоторых случаях для

ремонтного опорожнения отдельных участков судоходного канала, проходящего в высоких напорных дамбах, на них устраивают трубчатые донные водоспуски таких же типов, что и при земляных плотинах [11].

Ремонтные заграждения на судоходных каналах возводят для эксплуатационного осушения отдельных его участков. Эти заграждения представляют собой по конструкции, оборудованию и условиям работы разборные судоходные плотины, часто с поворотными фермами, в поднятом состоянии непосредственно примыкающие

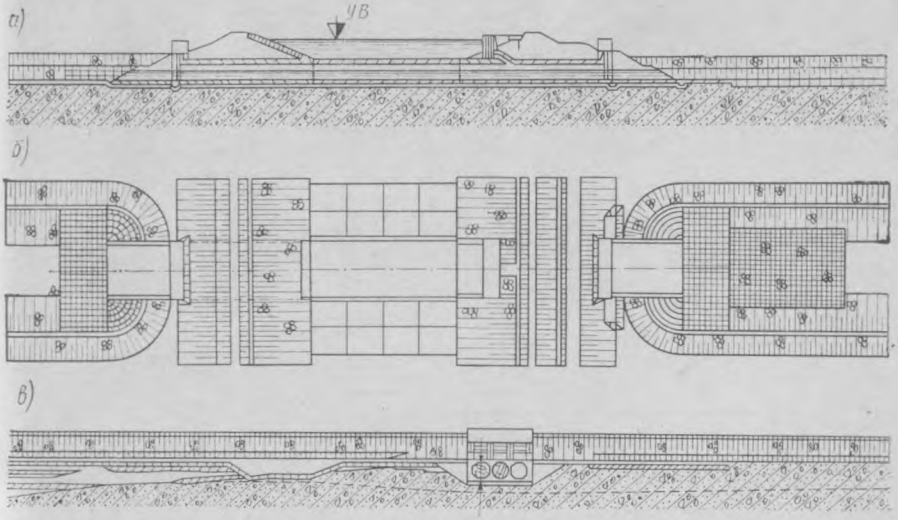


Рис. V.7. Многоочковая труба для пропуска реки под каналом:
а—продольный разрез по оси трубы; *б*—план; *в*—разрез по оси канала

друг к другу (рис. V.8). Их поднимают и опускают в спокойной воде или при небольших (около 1 м/с) продольных скоростях в канале и перепадах уровней не более 0,2 м. Для уменьшения длины ремонтных заграждений лицевые грани их устоев обычно располагают на откосах канала; к устоям примыкают палы, очертания и конструкции которых аналогичны ходовым палам судоходных шлюзов.

Аварийно-ремонтные заграждения возводят на судоходных каналах вместо ремонтных в случаях, когда на отделяемом ими участке канала имеются высокие напорные дамбы на малонадежном основании или когда уровни воды в канале возвышаются над ответственными сооружениями (например, над лестницей шлюзов, промышленными предприятиями) или населенными пунктами, затопление которых имело бы катастрофические последствия. Такие заграждения должны закрываться в потоке при напоре, достигающем половины глубины воды в канале при максимальном расчет-

ном уровне ее. В отдельных бьефах современных крупных судоходных каналов наибольшая глубина воды достигает 6—8 м, и в случае аварии поток воды может иметь скорости до 8—10 м/с. При необходимости перекрывать отверстие в свету до 50—70 м и более

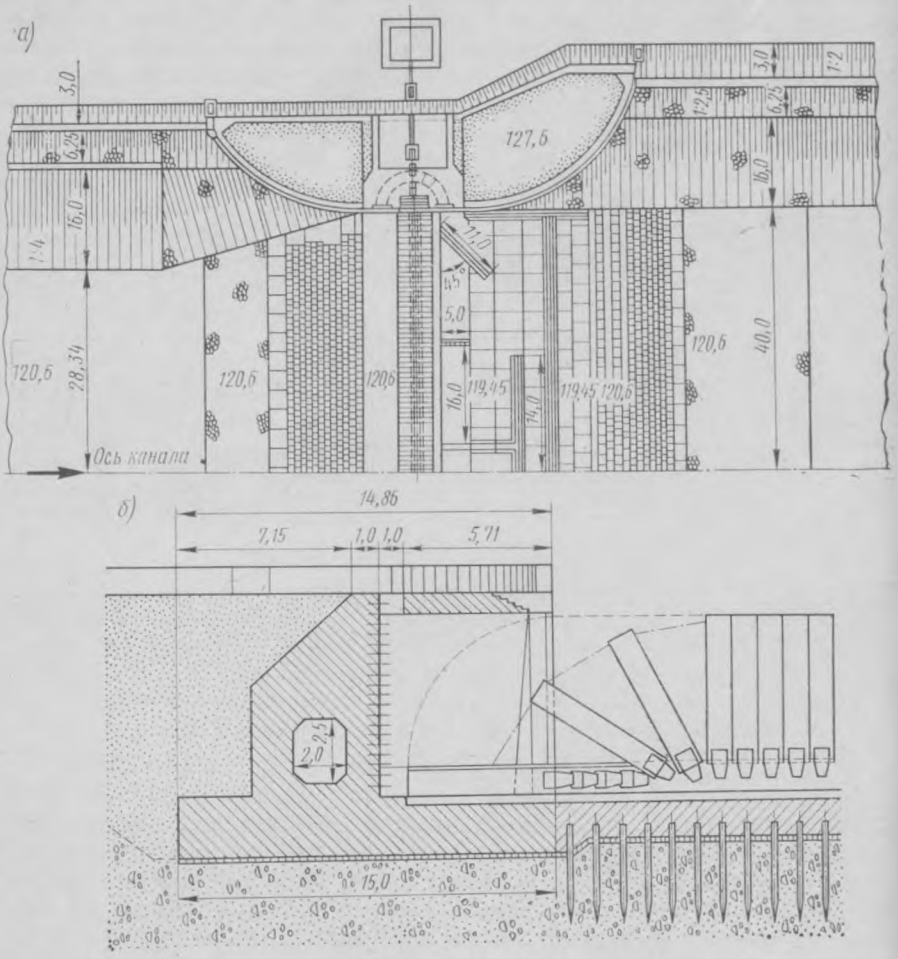


Рис. V.8. Ремонтное заграждение с поворотными фермами:
а—план; *б*—продольный разрез (по толстому устою поперек канала)

конструкции затворов аварийно-ремонтного заграждения получаются сложными. Из различных типов заграждений надежным в эксплуатации являлся двустворчатый откатной затвор с наклонной напорной гранью (рис. V.9). Б статическом отношении аварийно-ремонтное заграждение с откатным затвором работает как бетонная водосбросная плотина с низким флютбетом, в гидравличе-

ском же отношении особенностью его является сосредоточенность потока воды при сближении створок у оси канала, что вызывает необходимость применения специфических гасителей и усиленного крепления за ними. Применялись также аварийно-ремонтные заграждения с затворами, опускающимися в ниши во флютбете. Но для них требовалось глубокое заложение подошвы сооружения; поэтому распространения они не получили.

Мосты-каналы строят при необходимости пересечения судоходным каналом реки или глубокого оврага. Это сооружение по своей конструкции является большим акведуком с малыми, иногда близкими к нулевым, скоростями в его лотке [11]. Конструкция мостов-каналов отличается от обычных мостов и акведуков в основном

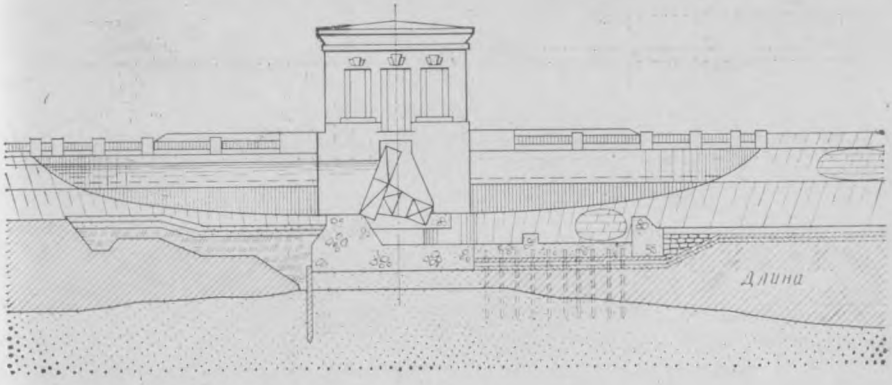


Рис. V.9. Аварийно-ремонтное заграждение с двустворчатым откатным затвором

тем, что их пролетные строения представляют собой открытый сверху железобетонный или металлический водонепроницаемый лоток.

Судоходные туннели приходится строить при пересечении судоходным каналом очень высокого и относительно узкого водораздела или склона. В прошлом в таких условиях было построено, в частности во Франции, несколько судоходных туннелей шириной в свету до 18 м, рассчитанных на движение по ним судов водоизмещением до 1000 м^3. Одним из наиболее крупных из них являлся Ровский туннель на канале Марсель-Арль длиной 7,3 км, который прорезал горный массив Нерт и связал Марсельский порт с внутренними водными путями страны.

На искусственных водных путях СССР условий, вызывавших целесообразность строительства судоходных туннелей, до настоящего времени не встречалось.

Паромные переправы возводятся на судоходных каналах при пересечении их автомобильными дорогами местного значения с ожидаемым небольшим движением по ним (когда строительство через каналы мостов больших пролетов экономически не оправды-

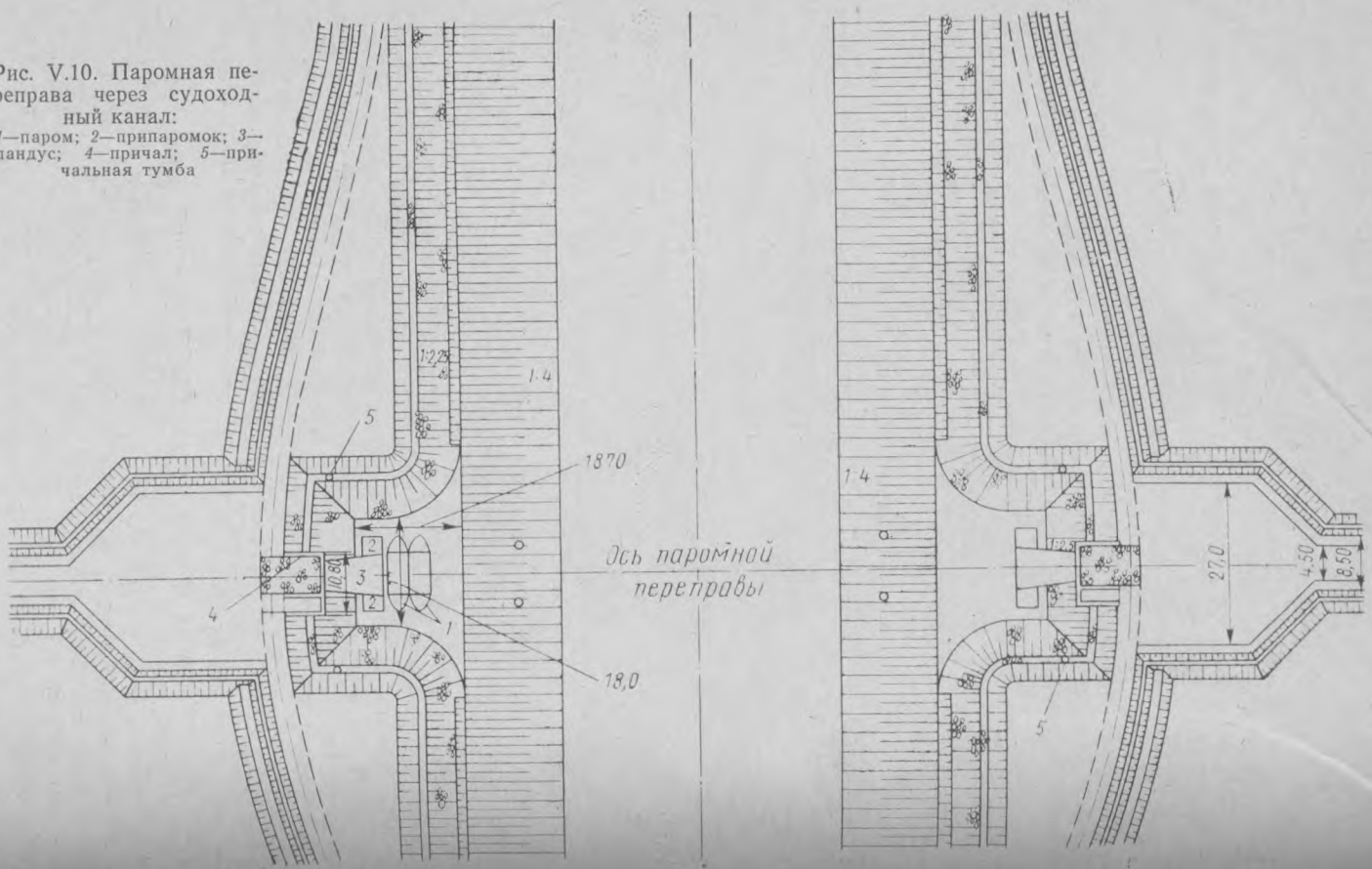


Рис. V.10. Паромная переправа через судоходный канал:
1—паром; *2*—припаромок; *3*—пандус; *4*—причал; *5*—причальная тумба

вается). Они состоят из береговых частей — подъездов и причалов, и плавучих частей — парома, припаромков и пандусов (мостиков) между ними (рис. V.10). Причал обычно представляет из себя железобетонную подпорную стенку. Паромы, припаромки и пандусы, как правило, металлические. Припаромки и пандусы служат для въезда на паромы и съезда с них автомобилей с допускаемыми уклонами 0,05÷0,1 при изменении уровня воды в канале. Паромы передвигают через канал обычно канатным механизмом (электролебедками), установленным на берегу. Для пропуска судов канат опускают на дно канала.

ГЛАВА VI

ПОРТЫ НА ВНУТРЕННИХ ВОДНЫХ ПУТЯХ

§ VI.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ И КЛАССИФИКАЦИЯ РЕЧНЫХ ПОРТОВ

Речной порт включает в свой состав гидротехнические и береговые производственные сооружения, оснащенные перегрузочными механизмами и транспортными средствами, предназначенные для обработки грузовых и пассажирских судов — передачи грузов, пересадки пассажиров с берега или с сухопутных видов транспорта на судно и обратно, технического обслуживания флота. В портах могут выполняться и другие грузовые операции: перевалка грузов с одних судов на другие, прием, хранение и выдача грузов в межнавигационый период и т. д. Порты с небольшим годовым грузооборотом (менее 50 тыс. т) называются обычно пристанями.

По географическому расположению и условиям работы различают порты на внутренних водных путях — речные — и морские порты.

Классификация речных портов проводится по виду выполняемых операций, по принадлежности, по грузо- или пассажирообороту, по расположению.

По виду выполняемых операций порты и пристани бывают грузовыми, пассажирскими и объединенными — грузопассажирскими. В большинстве портов и пристаней одновременно перерабатываются различные грузы и производятся пассажирские операции. Но некоторые грузовые порты или их районы специализируются по переработке только определенных видов массовых грузов: угля, руды, леса, нерудных или других материалов. Такие порты (или районы) обычно называют по наименованию этих грузов (лесной, угольный и т. п.).

По принадлежности грузовые порты Советского Союза делят на транспортные порты министерства или управлений речного флота союзных республик, в которых все погрузочно-разгрузочные операции выполняются силами и средствами эксплуатационных организаций водного транспорта, и порты промышленных предприятий (клиентуры). Эти порты принадлежат ведомствам и организациям, систематически и в большом количестве получающим или от-

правляющим свои грузы водным путем. Временные порты создаются часто при строительстве крупных гидроузлов для приема строительных материалов и оборудования.

По грузо- или пассажирообороту речные порты подразделяются на 4 категории [21] (табл. VI.1).

Таблица VI.1

Категория порта (пристани)	Среднесуточный грузооборот (условные тонны)	Среднесуточный пассажирооборот (условные пассажиры)
I	Более 15 000	Более 2000
II	3501—15 000	501—2000
III	751—3500	201—500
IV	750 и менее	200 и менее

При подсчете грузооборота портов, перерабатывающих грузы с различной трудоемкостью, вводится понятие *условной тонны*. Для приведения грузооборота к условным тоннам массу разнообразных грузов умножают на соответствующие коэффициенты, величина которых изменяется в пределах от 0,6—1,3 для разных навалочных грузов до 3,1—4,5 для различных видов штучных грузов.

Так же поступают при проектировании пассажирских пристаней или районов. При этом для приведения пассажирооборота к условным единицам (условный пассажир) среднесуточный пассажирооборот отдельных причалов умножают на коэффициенты приведения, нормируемые в зависимости от затрат времени и труда на обслуживание различных категорий пассажиров и изменяющиеся от 0,15 для пригородных пассажиров до 1 для местных и до 2,5 для транзитных пассажиров.

По типу внутреннего водного пути, на котором расположен порт, различают порты и пристани: на естественных водных путях — свободных реках, озерах и на искусственных водных путях — шлюзованных реках, водохранилищах, судоходных каналах.

Главная особенность портов на свободных реках, а также в бьефах гидроузлов транспортного назначения — значительные навигационные колебания уровней воды, вызываемые гидрологическим режимом рек. Эти колебания, достигающие на наших реках 10—12 м, а иногда и более, существенно влияют на расположение и типы портовых сооружений.

На судоходных каналах, а также в бьефах гидроузлов на межбассейновых соединениях колебания уровней воды обычно незначительны, но расположение портовых сооружений сильно зависит от поперечного сечения каналов и размеров образованных гидроузлами подпертых бьефов. Невелики навигационные колебания уровней воды, зависящие от гидрологического режима, обычно и в озерах. На искусственных же водохранилищах, образованных гидроузлами комплексного назначения, навигационные колебания уровней воды, которые вызываются регулированием стока реки

(см. § II.4), могут быть значительными и достигать 20—30% и даже более от величины напора на гидроузел. Отличительной особенностью водохранилищных и озерных портов является подверженность их ветро-волновому воздействию, иногда весьма значительному.

По местоположению на реке порты подразделяются: на русловые — расположенные по берегам реки; внерусловые — размещаемые в искусственных или естественных бассейнах в стороне от основного русла; устьевые — расположенные в устье реки при впадении ее в море.

Среди водохранилищных портов в зависимости от их расположения и назначения выделяют аванпорты, устраиваемые на водохранилищах и больших подпертых бьефах с тяжелым волновым режимом перед гидроузлами с судопропускными сооружениями, для отстоя в них судов во время шторма. С этой же целью по берегам крупных водоемов устраивают защищенные от волн акватории, называемые портами-убежищами (см. § III.7).

§ VI.2. ОСНОВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПОРТА, ГРУЗООБОРОТ И ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ

В состав любого современного порта, для того чтобы он мог выполнять свои главные функции по передаче грузов или пассажиров с одного вида транспорта на другой, входят два основных элемента — акватория и территория (рис. VI.1).

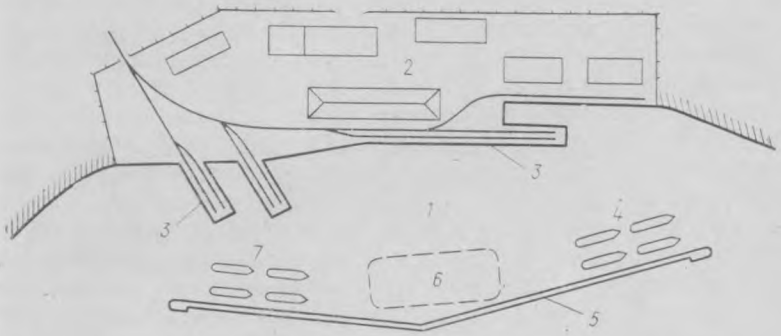


Рис. VI.1. Схематический план порта:

1—акватория; *2*—территория; *3*—причальный фронт; 4—рейд отправления; *5*—оградительные сооружения; *6*—рейд отстоя судов во время шторма; *7*—рейд прибытия

Акватория — это водная поверхность, при необходимости защищенная от волн и течений, предназначенная для подхода, отстоя, переформирования составов и маневрирования судов, пришедших в порт. На акватории размещаются *рейды* — участки акватории, на которых у плавучих причалов (бочек) или на якорях отстаивают-

ся суда в период перегрузки (перегрузочный рейд), ожидая подхода к причалам (рейд прибытия) или формирования составов (рейд отправления). Маневрирование судов при подходе к причалам и их отстой у причальных сооружений осуществляются соответственно на навигационном и причальном рейдах. В зависимости от расположения рейдов внутри или вне защищенной акватории они называются внутренними или внешними.

Защиту акватории от ветро-волнового воздействия осуществляют *оградительные сооружения* — молы, соединенные одним концом с береговой линией, и волноломы, не связанные с берегом.

Причальные сооружения образуют причальный фронт, который может состоять из одного или нескольких причалов.

Причал — участок порта, обеспечивающий обработку одного расчетного судна. Лицевая грань причальной линии, или линия кордона, отделяет акваторию порта от *территории* — площади, на которой расположено его береговое хозяйство: складские помещения и открытые площадки, административные и вспомогательные здания, транспортные коммуникации и средства механизации перегрузочных работ. Территория, непосредственно примыкающая к кордону, называется прикордонной зоной в отличие от тыловой, расположенной в глубине береговой площади. В местах разрыва причального фронта линия берега обычно укреплена *берегозащитными сооружениями,* предохраняющими берег от разрушения под воздействием волн, течений или льда.

При необходимости зимнего отстоя и ремонта судов на реке выделяются отдельные защищенные от воздействия льда участки акватории, которые называются *затонами.* В затонах или непосредственно в порту могут размещаться судоремонтные предприятия с *судоподъемными сооружениями* различного типа (слипы, эллинги, судоподъемники, плавучие и сухие доки), предназначенными для осушения подводной части корпуса судов при их ремонте.

Размеры акватории и территории порта, а также состав и параметры его основных сооружений и оборудования определяются грузооборотом порта, гидрологическими и топографическими условиями района строительства.

Грузооборот порта определяется количеством грузов, прибывающих в порт или отправляемых из него всеми видами транспорта в течение года. При проектировании нового порта или реконструкции существующего его грузооборот определяется по прибытию и отправлению различных видов грузов в результате технико-экономических изысканий на расчетный срок, который принимается равным 5—10 годам после ввода порта в эксплуатацию в зависимости от категории водного пути (10 лет для магистральных и 5 для путей местного значения).

Общий навигационный грузооборот порта $Q_{\text{нав}}$ подсчитывается как сумма грузооборота по отдельным видам грузов $q_{i\,\text{нав}}$:

$$Q_{\text{нав}} = \sum q_{i\,\text{нав}}.$$

Суточный объем переработки грузов $q_{i\,сут}$ вычисляется для наиболее напряженных суток наиболее напряженного месяца навигации, характеризуемых коэффициентами суточной и месячной неравномерности, изменяющимися в пределах $1{,}1 \div 1{,}7$.

При практическом подсчете суточного грузооборота порта с продолжительностью навигации $T_{нав}$ обычно вводится обобщенный коэффициент неравномерности $K_{нер\,i}$, учитывающий и месячную, и суточную неравномерность переработки грузов:

$$q_{i\,сут} = q_{i\,нав} K_{нер\,i} / T_{нав}. \qquad \text{(VI.1)}$$

По величине общего навигационного грузооборота назначается категория порта (см. табл. VI.1).

Пропускная способность в отличие от грузооборота порта, определяющего количество грузов, которые должны пройти через него, включает в себя возможности отдельных причалов или всего порта в целом по переработке грузов при соответствующей механизации причального фронта и прогрессивной технологии погрузочно-разгрузочных работ.

Расчетной величиной при определении пропускной способности порта является суточная пропускная способность причала ($P_{i\,сут}$), которая измеряется количеством тонн данного вида груза, перегружаемого за сутки механизированными установками, расположенными на причале.

С учетом влияния на пропускную способность различных непроизводительных затрат времени

$$P_{i\,сут} = KtG/(t_{гр} + t_{всп}), \qquad \text{(VI.2)}$$

где K — коэффициент использования причала, учитывающий перерывы в работе причала по метеоусловиям и в связи с проведением плановых ремонтов механизмов, сменой технологического оборудования и т. п. На основании опыта эксплуатации портов принимают $K = 0{,}6 \div 0{,}85$; t — продолжительность работы механизмов в течение суток, $t = 21$—22 ч; G — расчетная грузоподъемность судна, равная произведению грузоподъемности расчетного судна на коэффициент использования ее при перевозках данного вида груза; $t_{гр} = G/W_м$ — время грузовой обработки судна, ч ($W_м$ — производительность прикордонных средств механизации, определяется числом механизмов и производительностью каждого из них, т/ ч); $t_{всп}$ — время занятости причала, необходимое для выполнения вспомогательных операций, связанных с подходом и отходом судна, подготовкой его к грузовым операциям, принимается в зависимости от грузоподъемности и типа судна в пределах 2—10 ч.

Пропускная способность причала должна соответствовать суммарной пропускной способности складов и портового наземного транспорта.

Годовая пропускная способность причала определяется с учетом неравномерности ($K_{нер\,i}$) по формуле

$$P_{i\,год} = P_{i\,сут} T_{нав} / K_{нер\,i}. \qquad \text{(VI.3)}$$

Общая пропускная способность порта равна сумме пропускной способности всех причалов грузовых районов порта.

§ VI.3. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОРТА

По заданной величине грузооборота с учетом параметров расчетных судов и местных условий рассчитывают основные характеристики порта: длину причальной линии, площадь и глубину акватории, отметку территории, объемы складов.

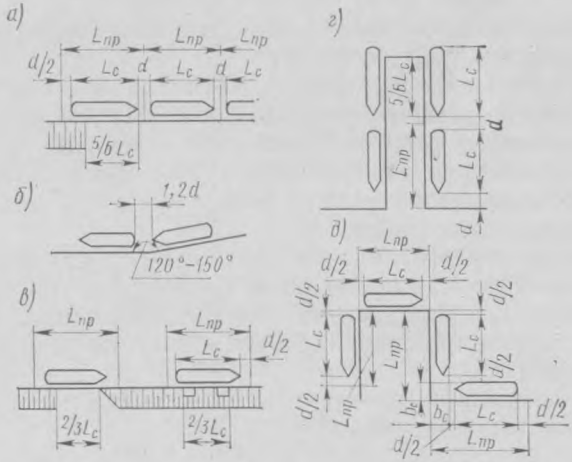


Рис. VI.2. Схемы расположения причалов в составе причального фронта

Длина причального фронта порта L (м) определяется как сумма длин причалов для приема различных видов грузов: $L=\Sigma n_i L_{\text{пр}\,i}$.

В речных портах грузовые причалы не всегда сосредоточены в одном месте, а нередко разбросаны по длине береговой линии или даже расположены на обоих берегах реки. Длина каждого причала назначается в соответствии с требованиями безопасности подхода, стоянки и отхода судна, а также эффективности перегрузочных работ. В общем случае (рис. VI.2, *а*) $L_{\text{пр}}=L_{\text{с}}+d$, где $L_{\text{с}}$ — наибольшая длина расчетного судна, м; d — интервал между соседними судами, необходимый для безопасного маневрирования судов при швартовке у причала, м; в зависимости от типа набережной и судна $d=8\div25$ м[21].

При различной компоновке причалов их расчетная длина может изменяться в соответствии со схемами, приведенными на рис. VI.2. В случае установки судов к концевым или отдельно стоящим причалам допускается «свес» корпуса судна за границу причальной линии на величину до $1/6\,L_{\text{с}}$ соответственно с одной или двух сторон.

Количество причалов, необходимое для переработки отдельного вида груза, $n_i = q_{i\,сут}/P_{i\,сут}$. После определения длин причалов по видам грузов рассматривается возможность совмещения переработки однотипных грузов на смежных причалах и уточняется общее число причалов в порту, необходимое для обеспечения заданного грузооборота.

Размеры акватории портов определяют в зависимости от конкретной компоновки портовых сооружений из условия безопасного маневрирования судов, входящих в порт, подходящих к причалам и отстаивающихся на рейдах. Расстояние между сухогрузными судами или составами на рейде должно быть не менее 50 м, между нефтеналивными судами — не менее 70—100 м [21].

Ширину территории порта принимают из условия размещения на ней перегрузочных механизмов, складов, транспортных коммуникаций и административно-производственных зданий. Нормальная ширина территории, непосредственно примыкающей к причалам, изменяется в пределах 100—200 м в зависимости от вида грузов и технологических схем их перегрузки.

Навигационная глубина акватории порта является одной из важнейших его характеристик. При проектировании нового или реконструкции существующего порта ее назначают с учетом перспективного увеличения габаритов (осадки) расчетного флота и возможного увеличения глубин на смежных участках водного пути. Проектная навигационная глубина акватории речного порта отсчитывается от расчетного низкого судоходного уровня воды в перспективе (НСУ) (см. табл. I.1, § I.5).

Проектная глубина акватории порта у причалов $S_{пр} = h_{с.мин} + \Delta S_з$, где $h_{с.мин}$ вычисляется по формуле (I.5), а $\Delta S_з$ — запас глубины на заносимость, принимается в зависимости от интенсивности отложения наносов в период между ремонтными черпаниями, но обычно не менее 0,5 м. Входящий в формулу (I.5) запас глубины на дифферент корпуса судна, зависящий также от неравномерности его загрузки, принимают равным 0,3 м для грузовых и 0,15 м для пассажирских причалов; запас глубины на волнение $\Delta S_в$ определяют по формуле (I.7) при расчетной высоте волны на акватории $h_в$ обеспеченностью 1%. При определении глубины у причалов следует иметь в виду, что перегрузочные операции и отстой судов у причальной набережной разрешаются при высоте волны от 0,5 (для небольших судов у береговых причалов) до 1,2 м (для судов водоизмещением более 5000 т, стоящих у причалов, которые располагаются перпендикулярно фронту волнения).

Отметка территории портов на свободных реках назначается на уровне пика половодья с расчетной вероятностью превышения, принимаемой для портов I категории — 1%, II—III категорий — 5%, для портов IV категории и пристаней — 10%. При определении отметки территории водохранилищных портов дополнительно необходимо обеспечить ее возвышение над нормальным подпорным уровнем (НПУ) не менее чем на 2 м для удобства швартовых и погрузочных операций. Отметка территории механизирован-

ных причалов должна быть выше наибольшего уровня ледохода, отмеченного за последние 50 лет. В отдельных случаях, особенно при колебаниях уровня воды более 8 м и высоких отметках ледохода (что характерно для северных районов Сибири), допускается устройство причалов, ежегодно затопляемых в период весеннего половодья и ледохода.

В связи с сезонностью работы речного транспорта на большей части территории СССР и массовостью перевозок грузов крупными партиями в судах большой грузоподъемности ритмичность работы портов во многом зависит от объема складов. Роль портовых складов не ограничивается только временным хранением грузов, которое осуществляют на оперативных прикордонных складах в течение нескольких суток. Емкость открытых складских площадок и оперативных крытых складов на причале обычно принимается не менее грузоподъемности 1—2 расчетных судов, обрабатываемых на данном причале, и составляет от 2,5 (для штучных грузов) до 13% (для навалочных грузов) расчетного навигационного грузооборота.

На специализированных базисных складах долгосрочного хранения производится, как правило, сортировка, упаковка, взвешивание грузов, просушка зерна и другие операции. Емкость базисных складов определяется в зависимости от местных условий. В большинстве случаев благодаря этим складам обеспечивается круглогодичная работа порта, отгружающего в зимнее время грузы, завезенные в течение навигации.

§ VI.4. РАЙОНИРОВАНИЕ ПОРТОВ

К генеральному плану любого современного порта предъявляется ряд требований, обеспечивающих при наименьших затратах наивысшую пропускную способность отдельных причалов и всего портового комплекса в целом: водные подходы к порту и его акватория должны обеспечивать безопасный и удобный подход судов, их отстой на рейдах и маневрирование у причалов в период всей навигации; подъездные пути сухопутного транспорта должны быть достаточно разветвленными для обеспечения удобства и высокой производительности перегрузочных операций, особенно по прямому варианту — с одного вида транспорта на другой; территория порта должна быть хорошо развита и правильно районирована по видам грузов, их принадлежности для эффективного использования перегрузочных механизмов и транспортных средств.

Поскольку порт обычно неразрывно связан с городом, особую важность имеют вопросы их взаимоотношений и гармоничного развития. При этом выбор оптимального варианта размещения основных элементов порта в сочетании с перспективой развития прилегающего населенного пункта являются наиболее важными. Эти вопросы не могут быть решены на основании единого апробированного для всех случаев подхода. Однако опыт строительства современных новых портов и реконструкции портов в крупных го-

родах позволяет сформулировать некоторые принципиальные положения по этому вопросу.

1. При районировании крупных портов их причальный фронт вместе с прилегающей территорией делят на отдельные участки (районы), специализирующиеся на погрузке-выгрузке определенных видов грузов или тяготеющие к определенным промышленным предприятиям.

2. Пассажирские причалы обычно располагают в центральном городском районе порта, размещаемом в соответствии с общим архитектурно-планировочным решением города.

3. Перевалочные причалы обычно выносят из городской черты и группируют в специализированные районы по видам грузов (штучные, контейнерные, навалочные, лесные, зерновые, наливные и др.). Причалы для перегрузки пылящих и химических грузов отделяют от основных грузовых районов и располагают с подветренной стороны от порта и селитебных районов города.

4. Нефтяные причалы также выносят за пределы порта (обычно ниже по течению) и удаляют от городской застройки.

5. Районирование водохранилищных портов, располагаемых за оградительными сооружениями, отличается от речных портов большей компактностью и взаимосвязанностью отдельных районов.

6. При районировании порта особое внимание должно быть обращено на возможность их перспективного развития.

Для каждого грузового района разрабатывается технологическая схема погрузочно-разгрузочных работ, предусматривающая

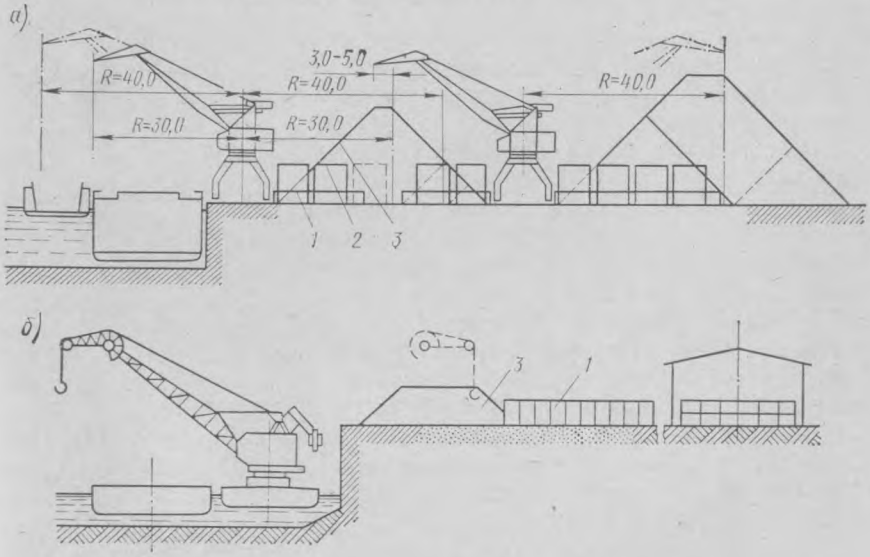


Рис. VI.3. Схемы механизации перегрузочных работ:

а—с помощью портальных кранов; *б*—с помощью плавучих кранов; *1*—генеральные грузы; *2*—лесные грузы; *3*—навалочные грузы

механизацию основных процессов и стремящаяся к комплексной механизации всего цикла грузовых работ, при которой достигается максимальная производительность и улучшаются условия труда портовых рабочих.

По принципу действия перегрузочные средства порта подразделяются на оборудование периодического действия — краны, вагоноопрокидыватели, электропогрузчики и непрерывного действия — конвейерные линии, пневматические и гидравлические установки. Наиболее распространенным, универсальным оборудованием порта, позволяющим перегружать различные виды грузов, являются портальные краны. Современные краны имеют двух- или трехпутный портал (под которым устанавливаются железнодорожные составы) грузоподъемностью 5, 10 и 16 т, не изменяющейся при вылете стрелы до 32 м и более. Портальные краны оснащаются сменным оборудованием для перегрузки штучных грузов, навалочных, лесных (рис. VI.3, *а*).

Существует много разновидностей схем механизации и береговых перегрузочных средств периодического и непрерывного действия производительностью до 2 тыс. т/ч [2].

На причалах, не оборудованных средствами механизации, погрузочно-разгрузочные работы могут выполняться с помощью плавучих гидроперегружателей, кранов грузоподъемностью 5, 16 т и более, а также судовыми кранами или стрелами, установленными непосредственно на палубе грузовых судов (рис. VI.3, *б*).

§ VI.5. КОМПОНОВКА ПОРТОВ НА СВОБОДНЫХ РЕКАХ

Компоновка — плановое очертание порта зависит в первую очередь от расположения его на свободной реке. В соответствии с классификацией порты на свободных реках подразделяются на русловые, внерусловые и устьевые (см. § VI.1).

Русловые порты распространены на крупных реках. Причальные линии порта располагаются непосредственно на берегах вдоль русла реки или ее притоков (рис. VI.4).

При проектировании руслового порта должны соблюдаться следующие основные требования, обеспечивающие удобную и безопасную эксплуатацию флота и сооружений.

1. Минимальная ширина реки $B_{мин}$ (м) на участке порта, являющемся его акваторией, должна обеспечивать стоянку у причалов двух расчетных судов шириной $b_с$ (м) и расхождение двух встречных составов шириной $b_{ст}$ (м) на судовом ходу.

В случае когда $b_с = b_{ст} = b$, можно принять $B_{мин} = 6b$. На криволинейных участках и при расположении причалов на обоих берегах друг против друга минимальную ширину русла реки необходимо соответственно увеличить.

2. Скорость течения реки на участке порта и особенно у причальных сооружений в нормальных условиях эксплуатации не должна превышать 1,5 м/с для удобного маневрирования судов при расхождении и подходе к причалам.

3. Причальные сооружения следует возводить на устойчивых берегах, не подверженных размывам и отложению наносов. После тщательного изучения характера русловых процессов обычно предпочтение отдается прямолинейным или вогнутым участкам берега с малой кривизной.

Рейды в русловых портах редко располагают в непосредственной близости от причальных линий; обычно их размещают выше или ниже причалов, на участках реки с достаточной для этого шириной водной поверхности и глубиной воды (в низкую межень).

Размеры рейда определяют исходя из наибольшего количества судов и составов, которые могут скопиться на нем при расчетном грузообороте порта.

Причальные линии в речном порту могут располагаться как на одном участке берега основного русла, так и на разных удаленных друг от друга участках этого берега, судоходных рукавов и впадающих в реку притоков и даже на разных берегах реки. Рассредоточенное расположение причалов характерно для крупных речных портов больших городов и промышленных центров (рис. VI.4, *б* и *в*).

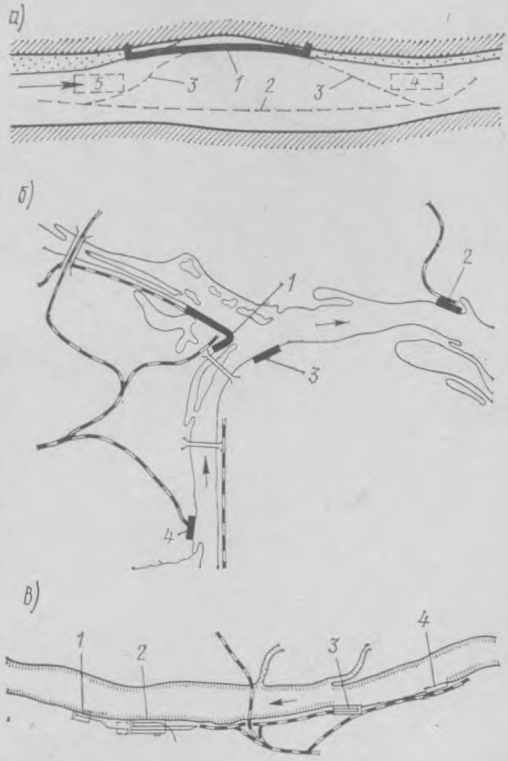


Рис. VI.4. Компоновка причального фронта русловых портов:

а—общая схема компоновки: *1*—причальная линия; *2*—судовой ход; *3*—траектория подхода к причалам; *4*—рейд прибытия; *5*—рейд отправления; *б*—Горьковский порт: *1*—центральный грузовой район; *2*—Волжский грузовой район; *3*—пассажирский район; *4*—Окский грузовой район; *в*—Пермский порт: *1*—район химических грузов; *2*—перевалочный район; *3*—городской грузовой район; *4*—пассажирский район

Преимущества русловой компоновки чаще всего связаны с удобным подходом и отходом судов от причалов, с малыми объемами земляных работ. Затруднения в эксплуатации таких портов вызываются часто стесненностью территории (особенно в старых портах, зажатых между рекой и городской застройкой), сложностью маневрирования при больших скоростях течения и невозможностью зимнего отстоя флота на замерзающих реках. Отстой судов в зимнее время, как правило, организовывается в искусственных или естественных

затонах, в которых размещаются специализированные судоремонтные мастерские и заводы.

Внерусловые порты устраивают в тех случаях, когда по гидрологическим, технологическим или экономическим условиям причальные линии приходится располагать в стороне от основного русла реки, в естественных или искусственных бассейнах, или ковшах. Такие внерусловые порты (рис. VI.5) широко распространены в Западной Европе. Например, крупнейшие порты — Гам-



Рис. VI.5. Схематическая компоновка Роттердамского порта:
1—5—отдельные бассейны (районы) порта

бургский на р. Эльбе, Роттердамский на р. Маас имеют до 40 км причального фронта, размещаемого в многочисленных бассейнах, связанных с руслом непосредственно или с помощью подходных каналов. В СССР ковшовая компоновка порта, раньше применявшаяся редко, в последние годы успешно используется для создания новых портов, примерами которых могут служить Усть-Донецкий на р. Северский Донец, Тобольский на р. Иртыш (рис. VI.6, *а*). Для устройства береговых бассейнов экономически целесообразно использовать староречья, озера, естественные понижения местности, искусственно перекрытые рукава и протоки, как это было сделано, например, на р. Москве в районе Московского Южного порта (рис. VI.6, *б*). Условия эксплуатации внерусловых портов существенно зависят от размеров акватории входящих в него бассейнов, или ковшей. Ширину бассейна B (м) принято определять [21] в зависимости от ширины b_c и длины L_c расчетного судна: при размещении причалов с одной стороны ковша $B=1{,}5L_c$; при двустороннем размещении причальных линий $B=1{,}5L_c+2b_c$. Длина ков-

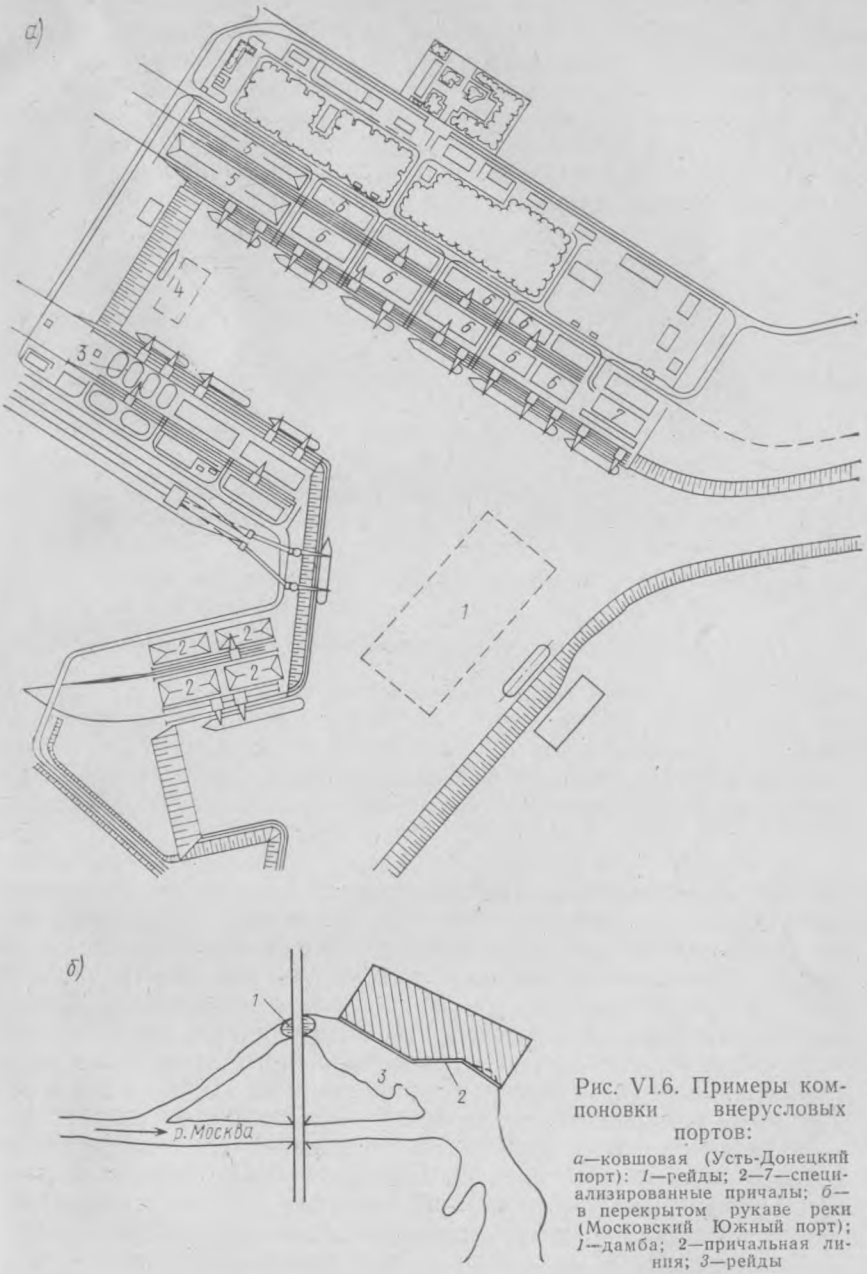


Рис. VI.6. Примеры компоновки внерусловых портов:

а—ковшовая (Усть-Донецкий порт): *1*—рейды; 2—7—специализированные причалы; *б*—в перекрытом рукаве реки (Московский Южный порт); *1*—дамба; 2—причальная линия; *3*—рейды

ша определяется из условия расположения с каждой его стороны не более шести причалов. При небольшом (2—3) количестве причалов в ковше его ширина может быть уменьшена до $B = (3 \div 5) b_c$.

Сопряжение портовых бассейнов с руслом реки часто осуществляется с помощью подходных каналов, длина которых может достигать нескольких километров. Иногда с целью уменьшения объемов земляных работ эти каналы проектируют в расчете на одностороннее движение наибольших судов, при необходимости устраивая в них уширения для расхождения встречных судов.

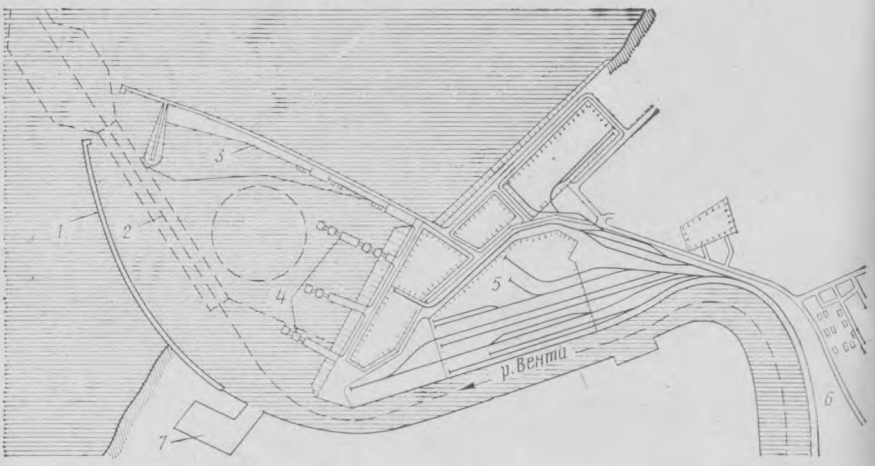


Рис. VI.7. Компоновка устьевого порта:
1, 3—южный и северный молы; *2*—судовой ход; *4*—нефтепирсы; *5*—экспортный район; *6*—импортный район; *7*—рыбный порт

Основные преимущества внерусловых портов заключаются в отсутствии на их акватории ледохода, а следовательно, и в возможности облегчения конструкций портовых гидротехнических сооружений и организации в ковшах зимнего отстоя флота. Ковшовая компактная планировка порта позволяет уменьшить протяженность транспортных и инженерных коммуникаций, улучшить условия подхода к причалам железнодорожного транспорта, обеспечить специализацию отдельных районов и их перспективное развитие путем удлинения бассейнов или создания новых.

Однако наряду с достоинствами следует отметить ряд существенных недостатков внерусловой компоновки: большой объем земляных работ по устройству бассейнов, стесненность акватории, затрудняющую маневрирование судов, заносимость дна акватории и подходных каналов в связи с отсутствием или резким уменьшением скорости течения.

Оптимальная компоновка руслового и внерусловой портов или смешанного порта, включающего элементы первых двух, выбирает-

ся на основе технико-экономических сопоставительных расчетов с учетом естественных условий строительной площадки.

Устьевые порты строят при впадении судоходных рек в море. Здесь, как правило, происходит перевалка грузов с морских судов на речные и наоборот. Характерной особенностью таких портов является наличие признаков как морских, так и речных портов. Причальный фронт в них размещается и по берегам реки на морском побережье, иногда под защитой оградительных сооружений (рис. VI.7). Как правило, в этих портах выделяют районы морских глубоководных причалов и причалов для приема речных судов с небольшой осадкой. Общим для большинства устьевых портов является наличие подходных каналов значительной длины для прохода морских крупнотоннажных судов. Длина таких каналов в безливных морях может достигать 100 км и более. Например, Волго-Каспийский канал протянулся от Каспийского моря до Астрахани почти на 200 км.

В морях с большими приливно-отливными колебаниями для уменьшения высоты причальных сооружений устьевых портов устраивают закрытые бассейны, соединяемые с открытой акваторией с помощью шлюзов или полушлюзов. Часто устьевые порты включают все особенности внерусловых речных и даже морских портов, так что приведенная в § VI.1 классификация их является условной.

§ VI.6. КОМПОНОВКА ПОРТОВ НА ИСКУССТВЕННЫХ ВОДНЫХ ПУТЯХ

Порты на водохранилищах, шлюзованных реках и судоходных каналах имеют ряд специфических особенностей, определяемых гидрологическими условиями их эксплуатации. Порты и пристани на межбассейновых воднотранспортных соединениях располагают, как правило, на входящих в их состав небольших бьефах и водохранилищах, где высота ветровых волн не превышает 0,5—0,7 м — величины, допускающей проведение грузовых операций у причалов. При большой длине участков судоходных каналов иногда приходится располагать причальные сооружения в специальных местных уширениях, размер которых определяется условиями нормального подхода и отстоя судов у причалов и расхождения встречных транзитных судов на судовом ходу.

Особенности портов и пристаней на шлюзованных реках определяются характером их шлюзования. При чисто транспортном шлюзовании рек низконапорными гидроузлами с разборными судоходными плотинами амплитуда колебаний уровней воды в реке лишь несколько уменьшается по сравнению с имевшейся в естественных условиях, а половодья проходят по реке на уровнях и в условиях, мало отличающихся от бытовых. Поэтому при транспортном шлюзовании рек условия расположения и компоновка портов и пристаней мало отличаются от таковых на свободных реках.

Условия компоновки портов в верхних бьефах гидроузлов комплексного назначения существенно зависят от плановых размеров образуемых ими водохранилищ, определяющих волновой режим в

районе порта. Параметры ветровых волн у водохранилищных портов, которые зависят от скорости ветра и длины разгона волн, определяются, как и для других гидротехнических сооружений, по СНиП II-5.7—75 [8, 11].

В случаях когда расчетная высота ветровых волн у берегов в районе намеченного расположения речного порта не превышает допускаемой для акватории величины, условия компоновки порта не отличаются от подпертых бьефов воднотранспортных соединений. Однако почти все водохранилища, образованные гидроузлами комплексного назначения, имеют бóльшие размеры. Высота волн на них может достигать 3—3,5 м, т. е. превышать допускаемую на акваториях речных портов высоту в несколько раз. Кроме того, волнение разрушает берега водохранилищ.

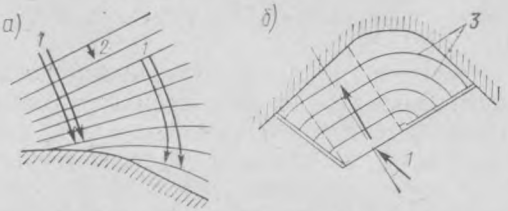


Рис. VI.8. Схема трансформации волн:

а—рефракция волн на мелководье; *б*—дифракция волн оградительными сооружениями: *1*—луч исходной волны; *2*—фронт волны; *3*—фронт дифрагированной волны

В случаях когда порт располагается на открытом берегу водохранилища, акваторию его (включая рейды стоянки судов) приходится защищать от волн, возводя внешние оградительные сооружения, что требует больших капиталовложений и значительно снижает технико-экономические показатели портов. Поэтому для расположения портов на крупных водохранилищах стремятся использовать защищенные в той или иной мере от волнения заливы, образующиеся при подпоре в устьях притоков и крупных оврагов.

Очертание береговой линии вблизи порта, наличие искусственных оградительных сооружений существенно влияют на режим волнения у портовых причалов, изменяя направление волн и их параметры. Учитывая это, оградительные сооружения стремятся расположить таким образом, чтобы высота волн в защищаемой ими акватории не превышала нормативных величин [21]. При этом вход на акваторию порта должен иметь ширину, достаточную для прохода при боковом ветре состава несамоходных судов (см. § I.5) и располагаться под углом не более 45° к направлению ветра, создающего волны наибольшей высоты.

Параметры волн, действующих на портовой акватории и в том числе у причалов, рассчитывают с учетом явлений рефракции и дифракции волн [2; 8]. Под *рефракцией* понимают изменение направления волнового луча при косом подходе фронта волны к берегу (рис. VI.8, *а*). В этом случае ближайшие к берегу участки фронта

раньше попадают на мелководье, скорость их снижается и они начинают отставать. При этом фронт волны искривляется, стремясь подойти к береговой линии параллельно. Еще больше на изменение направления и параметров волн влияет их дифракция при огибании препятствий и прохождении через узости (рис. VI.8, *б*) на акваторию порта. Дифрагированные волны распластовываются, и высота их, определяемая путем умножения высоты исходной волны на коэффициент дифрагирования, существенно уменьшается (см. приложение 1 к СНиП II-57—75).

Оградительные сооружения водохранилищных портов возводят, как правило, насухо до наполнения водохранилища и для уменьшения высоты стремятся трассировать их по наиболее высоким отметкам поверхности земли, что часто влияет на очертания сооружений в плане. Расположение оградительных сооружений и ворот крупных портов на водохранилищах проверяют и уточняют лабораторными исследованиями моделей на пространственных волновых площадках. Пример планового расположения сооружений порта на крупном водохранилище приведен на рис. VI.1. Для уменьшения длины оградительных сооружений иногда применяют пирсовое и гребенчатое очертания причального фронта, дающие более компактное решение плана порта.

Защита оградительными сооружениями акватории порта или пристани с небольшими грузо- и пассажирооборотами обходится относительно дорого. Поэтому иногда устраивают открытые (незащищенные) причальные сооружения, операции в этих портах-пристанях при штормовом ветре и сильном волнении прерываются. Существующий берег водохранилища в районе такого причального фронта защищают от разрушения волной или располагают при-

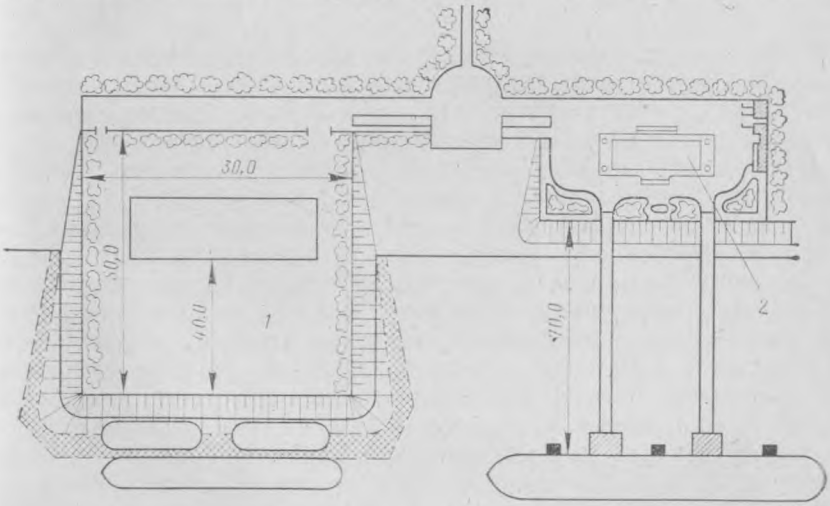


Рис. VI.9. Компоновка пристани на открытом берегу водохранилища:
1—грузовой район; *2*—пассажирский район

чальный фронт с учетом ожидаемой переработки берегов и образования прибрежной отмели. В качестве примера можно привести открытую причальную линию с грузовым причалом, расположенным на закрепленном выступе портовой территории, и пассажирским, выполненным из бычков для швартовки судов и соединенным эстакадой с береговой территорией, находящейся вне зоны возможной переработки берегов (рис. VI.9).

В ряде случаев перед крупными речными или морскими портами, а также перед гидроузлами, образующими большие водохранилища, устраивают защищенную от волн акваторию, называемую *аванпортом* и предназначенную для отстоя судов, ожидающих входа на основную акваторию порта. Обычно аванпорты создают в тех случаях, когда на акватории возникают ветровые волны высотой более 1 м, затрудняющие подход к сооружениям, маневрирование и отстой судов.

Защищенные от ветровых волн акватории аванпортов в гидроузлах, к которым всегда подходят автомобильные и часто железные дороги, а следовательно, возникает возможность перевалки грузов с судов на берег и обратно, стремятся использовать для расположения в них причалов, а также судоремонтных и судостроительных предприятий (см. § III.5).

§ VI.7. ОСОБЕННОСТИ МОРСКИХ ПОРТОВ

Порты на морском побережье имеют ряд характерных особенностей, существенно отличающих их от портов на внутренних водных путях. Эти отличия вызываются в основном двумя факторами: естественными условиями расположения морских портов и характеристиками флота, эксплуатирующегося на внешних водных путях.

В общем случае морской порт (рис. VI.10) включает все элементы водохранилищного порта, которые были рассмотрены в § VI.2, однако в зависимости от местных условий некоторые из составных элементов порта могут получить значительное развитие.

Как правило, морские порты [2], и в первую очередь расположенные на открытом побережье, подвержены сильному воздействию ветра и волн. Океанские волны могут достигать высоты 12—15 м, а непосредственно у берегов 5—6 м. В связи с этим акватория большинства портов на морском побережье защищается оградительными сооружениями — молами или волноломами, имеющими протяженность до нескольких километров и возводимыми на глубинах до 30 м и более. Волновое воздействие существенно усложняет компоновку и утяжеляет конструкции морских портовых оградительных сооружений. Однако при расположении портов в защищенных бухтах или глубоких морских заливах оградительные сооружения могут иметь незначительное развитие или вообще отсутствовать.

Рельеф дна в приурезовой зоне также влияет на компоновку порта в целом и его оградительных сооружений. На приглубых

скалистых побережьях акватория обычно вытягивается вдоль берега под прикрытием оградительных сооружений, располагаемых на относительно небольших глубинах вблизи от береговой линии. На пологих песчано-галечных берегах оградительные сооружения выносят далеко в море с устройством подходных каналов и большим объемом землечерпательных работ по очистке этих каналов от наносов, обычно движущихся вдоль побережья.

В зависимости от величины приливных колебаний различают моря ливные, суточные изменения уровня в которых могут достигать 10—12 м, и безливные, где эти колебания отсутствуют или очень невелики. Для уменьшения высоты причальных сооружений в морских портах с большими приливными колебаниями часто

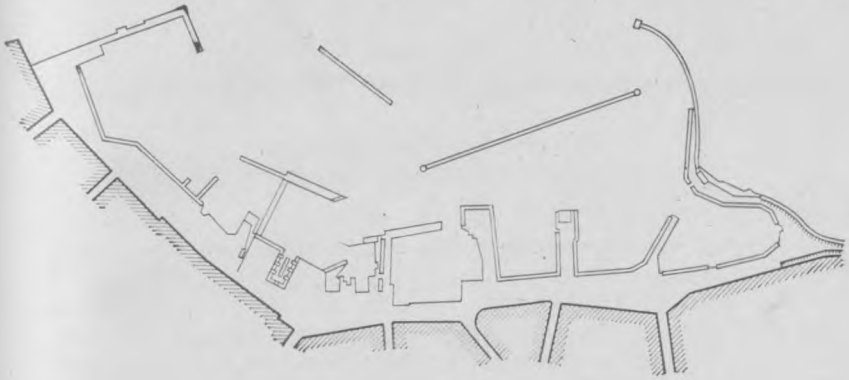


Рис. VI.10. Компоновка морского порта

устраивают закрытые бассейны с небольшими изменениями уровней воды, отделенные от открытой акватории шлюзами или шлюзовыми воротами, открываемыми в период максимального подъема уровня моря.

Особенностью старых морских портов, возникших на территории крупных городов, являются, так же как и на внутренних водных путях, противоречия между городом и портом. Территория таких крупных портов, как Одесса, Новороссийск, Севастополь, с транспортными коммуникациями и подъездными железными дорогами, с одной стороны, отрезает выход города к морю, а с другой — не имеет возможности для перспективного развития. Новые морские порты, такие, как Ильичевский, Восточный, проектируются в стороне от крупных населенных пунктов с учетом перспективного развития акватории и территории.

Наряду с естественными условиями на компоновку и размеры морских портов оказывают влияние особенности эксплуатации морского флота, водоизмещение и габаритные размеры которого в несколько раз больше речного флота (см. § 1.4). Длина причалов и площадь акватории порта для приема таких судов должны быть значительно больше, а сама компоновка причального фронта долж-

на обеспечивать удобный подход судов к причалам без излишних маневров. Поэтому наиболее характерным для морских портов является расположение причалов на широких или узких пирсах, перпендикулярно или под углом выступающих в акваторию.

Иногда в морских портах, особенно расположенных в устьях крупных рек, устраивают рейдовые плавучие причалы, на которых производится перегрузка грузов с крупных судов на мелкие, с морских на речные и наоборот.

По своему назначению морские торговые порты классифицируются на *международные,* через которые в Советском Союзе осуществляется до 90% экспортно-импортных операций, и *каботажные,* осуществляющие транспортирование грузов в прибрежных районах.

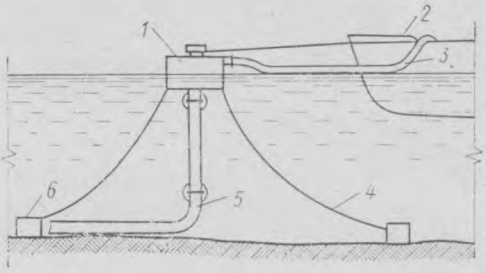


Рис. VI.11. Плавучий причал для танкеров:
1—понтон со швартовным устройством; *2*—танкер; *3*—гибкий плавучий трубопровод; *4*—якорные цепи или тросы; *5*—подводный трубопровод, соединяющий причал со складскими емкостями; *6*—якоря

Помимо торговых, или транспортных, портов общего назначения и специализированных существуют промысловые порты, обслуживающие рыболовные суда, китобойные флотилии, и порты-убежища для отстоя флота в период штормовой погоды.

В зависимости от грузооборота морские порты СССР разделены на три категории, а самые крупные из них, например Одесский и Ленинградский с грузооборотом более 20 млн. т, являются внекатегорийными.

Морские портовые сооружения по своей конструкции принципиально не отличаются от речных. Однако особенности условий их строительства и эксплуатации оказывают определенное влияние на состав и конструктивные решения ряда гидротехнических сооружений. Эти особенности связаны с необходимостью приема судов большого водоизмещения, защиты акватории от волнового воздействия, со строительством на больших глубинах с помощью кранов большой грузоподъемности, с отсутствием сезонных колебаний уровня воды и течений у причалов.

Специфическими для морских условий являются причальные сооружения для крупного танкерного флота. В связи с большой

осадкой супертанкеров они часто не могут войти в прибрежные порты, и причалы для их перегрузки выносят в открытое море на соответствующие глубины. Конструкции причалов такого типа очень разнообразны, но наибольшее распространение получили одноточечные причалы в виде плавучего буя, заякоренного системой тросов или цепей к морскому дну (рис. VI.11). Судно швартуется к такому причалу одним тросом и имеет возможность вращаться около его оси в зависимости от направления ветра. При этом перегрузка нефти или сжиженного газа происходит непрерывно по плавучему трубопроводу, через специальное шарнирное устройство в буе и далее по стационарному подводному трубопроводу, связанному с береговыми или надводными емкостями.

ГЛАВА VII

РЕЧНЫЕ ПОРТОВЫЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

§ VII.1. ПРИЧАЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ, ИХ ОСОБЕННОСТИ И КЛАССИФИКАЦИЯ

Причальные сооружения, у которых стоят суда во время погрузочно-разгрузочных операций, являются основными гидротехническими сооружениями речных портов. От схемы расположения и длины причального фронта, от типа причалов, их капитальности и оснащенности оборудованием зависят, в основном, эксплуатационные качества и грузопропускная способность районов порта.

Конструкции речных портовых причальных сооружений в отличие от подпорных сооружений энергетического назначения имеют ряд характерных особенностей, вызванных условиями их эксплуатации и строительства. Эти особенности связаны с большими навигационными колебаниями уровня воды на свободных реках и водохранилищах, тяжелыми ледовыми воздействиями, характерными для северных и сибирских рек СССР, большими временными нагрузками на территории причалов от складируемых грузов и перегрузочных механизмов.

С точки зрения статической работы конструкций портовые сооружения допускают значительные смещения и деформации под временной нагрузкой без ухудшения их эксплуатационных качеств.

Специфика условий строительства речных причальных сооружений определяется возведением их в большинстве случаев в воду, без водоотлива. Только при создании новых водохранилищ и искусственных водных путей оказывается возможным строительство этих сооружений насухо до заполнения подпертых бьефов.

Особенностями речного портостроения в отличие от морского являются затруднительное ведение водолазных работ в условиях повышенной мутности речной воды и значительных скоростей течения, ограниченность грузоподъемности плавучих кранов (более 30—50 т), что ведет к уменьшению массы и габаритных размеров отдельных монтажных блоков сооружений.

Причалы речных портов и пристаней классифицируют по продолжительности их работы в течение навигации, по капитальности сооружений, по типу и конструктивному решению.

По условиям и времени эксплуатации различают причалы постоянные, высокой воды и меженние. Постоянно действующие в течение всей навигации причалы создаются в портах на водохранилищах и судоходных каналах, а также в крупных портах на свободных реках при умеренных (до 8—10 м) колебаниях уровня воды. Причалы высокой воды строят на малых реках, в портах III—IV категорий, а также на пристанях при больших колебаниях уровня воды (более 10 м) для работы в весенние месяцы в период половодья.

В ряде портов для уменьшения капитальных затрат устраивают как отдельно расположенные вдоль береговой линии причалы высокой воды, так и меженные причалы, которые затапливаются весной и работают только при низких меженних уровнях воды в реке. Примером такого решения является крупнейший северный порт Советского Союза Дудинка, имеющий причалы высокой воды с отметкой кордона +14 и +20 м и меженние причалы с отметкой +8 м. Наряду со снижением капитальных затрат на строительство причальных стен устройство затапливаемых причалов вызывает большие дополнительные ежегодные эксплуатационные затраты на вывод средств механизации из зоны затопления, на ремонт и очистку территории причалов, особенно если они подвержены воздействию ледохода на высоких отметках.

Постоянные, меженные и весенние причалы, которые конструктивно практически не отличаются друг от друга, по капитальности разделяются на плавучие (в виде соединенных с берегом судов и понтонов) и стационарные.

Стационарные причалы классифицируются в свою очередь по типам на вертикальные, откосные и комбинированные (рис. VII.1), из которых вертикальные причалы могут располагаться вдоль береговой линии или в виде пирсов, выступающих в акваторию. В портах на внутренних водных путях наибольшее распространение получили причальные набережные, примыкающие по всей их длине к территории порта. Причальные пирсы возводятся сравнительно редко, преимущественно во внерусловых и водохранилищных портах.

К вертикальным причалам суда могут подходить вплотную и удобно швартоваться в течение всей навигации. При этом обслуживающие их механизмы полностью используют свой вылет для перегрузочных операций (рис. VII.2, *а*). Причалы откосного типа, которые применяют преимущественно при значительных колебаниях уровня воды, требуют лишь создания укрепленного берегового откоса с крутизной, обеспечивающей его устойчивость. Механизмы, обслуживающие такой причал, должны иметь вылет, достаточный для того, чтобы с одной стороны обрабатывать суда, стоящие при низких уровнях воды близко к подошве откоса, а с другой — подавать грузы на проложенные вдоль причала пути или в склады

(рис. VII.2, *б*). В комбинированных типах причалов — полуоткосном, полувертикальном и двухъярусном — частично используются эксплуатационные преимущества вертикальных стен и экономичность откосных, однако эти типы применяются довольно редко.

Полуоткосный профиль причала применяют преимущественно на реках с высокими уровнями половодий редкой повторяемости. При меженних уровнях воды суда швартуются у нижней вертикальной части причала, верх которой назначают на отметке мак-

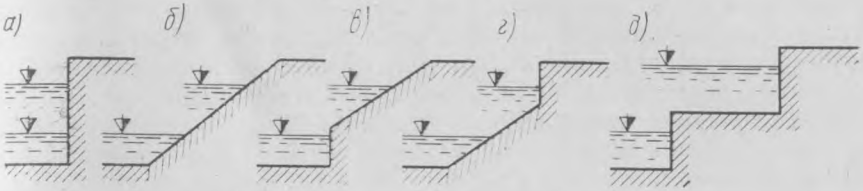


Рис. VII.1. Основные типы стационарных причалов:
а—вертикальный; *б*—откосный; *в*—полуоткосный; *г*—полувертикальный; *д*—ступенчатый

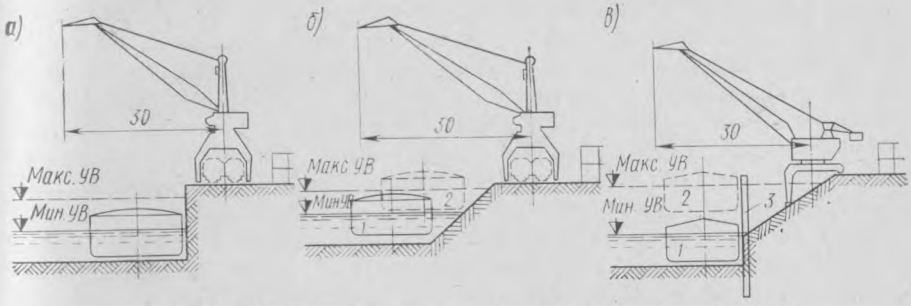


Рис. VII.2. Поперечный разрез причалов различного профиля:
а—вертикального; *б*—откосного; *в*—полуоткосного; *1, 2*—положения судна при различных уровнях воды; *3*—причальные палы

симальных меженних уровней с расчетной для порта данной категории вероятностью превышения. Этим существенно уменьшается по сравнению с причалом откосного типа необходимый вылет обслуживающих его кранов. Но работать на причалах такого типа при промежуточных уровнях воды, когда вертикальная стенка лишь немного затоплена, неудобно. Для улучшения условий стоянки судов на верхней откосной части причала иногда возводят бычки или палы. При этом для уменьшения вылета стрелы кранов один из подкрановых путей иногда пропускают по эстакаде или устанавливают краны с полупорталом, перемещающимся по расположенным на разных отметках рельсам (рис. VII.2, *в*).

Полувертикальный профиль причала целесообразен на водохранилищах с длительным стоянием подпорных уровней близ нормального и редкими глубокими навигационными сработками. Значительного распространения он не получил.

При двухъярусном профиле в меженний период суда швартуются к нижнему причалу, в весенний период — к верхнему (см. рис. VII.1). Однако если в высокую воду под днищем судов, стоящих у верхнего причала, запас воды станет меньше минимально необходимого (менее 0,5 м), суда следует отводить за пределы нижней причальной линии, и пока она не обнажится, производить перегрузочные операции нельзя.

Профиль береговых причалов для данного речного порта выбирают на основе сравнительных технико-экономических расчетов, проводимых при расчетном перспективном грузообороте порта. Исходными данными в этих расчетах являются: вид грузов и намечаемая схема механизации перегрузочных работ, амплитуда колебаний уровня воды и схема береговых сооружений и путей. При выборе профиля стационарных причалов следует учитывать следующие условия применения каждого из них. Вертикальные причалы создают наиболее удобные эксплуатационные условия для перегрузочных работ в течение всей навигации при любых уровнях воды, но при больших колебаниях этих уровней требуются более значительные капиталовложения, чем в откосные и полуоткосные причалы. В связи с этим в портах и пристанях, расположенных на судоходных каналах, подпертых бьефах воднотранспортных соединений и гидроузлов с небольшими (до 2—3 м) колебаниями уровней воды, как правило, создают вертикальные причалы. Вертикальный тип грузовых причалов в большинстве случаев наиболее целесообразен и в портах высших классов с большим объемом перегрузочных работ, создаваемых на водохранилищах, озерах и свободных реках с относительно небольшой амплитудой колебаний навигационного уровня воды — до 6—8 м. На свободных реках с большой (свыше 8 м) амплитудой колебаний уровней воды и особенно при малой продолжительности стояния высоких половодных уровней воды в ряде случаев, преимущественно для небольших портов, целесообразен полуоткосный и даже откосный (при высоте причалов не более 10—12 м) профиль причалов. Однако в связи с более удобными условиями механизации перегрузочных работ на вертикальных причалах и меньшими эксплуатационными затратами в настоящее время в крупных речных портах для грузовых операций строят причальные сооружения вертикального типа и при значительных колебаниях уровня воды. В новых портах строятся, например, вертикальные причальные набережные высотой до 15 м, т. е. рассчитанные на колебания уровня воды до 10—12 м.

Пассажирские операции на вертикальных причалах при небольших колебаниях уровня воды удобны, но при большой амплитуде колебаний затруднительны. В таких случаях на вертикальных причалах устраивают: а) при небольшой амплитуде колебаний уровня воды (до 2—3 м) переходные мостики переменного уклона, располагаемые между причалом и судном в прорезях причального фронта; б) при значительной амплитуде колебания уровней воды (более 4—5 м) — несколько причальных площадок на разных от-

метках (рис. VII.3, *а*) или многоярусные причалы с аппарелями или лестничными спусками с портовой территории на нижний ярус, эксплуатируемый в меженний период навигации (рис. VII.3, *б*, *в*).

Основные типы стационарных причальных сооружений имеют весьма разнообразные конструктивные решения. Например, верти-

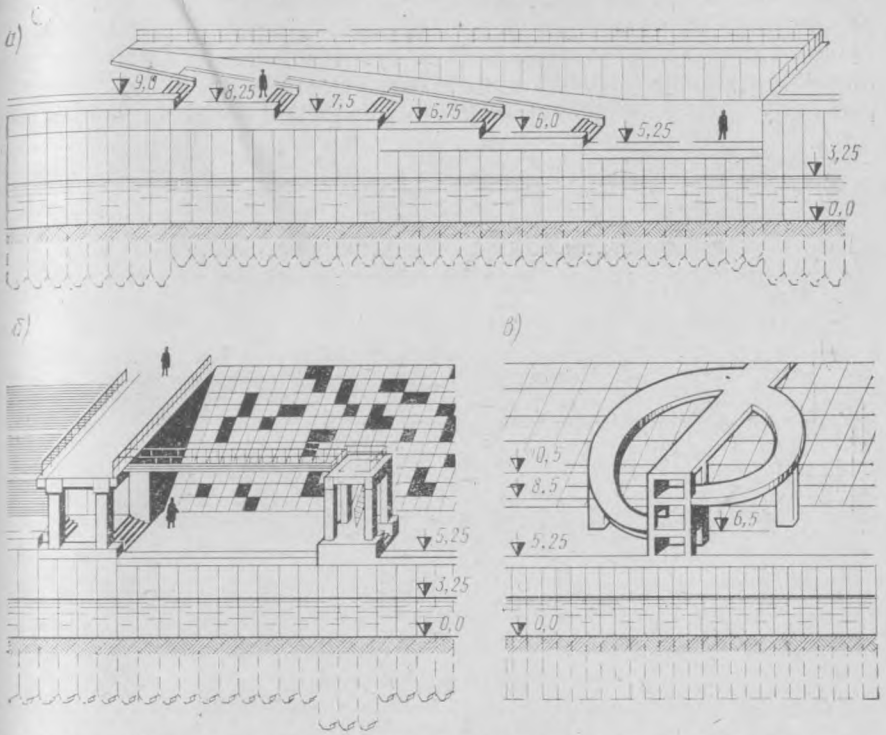


Рис. VII.3. Конструкции пассажирских причалов при значительных навигационных колебаниях уровня воды:

а—с уступами на разных отметках; *б*—с причальными бычками; *в*—с посадочными площадками, соединенными с берегом криволинейными аппарелями

кальные набережные могут быть гравитационной конструкции, или в виде тонких шпунтовых стен, сквозными в виде оторочек набережных или эстакад пирсов. Среди откосных различают набережные с упорными массивами и с отдельно стоящими бычками и палами.

§ VII.2. ПЛАВУЧИЕ ПРИЧАЛЫ. КОНСТРУКЦИИ ОТКОСНЫХ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Плавучие причалы портов и пристаней представляют собой стоечное судно в виде дебаркадера, понтона-площадки или перегрузочного плавучего механизма, закрепленное у естественного или оборудованного берегового откоса (рис. VII.4). Для транзитных пассажирских причалов, как правило, используют железобе-

тонные суда с надстройками — дебаркадеры, в которых размещаются кассы, помещения для пассажиров и багажа. На внутригородских и пригородных линиях часто устанавливают железобетонные понтоны-площадки с навесами на палубе, в которых располагаются служебные помещения.

Причал закрепляется у берега с помощью швартовных тросов за причальные тумбы или мертвые якоря, расположенные на бровке откоса. Усилия от навала подходящих судов обычно воспринимаются упорными свайками, устанавливаемыми под углом к береговому откосу и закрепляемыми на верхнем конце к судовым

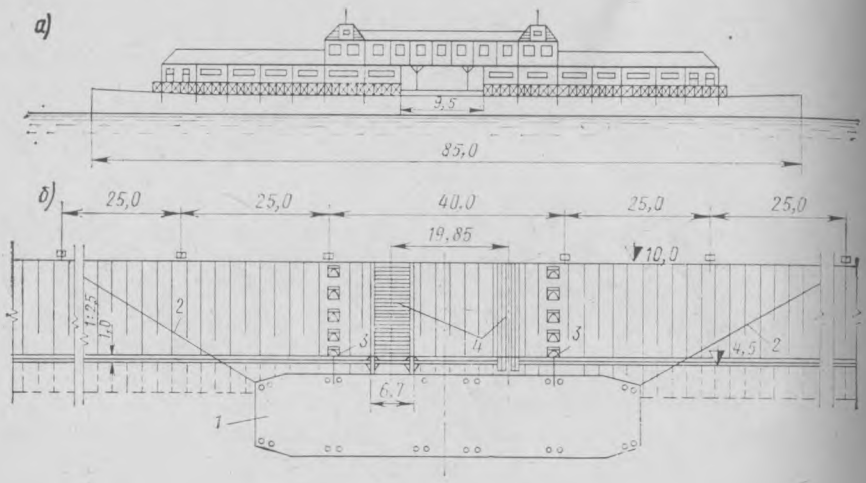


Рис. VII.4. Плавучие причалы:
а—дебаркадер (фасад); *б*—план причала; *1*—плавучая площадка; *2*—швартовные тросы; *3*—упорные массивы; *4*—сходни

кнехтам. С берегом причал связывается переходными мостиками шириной 2—5 м, уклон которых при колебаниях уровня воды не должен быть круче чем 1 : 5 для пассажиров и 1 : 10 для грузового транспорта.

При больших и частых колебаниях уровней воды серьезные трудности вызывает необходимость своевременной перестановки причала вдоль откоса с перекладкой мостиков и установкой в новое положение упорных сваек. Поэтому в портах и на крупных пристанях береговой откос оборудуется бетонными упорными массивами с углублениями для фиксации свай, устанавливаемыми через 1—1,25 м по высоте (рис. VII.5, *а*), а для связи причала с берегом иногда используются косяковые тележки, перемещаемые с помощью лебедки по специальным направляющим (рис. VII.5, *б*). Однако условия эксплуатации таких устройств особенно в весенний и поздне-осенний периоды навигации осложняются в результате заиления и обмерзания путей и всего откоса.

В ряде портов на реках с быстрым течением успешно эксплуатируются пассажирские причалы в виде понтонов, соединенных с берегом двумя упорными металлическими мостиками, шарнирно закрепленными на корпусе судна и на берегу (рис. VII.5, *в*). Мосты балочной конструкции или в виде ферм фиксируют положение причала в плане и по высоте и воспринимают швартовные усилия от подходящих судов. В зависимости от колебания уровней воды длина упорных мостов может изменяться в пределах 10—20 м.

Недостатками плавучих причалов являются необходимость отвода их на зиму в затоны, трудность механизации погрузочно-раз-

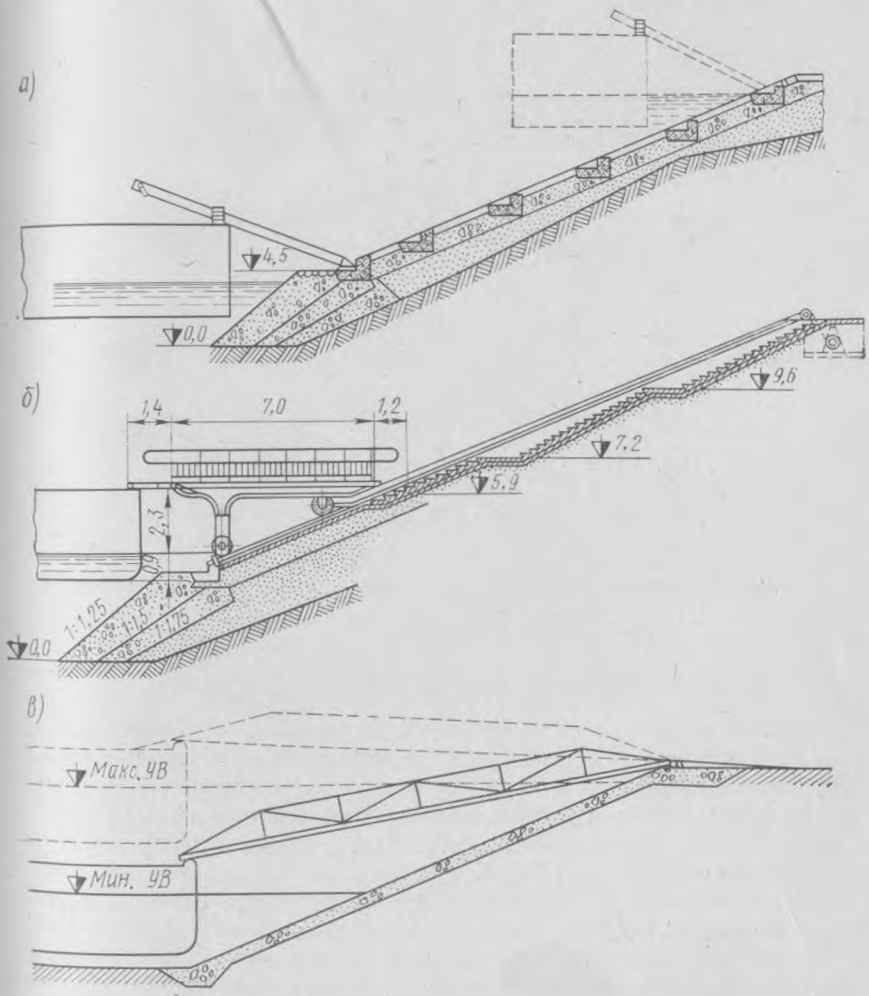


Рис. VII.5. Варианты сопряжения плавучих причалов с берегом:
а—с помощью упорных свай; *б*—с помощью косякового моста; *в*—с помощью упорных мостков

грузочных работ, большие эксплуатационные расходы. Достоинства таких причалов заключаются в возможности установки их при любом колебании уровней воды, в хорошей амортизации ими ударных нагрузок, удобном подходе и швартовке судов. В связи с этими особенностями плавучие причалы получили в СССР распространение преимущественно на свободных реках и водохранилищах с существенными (более 3—4 м) колебаниями навигационных уровней воды, особенно на небольших пристанях, и в пассажирских районах портов при наличии откосных участков набережных.

Для грузовых причалов откосного типа плавучие устройства, как правило, не применяют. В этом случае суда подходят непо-

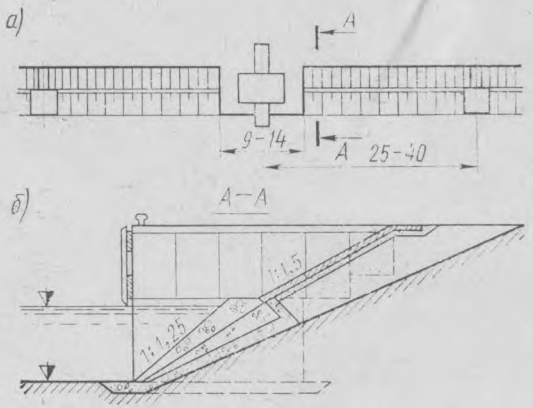


Рис. VII.6. Откосный причал с бычками и палами:

а—план; *б*—конструкция бычка в виде массива-гиганта с надстройкой

средственно к береговому откосу, оборудованному упорными массивами (рис. VII.5, *а*) или причальными бычками и палами (рис. VII.6).

§ VII.3. ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПРИЧАЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Сооружения гравитационного типа являются наиболее распространенными в портостроительной практике. В речных портах применяют разнообразные конструкции таких причальных сооружений, основными из которых являются набережные из массивовой кладки и из массивов-гигантов, ряжевые и уголковые, из оболочек большого диаметра.

Гравитационные причальные сооружения могут быть массивными, устойчивость которых определяется массой собственно железобетонной или бетонной конструкции, и тонкостенными, в обеспечении устойчивости которых основную роль играет грунт обратной засыпки.

Набережные из массивовой кладки (рис. VII.7, *а*), возводимые из бетонных массивных блоков массой до 50 т и более, укладыва-

ют рядами (курсами) с перевязкой швов в плане и по высоте. С целью уменьшения нагрузок на основание при большой высоте набережных массивы можно укладывать с эксцентриситетом в сторону засыпки. Иногда применяются также пустотелые массивы, заполняемые камнем или песком. Уменьшение напряжений в основании достигается и отсыпкой за стену каменной разгрузочной призмы, которая вместе с обратным щебеночным фильтром на ее поверхности также обеспечивает грунтонепроницаемость набереж-

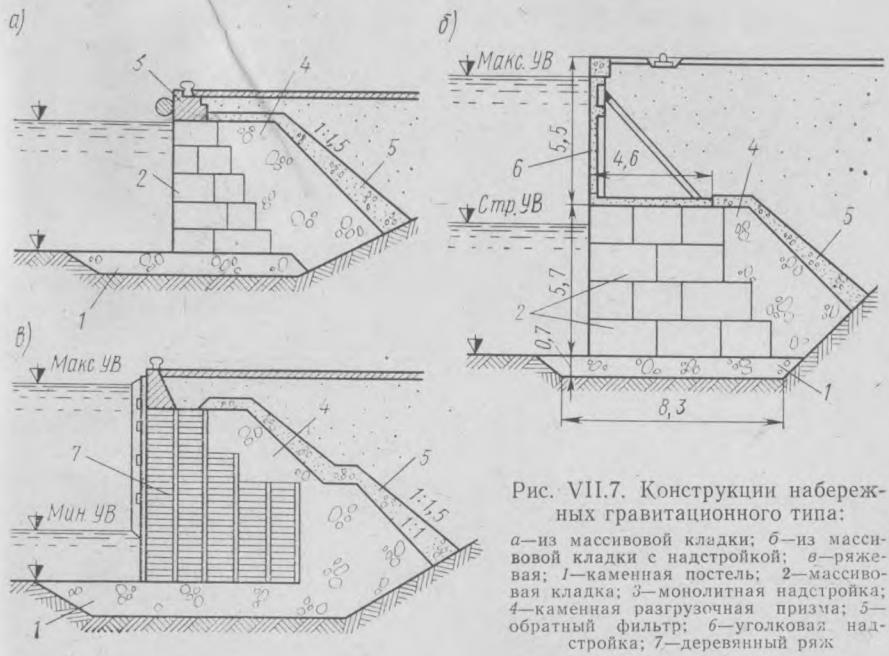


Рис. VII.7. Конструкции набережных гравитационного типа:
а—из массивовой кладки; *б*—из массивовой кладки с надстройкой; *в*—ряжевая; *1*—каменная постель; *2*—массивовая кладка; *3*—монолитная надстройка; *4*—каменная разгрузочная призма; *5*—обратный фильтр; *6*—уголковая надстройка; *7*—деревянный ряж

ной через швы между массивными блоками. Несмотря на разгрузочные мероприятия напряжения под подошвой массивовой кладки оказываются значительными, поэтому в речных условиях, характеризуемых сжимаемыми грунтами основания, набережные такого типа применяют высотой до 8—9 м. Для уменьшения веса конструкции и снижения расхода дефицитных материалов — цемента и камня в верхней части набережной выше уровня ледохода и строительного уровня воды иногда устраивают облегченную надстройку. Такая конструкция уголкового профиля из тонкостенных железобетонных элементов успешно применена при строительстве набережной из массивовой кладки в Осетровском порту на р. Лене (рис. VII.7, *б*).

В отличие от тяжелых массивных сооружений на внутренних водных путях большое распространение получили тонкостенные гравитационные конструкции, из массивов-гигантов уголкового профиля, из оболочек большого диаметра.

Причальные набережные из массивов-гигантов (рис. VII.8) представляют собой монолитный или сборный железобетонный ящик со стенками толщиной 10—20 см, на котором устраивается облегченная надстройка уголковой конструкции или в виде вертикального элемента с наклонной или горизонтальной анкерной тягой. Ширина

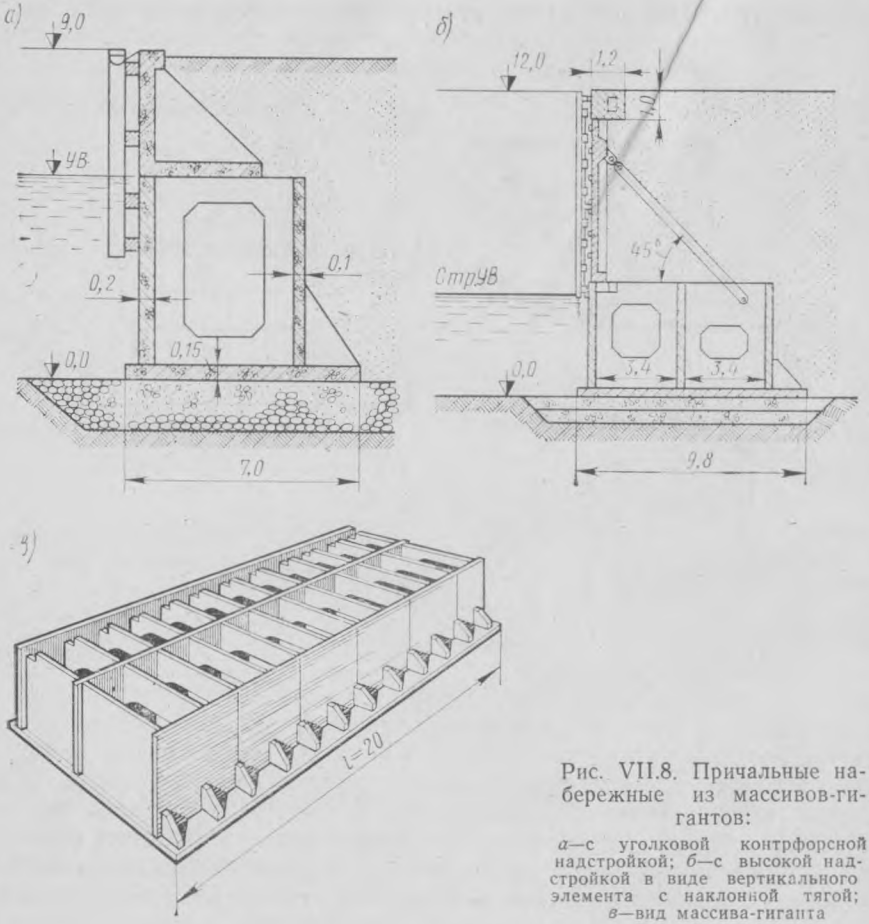


Рис. VII.8. Причальные набережные из массивов-гигантов:

а—с уголковой контрфорсной надстройкой; *б*—с высокой надстройкой в виде вертикального элемента с наклонной тягой; *в*—вид массива-гиганта

массива-гиганта определяется высотой набережной и обычно принимается 6—10 м с образованием одной или двух ячеек и контрфорсной тыловой консоли. По длине массива-гиганта, изменяющейся от 10 до 20 м, устанавливаются поперечные диафрагмы с вырезами по середине, уменьшающими общий вес массива. Высота ящика должна быть не менее чем на 0,5 м выше строительного уровня воды. Как правило, лицевую стенку выполняют толще

остальных, а иногда и с предварительным напряжением арматуры в одном или обоих направлениях.

Изготовленный на специальном полигоне, затапливаемом в половодье, или на стапеле судоремонтного предприятия, массив-гигант спускается на воду и с помощью буксиров транспортируется к месту установки на расстояния до нескольких сотен километров. При этом максимальная осадка его, определяемая собственным весом, весом балласта, количеством и шириной ячеек, должна соответствовать судоходной глубине на данном участке реки.

Перед установкой в проектное положение массивы тщательно выверяют и затем опускают на заранее подготовленное основание путем заполнения отсеков водой, после чего производят засыпку массивов и пазухи набережной песчаным грунтом. Наиболее сложным и трудоемким процессом при строительстве набережных подобного типа является изготовление самих массивов-гигантов. В речном портостроении наибольшее распространение получила конструкция массивов из плоских железобетонных плит, разработанная в типовых проектах для набережных высотой 7—14 м. Железобетонные плиты соединяются друг с другом с помощью унифицированных узлов на сварке с последующим торкретированием швов. Точность монтажа обеспечивается специальной оснасткой, позволяющей фиксировать положение каждой плиты перед ее омоноличиванием. Сборные массивы-гиганты применяли для строительства причальных набережных на Каме (г. Пермь), Иртыше (г. Усть-Каменогорск), Оби (г. Томск), Волге (г. Горький).

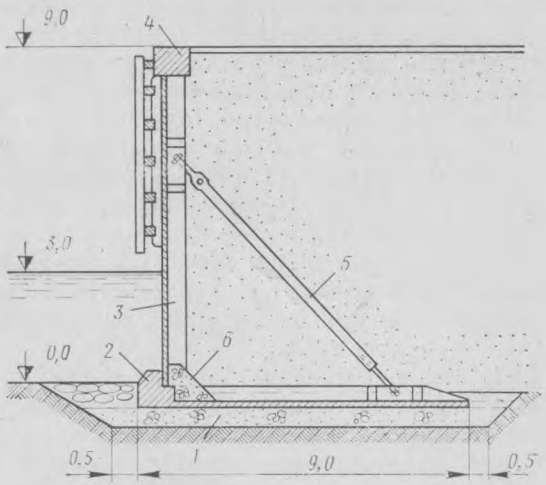


Рис. VII.9. Набережная уголкового профиля с внутренней анкеровкой:

1—каменная постель; *2*—фундаментная плита; *3*—вертикальный элемент; *4*—шапочный брус; *5*—анкерная тяга; *6*—обратный фильтр

Уголковые набережные имеют наиболее простую и дешевую конструкцию причального сооружения гравитационного типа (рис. VII.9).

Уголковая набережная с внутренним наклонным анкером состоит из минимального количества составных элементов — вертикального элемента и фундаментной плиты, связанных анкерной тягой, непосредственно обеспечивающих устойчивость сооружения. Ее конструктивная схема может быть легко получена из рассмот-

ренных конструктивных решений массивов-гигантов путем логичного исключения «лишних» элементов — тыловой, средней стенок и диафрагм, обеспечивающих плавучесть и жесткость крупногабаритной конструкции.

Наибольшее распространение получили вертикальные элементы таврового и ребристого сечения шириной 1,6—4 м, каждый из которых самостоятельно анкеруется в верхней трети своей высоты за фундаментную плиту. При высоких уровнях воды анкерное крепление может осуществляться в пределах шапочного бруса. Наиболее сложным этапом при возведении подобных подпорных стен является перекрытие швов между отдельными сборными элементами, обеспечивающее надежную грунтонепроницаемость сооружения. Применяются четыре типа перекрытия: в виде гибких матов из битумных и синтетических материалов, наклеиваемых со стороны обратной засыпки; различных типов металлических замков; бетонных шпонок и обратных фильтров (см. ниже).

Наиболее просто строительство уголковых стен выполняется насухо, например, в водохранилищных портах до заполнения водохранилищ водой. Значительно сложнее производство работ при строительстве в воду. Как правило, в этом случае уголковые блоки собирают на берегу и с помощью специальной траверсы устанавливают в проектное положение. Для усиления монтажной жесткости вертикальный элемент и фундаментная плита связываются стальным подкосом или инвентарной распоркой, убираемой по мере засыпки грунта за стенку.

Наибольшее распространение получили уголковые заанкерованные набережные высотой 7—14 м при строительстве портов и пристаней на Волжских и Камских водохранилищах, на Волге (г. Волгоград), на Днепре (г. Херсон).

Ряжевые конструкции набережных (см. рис. VII.7, *в*) представляют собой сруб из бревен или брусьев с внутренними перегородками, образующими отдельные ячейки, или банки. Лицевые банки обычно заполняются камнем или щебнем, а остальные — песчаным грунтом. Долговечность деревянных ряжевых набережных, подверженных гниению, в переменных уровнях воды может быть повышена путем применения железобетонных сборных брусчатых конструкций. Однако сложность изготовления таких элементов достаточной прочности и морозостойкости ограничила их распространение.

Характерной особенностью всех рассмотренных конструкций причальных набережных гравитационного типа является устройство под ними каменной постели, которая выравнивает и уменьшает максимальные напряжения в основании. Толщина постели изменяется в широких пределах в зависимости от высоты и конструкции набережной, характера и прочности грунта основания. В наиболее распространенных случаях она принималась не менее 0,7 м и не более 2,5 м. При песчаных грунтах под постелью устраивают обратный фильтр для предотвращения выноса грунта основания и засыпки. Наиболее трудоемкий процесс при устройстве каменной

постели — тщательное выравнивание ее поверхности, необходимое для уменьшения усилий в отдельных элементах и осадок всего сооружения в целом. Несмотря на применение в последнее время различных конструкций механических планировщиков, выполнение этих работ в речных условиях сопряжено со значительными трудностями технологического характера и контроля качества. Кроме того, стоимость каменной постели в ряде случаев может достигать 15—20% стоимости строительства всей набережной.

В связи с этим за последние годы в портостроении стали все больше применять конструкции причальных сооружений гравитационного типа, не требующие устройства над ними трудоемких, материалоемких и дорогих каменных постелей. К ним в первую очередь относятся набережные в виде оболочек большого диаметра, которые при отношении $D/H \geqslant 0{,}7 \div 0{,}8$ (где D—диаметр; H—высота сооружения) работают как гравитационные сооружения (рис. VII.10).

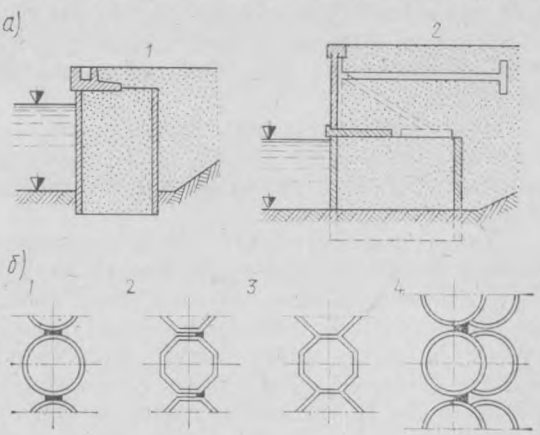


Рис. VII.10. Конструкции причалов из оболочек большого диаметра:

а—поперечные разрезы набережных; *1*—с монолитной надстройкой; *2*—со сборной надстройкой уголкового профиля; *б*—поперечное сечение оболочек; *1*—цилиндрические; *2*—полигональные; *3*—сотовой конструкции; *4*—составные

Своеобразной особенностью причальных набережных из оболочек является независимость (в определенных пределах) расхода железобетона на единицу длины сооружения от их диаметра при заданной высоте конструкции. Действительно, объем материала на 1 м длины набережной стены из оболочек диаметром D, толщиной стенок t будет равен $V = \pi Dtl/D = \pi tl$. Так как при изменении диаметра оболочек в пределах до 10 м толщина стен принимается всегда не менее 15—20 см по конструктивным соображениям, то основным фактором, определяющим экономическую эффективность конструкции из оболочек, является их длина l. Гравитационные колодцы-оболочки имеют наименьшее заглубление в основании по сравнению с другими вариантами возможного применения оболочек меньшего диаметра, погружаемых в грунт для обеспечения их устойчивости. Поэтому они, как правило, наиболее эффективны при строительстве сплошных подпорных стен [17].

Применение оболочек наиболее экономично на слабых грунтах небольшой мощности (до 3—4 м), подстилаемых плотными породами. Обычно в этом случае удаляют слабые грунты, заменяют их другими и уплотняют, что значительно увеличивает стоимость и

сроки строительства. Колодцы-оболочки могут быть погружены сквозь слабые прослойки до прочного основания при значительно меньших затратах материалов, труда и времени.

По условиям взаимодействия с основанием можно выделить две категории гравитационных сооружений из оболочек: 1) заглубляемых непосредственно в грунт; 2) устанавливаемых на каменную постель или выравнивающую подготовку. Устройство искусственного основания ухудшает эффективность применения конструкции, однако оно может быть оправдано в условиях сравнительно слабых грунтов естественного основания. Также необходима отсыпка выравнивающего слоя каменного материала на неровно разработанном скальном основании. Выбор варианта осуществляют с учетом местных особенностей. В речных условиях оболочки обычно погружают в грунт основания на глубину 2—3 м, учитывая при этом возможность размыва дна винтами судов при низких уровнях воды.

Наиболее экономичны цилиндрические оболочки из монолитного железобетона (рис. VII.10, *б, 1*) с невысокой надстройкой в виде шапочного бруса, применяемые при небольших колебаниях уровня воды.

Для условий речного портостроения при отсутствии плавучих кранов большой грузоподъемности разработаны конструкции сборных оболочек полигонального очертания с шарнирным соединением плоских плит, изготавливаемых в заводских условиях и монтируемых в состав набережной с помощью специальных кондукторов непосредственно на месте строительства по линии кордона (рис. VII.10, *б, 2*). Возможно возведение таких конструкций по типу ячеистых сооружений с общей плитой, разделяющей две соседние оболочки (рис. VII.10, *б, 3*). При больших навигационных колебаниях уровней воды (более 3 м) целесообразны высокие сборные или монолитные надстройки контрфорсного типа или уголкового профиля с наклонным или горизонтальным анкером (рис. VII.10, *а, 2*). Применение таких конструкций помимо снижения общей стоимости набережной и уменьшения веса оболочки существенно улучшает эксплуатационные условия швартовки судов при низких уровнях воды.

На основании опыта строительства и проектных проработок рациональные пределы увеличения диаметра оболочек ограничивают 9—12 м в зависимости от высоты надстройки. Из оболочек такого диаметра могут быть построены речные набережные высотой до 10—14 м. При большей высоте кроме указанных выше разгрузочных плит применяют составные блоки, объединяющие в плане 2, 3 и более оболочек (рис. VII.10, *б, 4*), а также оболочки овального, продолговатого поперечного сечения.

Наиболее простым и надежным средством обеспечения грунтонепроницаемости всей подпорной стены из оболочек является создание монолитной бетонной или железобетонной пробки между смежными стенками оболочек под защитой временных деревянных или металлических щитов опалубки, стянутых болтами.

Другая конструкция набережной, не требующая устройства каменной постели, состоит из вертикального элемента, незначительно заглубленного в грунт основания, и подвижно с ним связанного анкерного устройства, включающего анкерную плиту в решетчатую или рамную диафрагму (рис. VII.11, *а*). Введение в жесткую конструкцию подвижного узла соединения позволяет уменьшить внутренние напряжения в основных элементах и снизить требования к выравниванию основания. Все основные элементы этой конструкции могут быть железобетонными или стальными. Монтаж ее в проектное положение осуществляется как целым блоком, так и раздельно—сначала вертикальный элемент, затем анкерное устройство.

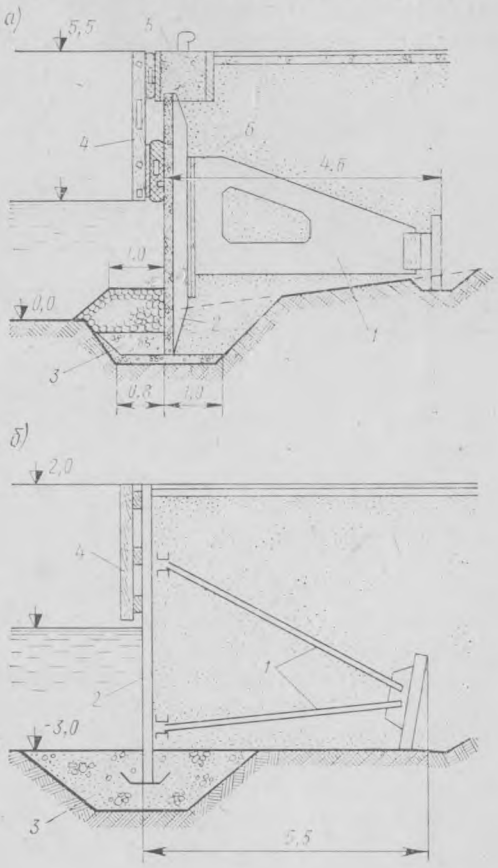


Рис. VII.11. Набережные промежуточной конструкции между гравитационными и шпунтовыми стенками:

а—с подвижным анкерным устройством; *б*—двуханкерная; *1*—анкерное устройство; *2*—вертикальный элемент; *3*—каменная призма; *4*—отбойное устройство; *5*—шапочный брус; *6*—подвижный узел.

§ VII.4. ШПУНТОВЫЕ ПРИЧАЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Причальные сооружения в виде тонких шпунтовых стен (рис. VII.12), называемые часто больверками, являются наиболее экономичными 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 шпунтовая набережная включает шпунтовый ряд, или шпунтовую стенку, воспринимающую давление подпираемого грунта и омоноличенную поверху шапочной балкой, анкерные устройства той или иной конструкции, обеспечивающие устойчивость шпунтового ряда, и разгрузочные устройства, уменьшающие горизонтальное давление на шпунтовый ряд.

Больверки обычно классифицируют на незаанкерованные (безанкерные) и заанкерованные. Наиболее простой является конструкция набережной в виде *незаанкерованной* шпунтовой стенки (рис. VII.12, *а*), представляющая собой шпунтовый ряд с шапочной балкой, засыпанный грунтом. Применяется такая конструкция для временных сооружений или для постоянных набережных стен не-

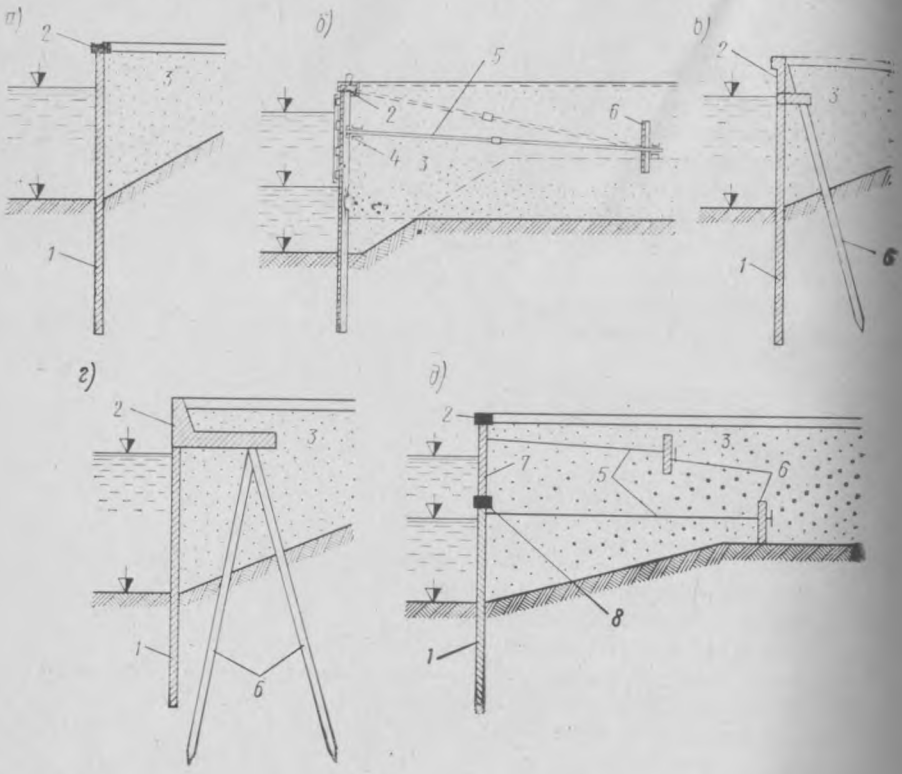


Рис. VII.12 Набережные в виде тонких шпунтовых стен (больверки):

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

большой (примерно до 5 м) высоты. При соответствующей 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 набережные (рис. VII.12, *б*). При высоте стен H до 10—12 м шпунтовый ряд обычно анкеруется одним рядом анкерных тяг за плиты или стенки. Точка крепления анкерной тяги к шпунту выбирается выше строительного уровня воды, а оптимальная длина консоль-

ной части шпунтового ряда $h_к$ в зависимости от его конструкции может составлять до $0{,}35H$. Глубина забивки шпунта t и длина анкерной тяги L зависят от ряда факторов, но обычно принимают 3 м$\leqslant t\leqslant 0{,}5H$; $H<L\leqslant 1{,}5H$.

В стесненных условиях при высоте набережных примерно до 10 м применяются козловые больверки, которые не требуют устройства широких котлованов для анкерных конструкций (рис. VII.12, *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. VII.12, *г*).

При высоте набережных более 12—15 м из-за ограниченной несущей способности шпунта обычно требуется двойная анкеровка 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 набережной, как это было в одном из районов Горьковского порта. 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 сконструирован разрезной двуханкерный больверк, отличающийся более четкой расчетной схемой (рис. VII.12, *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. Эту конструкцию с железобетонным шпунтом и вертикальными элементами применяют на свободных реках и особенно в Западной Сибири. Набережные в виде двуханкерных разрезных больверков большой протяженности построены в Горьковском, Тобольском портах.

Своеобразной модификацией тонкостенной двуханкерной набережной является конструкция, построенная в Зеленогорске (см. рис. VII.11, *б*) на плотных грунтах основания, не допускающих забивки шпунта. Эта конструкция, так же как и набережная с подвижным анкерным устройством (см. рис. VII.11, *а*), имеет много общего как с тонкими стенками (по конструктивным решениям основных элементов), так и с гравитационными сооружениями (по характеру своей работы). Они применяются для набережных высотой 5—8 м и отличаются простотой технологической оснастки при монтаже укрупненными блоками.

По материалу *шпунтового ряда* больверки могут быть деревянными, стальными или железобетонными. 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. Недостатком стального шпунта является интенсивная коррозия в агрессивной среде. 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.

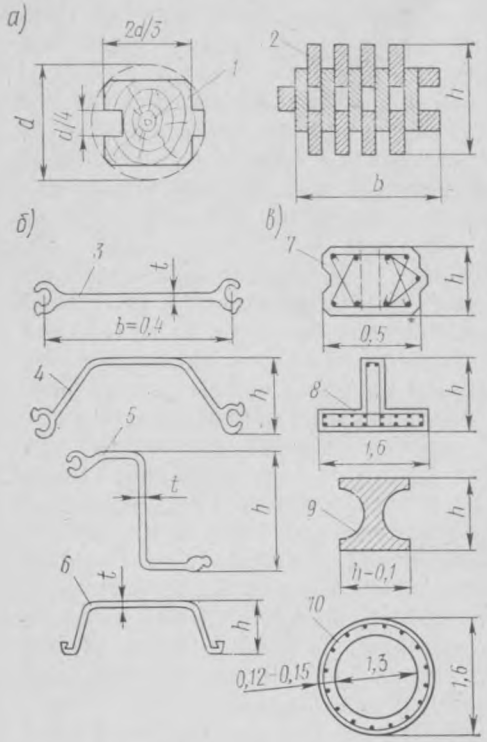


Рис. VII.13. Основные профили поперечного сечения шпунтов:
а—деревянных; *б*—стальных; *в*—железобетонных

Шпунтовый ряд должен обладать прочностью, долговечностью, грунтонепроницаемостью и достаточной водопроницаемостью. В соответствии с этими требованиями разработаны и применяются *деревянные* брусчатые *1* и клееные *2* шпунты (рис. VII.13, *а*) высотой сечения до 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.

Наибольшее распространение в портостроении имеет *стальной* шпунт, отличающийся индустриальностью изготовления и простотой строительных работ. Известно большое количество разнообразных прокатных и сварных профилей стального шпунта, разрабатываемых с целью наиболее рационального использования материала. Однако в отечественной практике обычно применяют четыре типа шпунта (рис. VII.13, *б*): плоский *3* (ШП), корытный *4* (ШК), зетовый *5* (ШД) и Ларсен *6*.

Причальные набережные из стального шпунта наиболее дешевы, однако применение металла в строительстве ограничивается из-за его дефицита. Поэтому примерно с 1960 г. в Советском Союзе на-

чалось широкое применение *железобетонных* шпунтов плоского *7*, таврового *8*, двутаврового *9* и кольцевого *10* поперечных сечений (рис. VII.13, *в*). Возможности использования железобетона для изготовления шпунтов особенно расширились после освоения технологии предварительного натяжения арматуры, позволившего резко повысить трещиностойкость железобетонных конструкций и их долговечность.

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 времени 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 получают продольные трещины и разрушаются.

Основным недостатком тонкостенных профилей железобетонного шпунта является их 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. Из приведенных на рис. VII.14 наиболее надежны в эксплуатации и удобны при забивке замки от стальных шпунтов ШП или ШК, а также замки из угловой стали. 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 ли-

цевой и анкерной стенках; узлы крепления тяг. Наиболее ответственный элемент — *анкерные тяги* изготовляют из круглой стали диаметром до 100 мм и более звеньями длиной по 6—9 м, соединенными между собой натяжными муфтами (талрепами). Известны случаи успешного применения железобетонных предварительно-напряженных анкерных тяг сечением 100×200(250) мм. Преимущества железобетонных тяг заключаются в их высокой монтажной

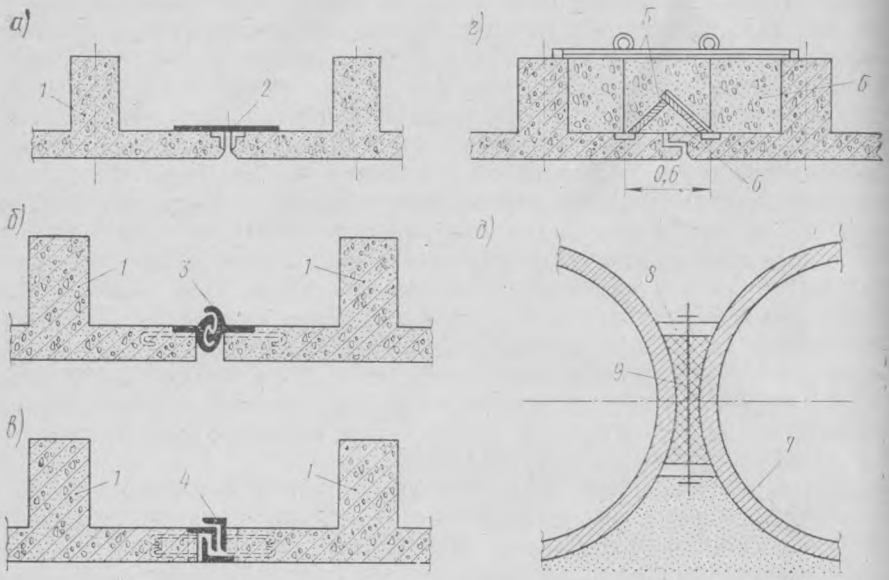


Рис. VII.14. Перекрытие швов между сборными железобетонными элементами *1*:

а—путем наклейки рулонных материалов *2*; *б*—с помощью замков стального шпунта *3* (ШП или ШК); *в*—с помощью углового проката *4*; *г*—в виде обратного щебеночного фильтра *6*, уложенного в деревянных коробах *5*; *д*—путем устройства между оболочками *7* бетонной пробки *9* в опалубке *8*

жесткости и отсутствии антикоррозионной изоляции. Как правило, анкерные тяги устанавливаются с шагом 1,5—2 м и имеют шарнирное крепление на концах. В зависимости от конструкции набережной тяги крепятся за отдельно стоящие *анкерные плиты* шириной 1,5—3 м или *анкерные стенки* из шпунта или свайного частокола, забиваемые на откосе котлована в коренной грунт и омоноличиваемые шапочной балкой или распределительным поясом. В козловых больверках роль анкеров выполняют *наклонные анкерные сваи*.

При строительстве двухъярусных заанкерованных больверков разрезной конструкции поверх шпунтового ряда, омоноличенного нижним шапочным брусом, устанавливают элементы надстройки обычно такой же конструкции, как и шпунт, но уменьшенного по-

перечного сечения и большей ширины. Каждый вертикальный элемент надстройки анкеруется самостоятельно одной или двумя тягами за анкерные плиты соответствующей ширины. Верхний шапочный брус устраивают после омоноличивания всех элементов и обратной засыпки пазухи набережной.

Для высоких набережных или при больших нагрузках на кордоне в ряде случаев устраивают различные разгрузочные мероприятия, снижающие давление засыпки на шпунтовый ряд. К числу этих мероприятий (рис. VII.15) относятся экранирование

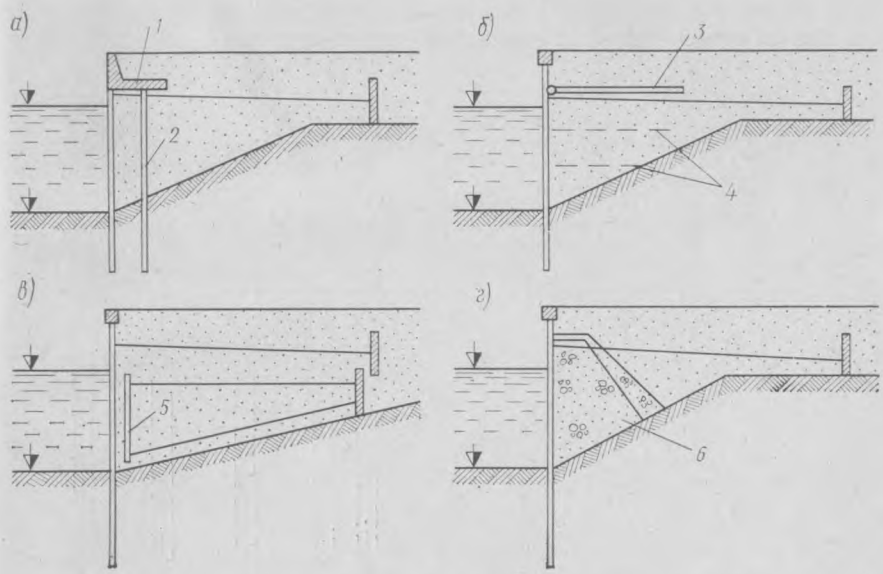


Рис. VII.15. Конструкции разгрузочных устройств шпунтовых набережных:
а—разгрузочная плита *1* на экранирующих сваях *2*; *б*—анкерные разгрузочные плиты *3* или рамы *4*; *в*—разгрузочная стенка *5*; *г*—разгрузочная каменная призма *6*

шпунта одним или двумя рядами свай 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.

§ VII.5. СВАЙНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

С помощью свайных конструкций могут создаваться различные типы причальных сооружений: сквозные, экранированные и козловые больверки, свайные ростверки.

Помимо шпунтовых стен с анкерными сваями (см. § VII.4) к вертикальному типу относятся также набережные на свайном основании с передним шпунтом, омоноличенные поверху высоким ростверком с надстройкой (рис. VII.16, *а*). Высокие свайные ростверки широко применялись при строительстве причальных сооружений на канале им. Москвы и на Волго-Донском судоходном канале и др.

Причальные сооружения сквозного типа весьма разнообразных конструкций, несмотря на их экономичность, в речном портостроении применяются сравнительно редко. Это объясняется возможностью разрушения свай от ударов подходящих судов и плавающих льдин при значительных колебаниях уровней воды. Поэтому сквозные конструкции в основном виде эстакад (рис. VII.16, *б*)

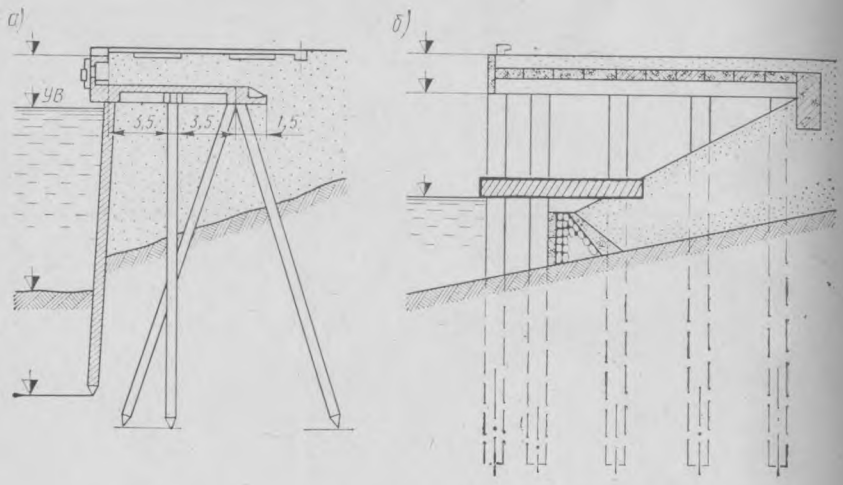


Рис. VII.16. Свайные причальные сооружения

устраиваются для пассажирских пристаней при незначительных колебаниях уровней воды и небольших ледовых нагрузках — в защищенных акваториях водохранилищ, в затонах, на каналах и на реках в южных районах. Обычно причальная часть выносится в акваторию на необходимые глубины и соединяется с берегом мостом, примыкающим к причалу в середине (Т-образный причал) или на конце (Г-образный причал).

В конструктивном отношении эстакада (рис. VII.16, *б*) представляет собой плиту верхнего строения, опирающуюся на основание из призматических железобетонных свай, стальных труб или труб-оболочек. Однако железобетонные трубы-оболочки диаметром 0,6—1,6 м применяют только в условиях, исключающих их промерзание. При необходимости восприятия больших горизонтальных усилий от швартующихся судов забивают наклонные сваи с уклоном 3 : 1 или 5 : 1.

§ VII.6. ОСОБЕННОСТИ, УСЛОВИЯ ПРИМЕНЕНИЯ И УНИФИКАЦИЯ КОНСТРУКЦИЙ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Выбор конструкции причального сооружения производится в результате анализа их характерных особенностей и условий применения на основании сравнения технико-экономических показателей. При этом решающее значение имеют геологические и гидроло-

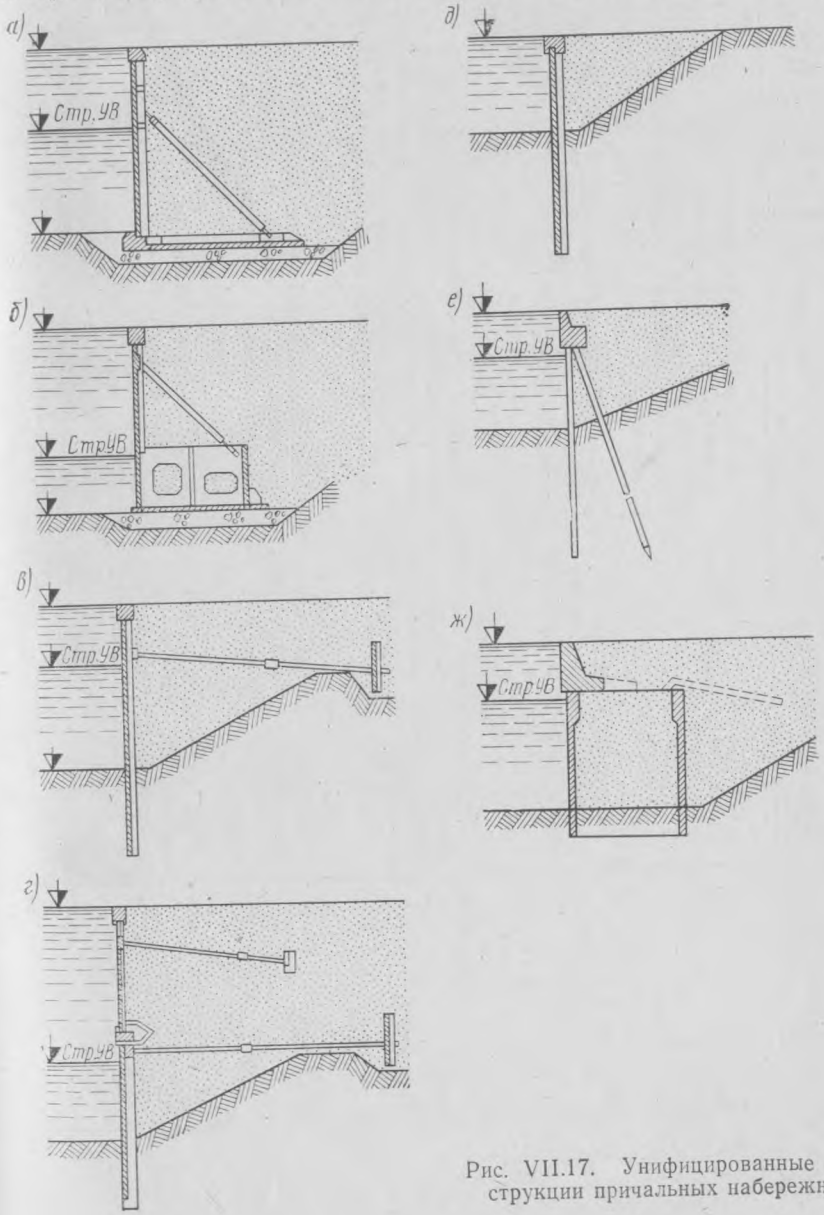


Рис. VII.17. Унифицированные конструкции причальных набережных

Таблица VII.1

Тип набережной	Конструкция	Достоинства	Недостатки	Условия рационального применения
Гравитационные	Из массивовой кладки	Долговечность; простота изготовления бетонных блоков	Большая материалоемкость; трудоемкость подводных работ по отсыпке и равнению камня, обратного фильтра, укладке массивов	На прочных грунтах основания в условиях тяжелого ледового воздействия (при высоте набережной до 9 м)
	Ряжевая	Простота конструкции; возможность возведения без тяжелых средств механизации	Большая трудоемкость и расход леса; гниение в зоне переменного уровня воды	В северных лесных районах, удаленных от индустриальных баз, при условии антисептирования древесины и высоте набережных до 12—15 м
	Из массивов-гигантов	Индустриальность изготовления; быстрота монтажа набережных; возможность транспортировки массивов по воде	Высокая стоимость тонкостенного сборного железобетона; необходимость строительства специальных устройств для спуска массивов на воду	Удаленные районы строительства с коротким строительным периодом при сравнительно невысоком уровне воды (для набережных высотой 9—14 м)
	Уголкового профиля	Экономичность и простота конструкции; малое количество типоразмеров сборных элементов	Малая монтажная жесткость заанкерованных уголковых систем, устанавливаемых в воду	Строительство насухо на плотных грунтах основания (при высоте набережных 7—10 м)
	Из оболочек большого диаметра	Простота и экономичность конструкции; универсальность применения практически в любых условиях строительства	Необходимость кранов большой грузоподъемности и трудности централизованного изготовления монолитных конструкций; неудобство швартовки судов к оболочкам при низких уровнях воды	Строительство «в воду» без каменной постели на плотных грунтах или слабых грунтах мощностью 3—4 м, подстилаемых плотными грунтами (при высоте набережной до 14 м)

	С подвижным анкерным устройством	Пониженные требования к планировке основания; простота технологического оборудования для монтажа блоков	Сложность конструкции подвижного узла крепления анкерного устройства	При монтаже «в воду» набережных высотой до 8 м
Шпунтовые	Незаанкерованный больверк	Простота и экономичность конструкции	Невозможность применения для набережных большой высоты и на прочных грунтах основания	Для набережных высотой до 5 м при строительстве «в воду» на грунтах средней плотности (при волнообразной забивке — до 8 м)
	Одноанкерный больверк	Экономичность конструкции; возможность применения на слабых грунтах основания	Невозможность применения на прочных грунтах основания	Для набережных высотой 8—12 м при строительстве «в воду» на грунтах средней плотности
	Козловый больверк	Отсутствие длинных анкерных устройств	Необходимость универсального копрового оборудования для забивки наклонных свай; трудоемкость конструкции с высоким свайным анкерным ростверком	В условиях стесненной территории (для набережных высотой до 10 м) с анкерным свайным ростверком — до 12 м
	Двуханкерный разрезной больверк	Четкость расчетной схемы, уменьшение массы отдельных монтажных элементов	Большое количество составных элементов; повышенная трудоемкость конструкции	Для набережных высотой 12—15 м при низких строительных уровнях воды
Сквозные	Эстакады	Экономичность конструкции; небольшой расход строительных материалов	Уязвимость свай ударным нагрузкам от судов и льда при колебаниях уровней воды, необходимость крепления подэстакадного откоса	При отсутствии значительных колебаний уровня воды и ледовых воздействий в закрытых акваториях (при высоте причалов до 8 м)

Примечание. Рекомендации по высоте набережных даны по опыту проектирования и строительства последних лет. Они могут изменяться по мере совершенствования технологической оснастки и оборудования.

гические особенности строительной площадки, возможность изготовления сборных железобетонных конструкций, оснащенность строительной организации механизмами и грузоподъемным оборудованием.

Основные достоинства и недостатки рассмотренных конструкций вертикальных причальных сооружений и условия рационального их применения приведены в табл. VII.1. Данные таблицы свидетельствуют о большом разнообразии конструктивных решений причальных сооружений и условий их применения, об эффективности использования сборного железобетона в портовом строительстве.

Для успешного внедрения сборных железобетонных конструкций в строительную практику необходимо, чтобы число типов сборных элементов, из которых эти конструкции собираются, было минимальным, а сами элементы — транспортабельны, технологичны в изготовлении и монтаже.

Выполнение этих требований достигается типизацией конструктивных решений и унификацией их составных элементов. В отличие от промышленного и гражданского строительства в гидротехнике эта задача оказалась значительно более сложной из-за разнообразия гидрологических, топографических и инженерно-геологических условий объектов портового строительства. В результате многолетней работы были разработаны унифицированные расчетные условия, охватывающие большую часть существующих и перспективных районов строительства портов за исключением северных районов Сибири. Для этих условий составлены типовые проекты современных причальных сооружений, апробированные на строительстве конкретных объектов водного транспорта. На основе опыта применения этих проектов путем технико-экономических сопоставлений было отобрано минимальное количество рациональных типов конструкций (рис. VII.17, *а—е*), отвечающих следующим основным требованиям: минимальной стоимости, трудоемкости и материалоемкости; универсальности применения в различных расчетных условиях; максимальной сборности при минимальном числе типов сборных элементов; надежности и долговечности сооружения. В последние годы разработана конструкция набережной гравитационного типа из оболочек большого диаметра (рис. VII.17, *ж*).

Такие набережные высотой 6—15 м могут быть возведены практически на любых грунтах основания с использованием шести основных типов унифицированных элементов.

Однако возможен индивидуальный подход к проектированию наиболее ответственных объектов, особенно портовых сооружений на крупных сибирских реках. Специфика этих условий заключается в больших навигационных колебаниях уровня воды, достигающих 12—14 м, тяжелых воздействиях льда толщиной до 2—2,5 м, очень низких (до —45°) зимних температурах воздуха и наличии вечной мерзлоты в основании. Здесь наиболее целесообразно применение заанкерованных шпунтовых набережных из низколегированных сталей с разгрузочными устройствами в виде экранирую-

щих свай, плит или рам и использованием вечной мерзлоты для анкеровки сооружения. Примером таких конструкций могут служить существующие и строящиеся причальные набережные крупнейшего заполярного порта Дудинка (рис. VII.18). В этом же порту осуществлен успешный опыт строительства ледяного причала, рассчитанного на работу при высокой воде в период половодья. Строительство таких временных причалов, возводимых зимой, в суровых климатических условиях оправдывает себя, так как позволяет продлить очень короткую навигацию и разгружать суда до освобождения от воды и ввода в эксплуатацию основного причального фронта. Конструкции причалов из льда проектируют либо с использованием собственных запасов холода в период навигации, либо с искусственным охлаждением причального массива через вертикальные скважины (рис. VII.19). При проектировании капитальных или ответственных весенних ледяных причалов проводят тщательные теплотехнические расчеты для определения долговечности сооружений и необходимой теплоизоляционной их защиты. Для статических расчетов таких причалов необходимо знать прочностные и деформационные характеристики искусственно намораживаемого льда, зависящие от технологии ведения строительных работ. Хорошие результаты дает использование пористого льда, создаваемого распылением струи при заливке массива тонкими (7—10 см) слоями, с армированием его древесным или синтетическим волокном. Такой материал наряду с хорошими теплозащитными свойствами обладает достаточно высокой прочностью и меньшей ползучестью. Для предварительных расчетов могут быть приняты ориентировочные характеристики льда, полученные в результате многочисленных экспериментальных исследований его свойств [8].

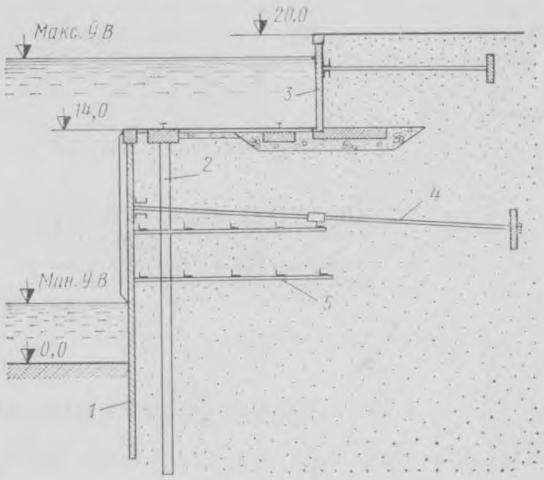


Рис. VII.18. Конструкция набережной Дудинского порта (схема):

1—стальной шпунт Ларсен; *2*—коробчатые стальные сваи; *3*—вертикальная стенка из стального шпунта; *4*—анкерные тяги; *5*—разгрузочные стальные рамы

В связи с освоением богатейших запасов полезных ископаемых на севере Сибири вопросы развития водного транспорта, а следовательно, создание портов в этом районе с капитальными долговечными причальными сооружениями являются особенно актуальными. Важность и в то же время сложность задачи возрастают, если

учесть наметившуюся в последние годы тенденцию к продлению навигации за счет зимних месяцев с использованием ледокольного флота. При зимней эксплуатации причалов нагрузки на них от взламываемого льда значительно возрастают; однако при этом открывается возможность создания временных причалов путем намораживания ледяного массива на береговом припае.

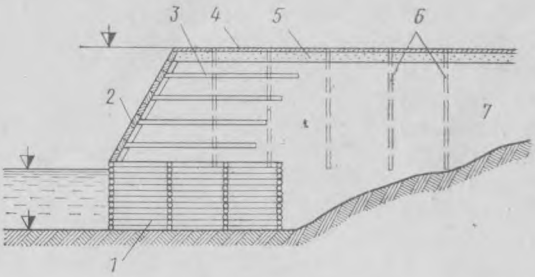


Рис. VII.19. Вариант конструкции причала из льда:

1—деревянный ряж; *2*—брусчатая обшивка; *3*—армирующие деревянные элементы; *4*—покрытие причала; *5*—слой опилок; *6*—скважины для охлаждения ледяного массива *7*

§ VII.7. ОБОРУДОВАНИЕ ПРИЧАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Для нормальной эксплуатации причальных набережных они должны иметь надежное сопряжение с прилегающими участками береговой линии. Эти сопряжения, называемые *открылками,* устраиваются под прямым углом, а для удобства прокладки подъездных путей под углом 135 или 180° к линии причального фронта.

Обычно конструкция подпорной стены на прямолинейном участке открылков аналогична причальной части, однако высота стен, врезающихся в береговой откос, ступенчато уменьшается к берегу. При высоких набережных $H>10$ м и сравнительно пологом береговом откосе (1 : 3—1 : 5) длина открылков может достигать 30—50 м, что для коротких причалов существенно удорожает стоимость всего сооружения. Для снижения капитальных затрат в пределах открылков отсыпают каменные призмы с откосом 1 : 1,25—1 : 1,5, которые кроме уменьшения длины открылков защищают причал от размыва, особенно с верховой его стороны.

Увеличение тоннажа современных грузовых судов, повышение скоростей движения пассажирского флота осложняют их взаимодействие с причальными сооружениями. Так, даже при нормированных ограниченных углах и скоростях подхода теплохода грузоподъемностью 5000 т сила удара его о железобетонное причальное сооружение превышает 1000 кН. Такие нагрузки оказывают разрушающее действие на конструкции причала, особенно из тонкостенного железобетона, и на корпус судна. Для смягчения удара на

лицевой поверхности железобетонных причалов навешивают отбойные устройства, конструкции которых весьма разнообразны (рис. VII.20). Считается, что наиболее удачное решение — стальные трубчатые рамы на амортизаторах (рис. VII.20, *в*). Рамы сваривают из труб диаметром 200—300 мм, заполняют бетоном для обеспечения местной прочности и на цепях навешивают с помощью скоб к шапочному брусу. С внутренней стороны к рамам крепят амортизаторы либо в виде отрезков резиновых труб, либо в виде бывших в употребении автопокрышек, заполненных раскроем таких же автопокрышек. Размеры рам, количество амортизаторов определяются расчетом и условиями эксплуатации. Такая конструкция отбойных устройств обеспечивает поглощение части кинетической энергии швартующегося судна и распределение сосредо-

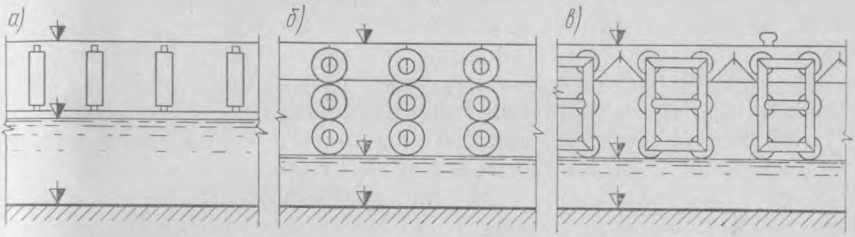


Рис. VII.20. Конструкции отбойных устройств:
а—резиновые трубы диаметром 300, 400 мм; *б*—гирлянды из автопокрышек; *в*—стальные рамы на амортизаторах

точенной ударной нагрузки от речных судов с обносным брусом, выступающим вдоль борта, на большую площадь при любом уровне воды в реке. При колебаниях уровней воды в пределах 1—2 м применяют резиновые трубы диаметром 300, 400 мм, навешиваемые горизонтально, вертикально или наклонно на причальную стенку.

В результате натурных исследований взаимодействия судов с причальными стенами из стального шпунта установлено, что при навале швартующегося судна шпунт прогибается, амортизируя тем самым в некоторой степени действующую ударную нагрузку. Поэтому защиту таких набережных осуществляют в основном от истирающего действия судов с помощью деревянных брусьев, рам или стальных полутруб, привариваемых к лицевой поверхности шпунтин и заполняемых тощим бетоном.

Для швартовки судов причальные сооружения оборудуют *швартовными тумбами,* устанавливаемыми, как правило, на шапочном брусе на расстоянии 0,5—1,5 м от линии кордона и через 15—25 м друг от друга (по одной на секцию между температурно-осадочными швами). При навигационных колебаниях уровня воды более 6 м тумбы устанавливают в несколько ярусов по высоте через каждые 1,5—2 м в специальных нишах.

Оградительные сооружения возводят на внутренних водных путях для защиты акваторий и причальных линий речных портов от ветровых волн, течения, ледохода или наносов. **Волнозащитные оградительные сооружения** применяют главным образом при строительстве грузопассажирских портов и аванпортов на крупных озеровидных водохранилищах с тяжелым ветроволновым режимом.

Ледозащитные сооружения возводят в русловых портах преимущественно на небольших реках, для защиты от ледохода акватории причалов, у которых предусматривается зимний отстой судов или конструкции которых могут быть повреждены льдом.

Волнозащитные оградительные сооружения классифицируют по ряду признаков. В зависимости от капитальности и времени работы различают постоянные оградительные сооружения, возводимые на длительный период времени (50—100 лет), эксплуатируемые в течение всей навигации, и временные, устанавливаемые на период навигации (плавучие) или работающие только во время штормов и сильного волнения (пневматические).

Наиболее распространены *постоянные оградительные сооружения*, называемые молами, если они соединяются с берегом и волноломами, если они расположены на акватории (рис. VII.21). Иногда на внутренней стороне молов устраивают причальные сооружения с отсыпкой территории для складирования грузов и движения транспорта.

На внутренних водных путях наибольшее распространение получили *откосные* сооружения. В зависимости от грунтов основания и наличия строительных материалов они могут быть выполнены в виде земляных дамб, защищенных от размыва, в виде каменной наброски и из бетонных фигурных блоков, набрасываемых или укладываемых рядами по треугольному или трапецеидальному профилю (рис. VII.21, *б*). На водохранилищах оградительные сооружения возводят обычно насухо до их наполнения.

На плотных грунтах основания при небольшой глубине воды устраивают сооружения *вертикального типа*. При большой глубине водохранилища для экономии строительных материалов иногда нижнюю часть волнозащитного сооружения отсыпают из грунта или камня, а верхнюю выполняют в виде вертикальной волноотбойной стенки.

Временные оградительные сооружения в виде плавучих волноломов применяют на внутренних водных путях очень редко из-за малой эффективности и необходимости ежегодного демонтажа на зимний период. *Пневматические* волноломы применяют для защиты от волнения подходов к судоходным сооружениям в аванпортах гидроузлов, а также для защиты ограниченных площадей акватории портов и судоремонтных заводов. Волноломы этого типа просты по конструкции и в эксплуатации. Они представляют собой стальную или из синтетического материала перфорированную трубу, проложенную по дну водоема и соеди-

ненную с компрессорной станцией на берегу. Пузырьки воздуха, выходящие из отверстий трубы, поднимаются на поверхность воды, увлекая с собой массы воды. Образовавшийся поток растекается у поверхности и гасит подходящие волны. Наиболее эффективно

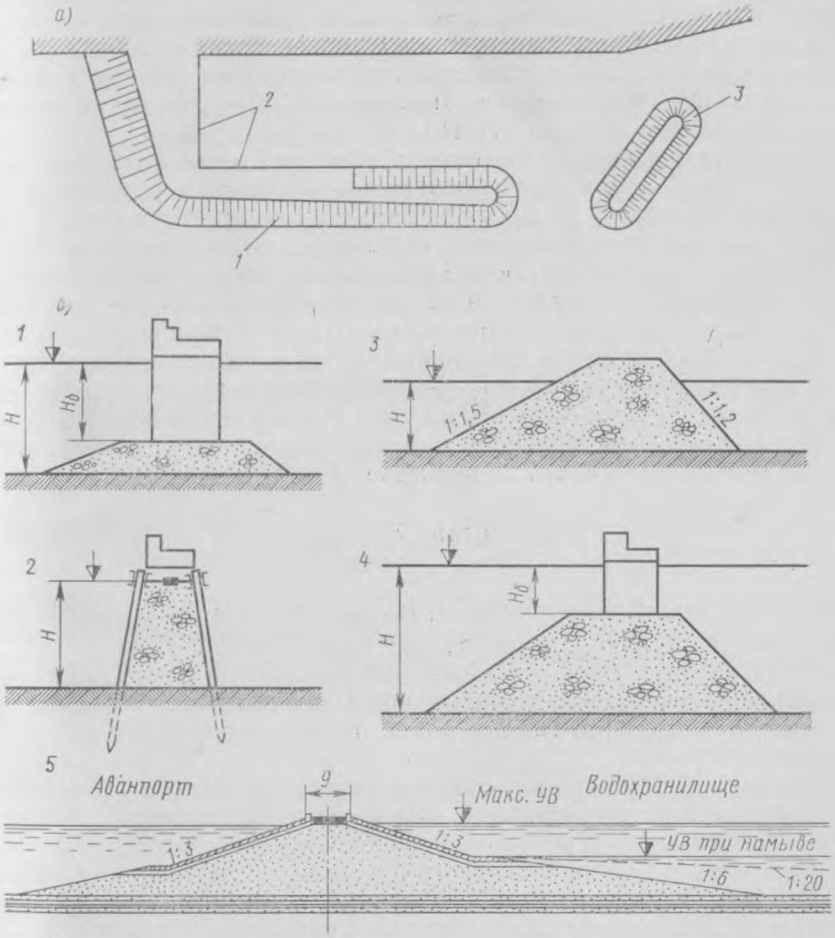


Рис. VII.21. Оградительные сооружения:

а—расположение в плане мола *1* с причальной набережной *2* и волнолома *3*; *б*—поперечный разрез оградительных сооружений; *1* и *2*—вертикального профиля; *3*—откосного из наброски камня или фигурных бетонных массивов; *4*—смешанного; *5*—в виде земляной дамбы с укрепленными откосами

работают пневматические волноломы при значительной глубине воды в месте их установки.

На реках пневматические установки применяют в зимнее время для поддержания майн в местах паромных переправ. При их работе пузырьки воздуха поднимают теплую воду со дна, которая образует незамерзающую полосу поперек реки необходимой ширины.

В редких случаях на реках устраивают ледозащитные сооружения, предназначенные для задержания или разрушения крупных льдин перед причалами или местами зимнего отстоя флота. При слабом ледоходе и небольшой глубине воды лед может быть задержан кустами свай или пространственными свайными конструкциями. При сильных ледоходах возводят сооружения более тяжелых типов — из заполненных камнем ряжей, а также в виде земляных и каменных дамб с надежным креплением их откосов и гребня и даже в виде бетонных стен. Давление льда на ледозащитные сооружения определяют по СНиП II-57—75.

Конструкция крепления откосов, а иногда и тип самого оградительного сооружения определяются интенсивностью волнового воздействия. Высота ветровых волн зависит от расчетной силы ветра, длины разгона волн и глубины воды перед волнозащитным сооружением, которая иногда, особенно в пойме, бывает небольшой.

Определение параметров расчетной ветровой волны, высоты наката ее на откосы дамб для глубоководных и мелководных зон водохранилищ производится в соответствии с нормативными документами [8, 11]. Ориентировочно высоту наката волны $h_{н1}$ обеспеченностью 1% высотой $h_{1\%}$ на откос оградительной дамбы с бетонным креплением при заложении $m=3$ и глубине воды $H>2h$ можно определить по формуле

$$h_{н\,1\%}=0{,}14h_{1\%}\bar{\lambda}/h_{гл\,1\%}, \qquad \text{(VII.1)}$$

где $\bar{\lambda}$ — средняя длина волны, м; $h_{гл\,1\%}$ — высота подходящей волны обеспеченностью 1% при глубине воды $H>0{,}5\bar{\lambda}$, м.

Возвышение гребня откосных волнозащитных сооружений над расчетным уровнем воды, учитывающим его возможный подъем при нагонах, $h_г=h_{н1\%}+a$, где a — запас высоты сооружения над уровнем наката волн.

Необходимая величина запаса a зависит от класса капитальности, типа и конструкции дамб. В случае неукрепленного гребня и низового откоса дамбы этот запас принимают равным 0,5—1 м. При креплении гребня и низового откоса дамб бетонными плитами можно допускать переплеск отдельных волн через сооружение. В этом случае высоту дамбы можно уменьшить и назначить гребень ее на высоте расчетного нагона и наката $h_н$ обеспеченностью, равной или большей 50% без запаса ($a=0$).

Ширину гребня оградительных дамб принимают исходя из условия одностороннего проезда автотранспортных средств при эксплуатации и ремонтных работах не менее 6 м с расширением для разворота машин у конца дамб, где обычно устанавливают опознавательные знаки и маяки судоходной обстановки. Крутизна откосов дамб определяется расчетами из условий их устойчивости. При возведении дамб (или верхней части их профиля) насухо из песчаных и суглинистых грунтов уклон откосов в большинстве случаев принимают 1 : 2—1 : 3,5.

Конструкция крепления оградительных сооружений зависит от высоты ветровой волны. Обычная *каменная наброска* толщиной не менее 0,4 м, выполняемая из камня массой до 80 кг, выдерживает воздействие ветровых волн высотой примерно до 1,2 м. При большей высоте волн следует устраивать крепление из отборного крупного камня, что очень трудоемко. Кроме того, при значительной зимней сработке водохранилища примерзший к камням лед часто выворачивает их, в результате чего каменное крепление в дальнейшем легко разрушается волнами. Поэтому верхние части внешних и внутренних откосов земляных оградительных дамб, возводимых насухо, покрывают *железобетонными плитами,* бетонируемыми на месте, или омоноличенными сборными.

Весьма целесообразным типом бетонного плитного покрытия земляных откосов волнозащитных оградительных дамб являются железобетонные плиты с водонепроницаемыми швами между ними различной конструкции. При таком креплении уменьшается расчетное противодавление под плитами и вместо устройства под ними обратного фильтра можно ограничиться щебеночной подготовкой.

Наибольшие размеры монолитных плит в плане при насыпных дамбах можно принимать $l_п = (20 \div 25) t_п$. Размеры сборных плит определяются монтажными нагрузками и грузоподъемностью кранового оборудования.

Таблица VII.2

Тип крепления	Описание конструкции	Условия рационального применения
Набросные	Каменная наброска толщиной 0,4—1,0 м на слое обратного фильтра или подготовки при заложении откоса $m = 2{,}5 \div 3{,}5$	Для надводных и подводных откосов при производстве работ «в воду», в районах с невысокой стоимостью камня, при высоте расчетной волны не более 2 м и незначительном воздействии льда
	Наброска из фасонных блоков тетраподов $m = 1 \div 1{,}5$	Для подводных откосов в тяжелых гидрологических условиях, при высоте волн более 3 м
Плитные	Монолитные железобетонные плиты с размерами до 10×10 м толщиной 15—50 см на слое подготовки или на обратном фильтре при заложении откосов $m = 3 \div 3{,}5$	При производстве работ «насухо», на криволинейных головных участках, при малых объемах работ
	Сборные железобетонные плиты, разрезные, с размерами 1×1—3×3 м толщиной 0,1—0,35 м, укладываемые на обратный фильтр, при $m = 2 \div 3$	При производстве работ «насухо» и возможных осадках сооружений, рассчитываемых на воздействие волн высотой до 1,5 м
	Сборные железобетонные плиты, омоноличенные по контуру, с размерами 2,5×3; 2,5×3,5 и толщиной 0,15—0,2 м при $m = 2 \div 3$, укладываемые на слой подготовки	При производстве работ «насухо» на прямолинейных участках при действии волны высотой до 3 м

При наличии вдоль оградительных дамб, возведенных на размываемом основании, значительных скоростей течения воды приходится крепить откосы дамб на всю их высоту и устраивать у подошвы *гибкое крепление* (например, из фашинных тюфяков или железобетонных плит, шарнирно-связанных между собой), засыпанное камнем. Такие условия встречаются преимущественно при сопряжении оградительных дамб с напорным фронтом гидроузлов близ водосбросных сооружений.

На основании опыта проектирования и эксплуатации крепления откосных сооружений в табл. VII.2 приводятся рекомендации по их рациональному применению [10].

В последние годы в СССР и за рубежом в качестве фильтрового слоя под набросным плитным креплением откосов применяют синтетические маты или рулонные материалы — стеклоткань, полиэтиленовую сетку, полипропиленовую ткань и т. п. Фильтры из синтетических материалов достаточно прочны, долговечны и технологичны в производстве работ. Стоимость их при налаженном производстве значительно ниже обычных.

§ VII.9. ОСОБЕННОСТИ СТАТИЧЕСКОЙ РАБОТЫ И ДЕЙСТВУЮЩИХ НА ПОРТОВЫЕ СООРУЖЕНИЯ НАГРУЗОК

Причальные сооружения на внутренних водных путях, представляющие собой в большинстве случаев вертикальные подпорные стены, по характеру своей работы и принципам расчета во многом сходны с подпорными конструкциями гидроузлов транспортно-энергетического назначения. Однако они имеют и специфические особенности, существенно влияющие на их конструктивное решение и методику расчета. К основным особенностям относятся: 1) специфичность действующих временных нагрузок — больших вертикальных на территории причалов — и знакопеременных горизонтальных — от волн и удара судов; 2) наличие у большинства гравитационных конструкций каменной постели в основании, которая часто определяет условия их устойчивости и деформативности; 3) возможность значительных деформаций причальных сооружений в процессе строительства и эксплуатации, что позволяет облегчить конструкции и лучше использовать свойства грунтов основания и обратных засыпок; 4) своеобразность работы набережных подпорных стен по схеме безнапорных сооружений. В большинстве случаев каменная постель, грунт обратной засыпки и основания (за исключением водоупоров) хорошо фильтруют воду, выравнивая уровень грунтовых вод за стеной с уровнем воды в реке при его колебаниях.

В зависимости от длительности и характера действия нагрузки на портовые гидротехнические сооружения, как и на все инженерные конструкции, подразделяются на постоянные и временные (длительные, кратковременные и особые). К *постоянным* нагрузкам, действующим на сооружение в течение всей его эксплуатации, относятся масса сооружения и грунта обратной засыпки, нагрузки от стационарных зданий и конструкций технологического назначе-

ния, расположенных на поверхности сооружения, активное давление грунта. *Временные* нагрузки в отдельные периоды строительства и эксплуатации сооружения могут отсутствовать. К длительно действующим временным относятся нагрузки на поверхности сооружения и территории к ним прилегающей от транспортных, 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 относят и гидростатическое давление. К *кратковременным* нагрузкам, являющимся иногда определяющими для расчета сооружения (например, оградительного или сквозного причального), относятся нагрузки от волнения, от навала подходящего или ошвартованного судна, от льда. *Особые временные* нагрузки — нагрузки, вызванные катастрофическими явлениями природы, — землетрясениями, волнами цунами.

Расчеты всех сооружений производятся на основное сочетание нагрузок, включающее 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. В случае возможности возникновения особых нагрузок, например в сейсмически опасных районах, портовые сооружения необходимо проверять на особые сочетания нагрузок, включающих кроме особой постоянные и все возможные временные нагрузки.

Помимо перечисленных нагрузок при проектировании портовых сооружений следует учитывать воздействие на сооружения возможного размыва грунта основания течениями, волнением или в результате работы движителей судов, коррозии отдельных элементов и истирающее воздействие льда и наносов.

Нормативные значения нагрузок на портовые сооружения принимаются по действующим нормативным документам [7, 8, 35] с учетом следующих рекомендаций.

Боковое давление грунта на набережные стены определяют, как правило, принимая грунт в состоянии предельного равновесия (активное $e_а$ или пассивное $e_п$ давление). Лишь при очень малых смещениях жестких конструкций ($\Delta < H/2000$ для распора и $\Delta < H/200$ для отпора, где H — высота части стены, на которую передается давление грунта) принимают грунт в допредельном состоянии покоя (см. § IV.7) или реактивного сопротивления [7]. Ординаты эпюры горизонтальной составляющей активного давления несвязного грунта $e_а$, МПа (рис. VII.22, *а*), вычисляются в зависимости от наличия временной нагрузки q и характеристик отдельных слоев грунта по формуле

$$e_а = \sigma\lambda_а = \left(q + \sum \gamma_i h_i\right)\lambda_а, \qquad \text{(VII.2)}$$

где σ — вертикальное давление в расчетной точке, МПа (тс/м^2); λ_a — коэффициент горизонтальной составляющей активного давления, $\lambda_a=\lambda_a^0\cos(\varepsilon+\delta)$, где λ_a^0 принимается по табл. VII.3; при этом обычно угол трения δ принимают равным углу внутреннего трения грунта φ, т. е. $\delta=\varphi$ [2, 10, 35].

Отпор грунта в предельном состоянии, или пассивное давление $e_п$, определяется по той же формуле (VII.2) с заменой λ_a на $\lambda_п$ — коэффициент горизонтальной составляющей пассивного давления грунта, $\lambda_п=\lambda_п^0\cos\delta$, $\lambda_п^0$ принимается по табл. VII.3.

В более сложных случаях расчета гибких тонких стен, набережных с разгрузочными или экранирующими конструкциями боковое давление грунта вычисляют с учетом его перераспределения по вы-

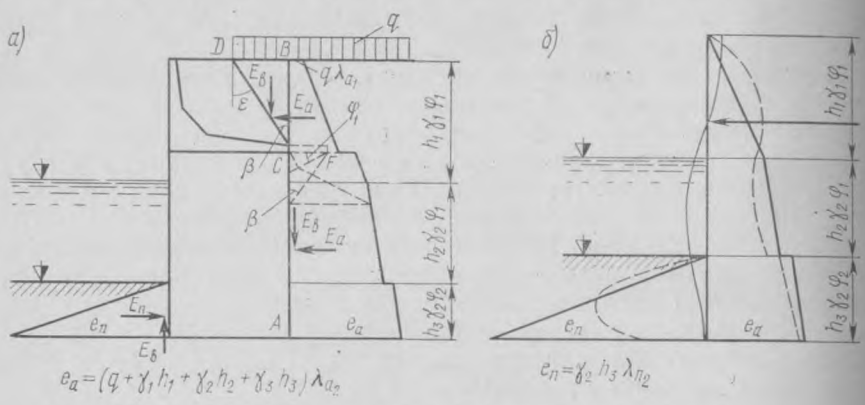


Рис. VII.22. Схемы к расчету нагрузок от давления грунта:
а—на жесткое гравитационное сооружение; *б*—на шпунтовую стенку; — — —изменение эпюры давления при наличии экранирующей консоли *CF* (*а*) или в результате гибкости шпунта (*б*)

соте сооружения [2, 35]. При этом элементы конструкции, смещающиеся на грунт, испытывают увеличенное давление, а на элементы, смещающиеся от грунта или находящиеся в зоне экранирования, давление снижается (рис. VII.22).

Для конструкций уголкового профиля активное давление определяется на условную наклонную плоскость *CD* (рис. VII.22, *а*), проходящую под углом $\beta=45—\varphi/2$. Ординаты эпюры давления вычисляют по формуле (VII.2), причем λ_a определяют при $\varepsilon=\beta$ и $\delta=\varphi$.

При наличии трения или наклона контактной поверхности ($\delta>0$, $\varepsilon\neq0$) кроме горизонтальной составляющей давления грунта E_a, вычисляемой по площади эпюры, учитывается вертикальная составляющая $E_в=E_a\,\mathrm{tg}(\varepsilon+\delta)$, направленная вниз для активного давления и вверх — для пассивного.

При определении давления связного грунта ординаты эпюры активного давления уменьшаются на величину $e_{a.c}=c(1—\lambda_a)/\mathrm{tg}\,\varphi$, а ординаты эпюры пассивного давления увеличиваются на $e_{п.c}=$ $=c\,(\lambda_п—1)/\mathrm{tg}\,\varphi$, где c — удельное сцепление, МПа (тс/м^2).

Таблица VII.3

φ, град		20			25			30			35		
δ, град		0	10	20	0	15	25	0	15	30	0	15	30
λ_a^0 при ε, равном	0°	0,49	0,45	0,47	0,41	0,37	0,37	0,33	0,31	0,31	0,27	0,25	0,25
	10°	0,55	0,51	0,51	0,48	0,44	0,44	0,41	0,38	0,38	0,35	0,32	0,32
	20°	0,61	0,57	0,57	0,54	0,51	0,52	0,49	0,47	0,47	0,43	0,41	0,41
	30°	0,69	0,66	0,66	0,63	0,6	0,62	0,58	0,55	0,58	0,54	0,51	0,53
$\lambda_п^0$ при ε=0°		2,04	2,55	3,04	2,46	3,62	4,35	3	4,62	6,55	3,69	5,95	8,96

Внутреннее давление грунта в сооружениях из оболочек большого диаметра и массивов-гигантов определяется с учетом трения по боковым стенкам по теории Янссена [2, 7, 17].

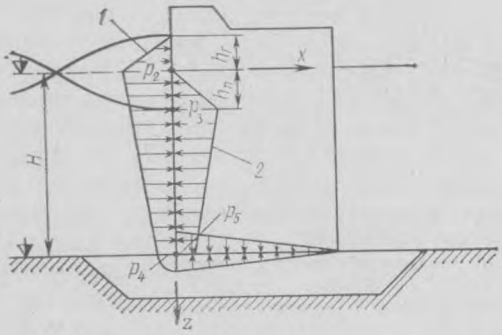


Рис. VII.23. Схема расчета волновых нагрузок на вертикальное сооружение:
1—при подходе гребня; *2*—при подходе впадины волны

В сейсмических районах учитывается инерционное давление грунта, прилегающего к подпорным сооружениям, которое уменьшает пассивное и увеличивает активное давление. Давление несвязного грунта с учетом сейсмичности рассчитывают по формулам

$$\left.\begin{aligned} e_a^c &= e_a[1+K_c \operatorname{tg}(45+\varphi/2)]; \\ e_п^c &= e_п(1-K_c \operatorname{tg}(45-\varphi/2)], \end{aligned}\right\} \qquad \text{(VII.3)}$$

где K_c — нормативный коэффициент сейсмичности, принимаемый равным 0,025; 0,05 и 0,1 соответственно для сейсмичности в 7, 8 и 9 баллов.

Волновое давление на вертикальное сооружение определяют по [8, 11]. В мелководной зоне, где обычно располагаются речные портовые сооружения, волновое давление (МПа, тс/м²) вычисляют приближенно (рис. VII.23), приняв крутизну волн $h/\bar{\lambda}=0{,}1$, по формулам

$$h_{г,п}=\mp h-\frac{kh^2}{2}\operatorname{cth} kH, \qquad \text{(VII.4)}$$

$$p_2=0{,}5\gamma h;\ p_3=\gamma h_п;$$

$$p_4=0{,}2\gamma h,\ p_5=0{,}35\ \gamma h \qquad \text{(VII.5)}$$

где $h_г$, $h_п$ — возвышение гребня или понижение подошвы волны относительно расчетного уровня воды, м; h, $\bar{\lambda}$ — высота и средняя длина волны, м; $k=2\pi/\lambda$ — волновое число; γ — плотность воды, т/м³.

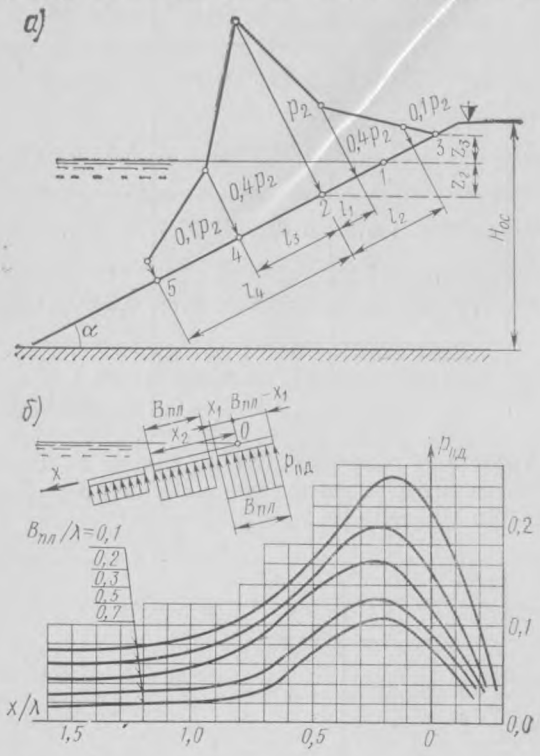


Рис. VII.24. Схемы к расчету воздействия на откосное сооружение:

а—эпюра волнового давления; *б*—эпюра противодавления с графиком для определения ординат $P_{пд}$; *1—5*—характерные точки эпюры волнового давления

Волновое давление на откосное сооружение вычисляют по эпюре (рис. VII.24) с максимальной ординатой p_2 (МПа, тс/м²), определяемой по формуле [8]:

$$p_2=k_{п.о}k_{п.в}\bar{p}_2\gamma h, \qquad \text{(VII.6)}$$

где $\bar{p}_2$ — максимальное относительное волновое давление на откос в точке *2*, определяемое в зависимости от высоты волны h, м; $k_{п.о}$ и $k_{п.в}$ — коэффициенты, принимаемые в зависимости от заложения откоса m и крутизны волны $h/\bar{\lambda}$; при $m=3$ и $h/\bar{\lambda}=0{,}1$ $k_{п.о}k_{п.в}=1{,}1$.

h	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5
$\bar{p}_2$	3,7	2,8	2,3	2,1	1,9	1,8	1,75

При этом точка приложения давления p_2 будет заглублена под уровень воды на величину $Z_2=0{,}24h$, а расстояния до других характерных точек по откосу можно определить из выражений: $l_1=0{,}02\bar{\lambda}$; $l_2=0{,}06\bar{\lambda}$; $l_3=0{,}05\bar{\lambda}$; $l_4=0{,}12\bar{\lambda}$; $Z_3=h_{1\%}$ (см. § VII.8).

Эпюру волнового противодавления строят в соответствии с рис. VII.24, *б*. При этом ординаты эпюры $p_{\text{п.д}}$ (МПа, тс/м^2) определяют для указанных условий:

$$p_{\text{пд}}=1{,}1\bar{p}_{\text{пд}}\gamma h\,, \qquad \text{(VII.7)}$$

где $\bar{p}_{\text{пд}}$ — относительное волновое противодавление, принимаемое по графику на рис. VII.24, *б*.

Нагрузку от навала судов при подходе к причальным сооружениям определяют по [8].

§ VII.10. ОСНОВЫ РАСЧЕТА ПОРТОВЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Портовые гидротехнические сооружения рассчитываются по предельным состояниям. При расчетах набережных, берегоукрепительных или оградительных сооружений рассматриваются две группы предельных состояний. К первой группе предельных состояний, определяющих потерю несущей способности расчетной системы, относятся: 1) потеря общей устойчивости всего сооружения или его части совместно с грунтом основания, в том числе сдвиг в уровне подошвы конструкции, по контакту каменной постели с грунтом или по иной характерной плоской поверхности; 2) потеря устойчивости на опрокидывание гравитационных сооружений при скальных грунтах основания; 3) разрушение элементов конструкции или узлов соединения. Ко второй группе предельных состояний, определяющих непригодность сооружения к нормальной эксплуатации, относятся: 1) недопустимые перемещения, осадки или крен; 2) образование или недопустимое раскрытие трещин в железобетонных элементах конструкции.

Все расчеты по первой группе предельных состояний выполняются на основные и особые сочетания расчетных нагрузок при расчетных сопротивлениях материала конструкции и грунта основания; расчеты по второй группе производятся только для основных сочетаний нормативных нагрузок при нормативных сопротивлениях материалов.

Предварительно в зависимости от геологического строения, гидрологических и топографических условий строительной площадки выбирается тип сооружений и его основные конструктивные решения. Затем по конструктивным соображениям с учетом технологических требований и накопленного опыта проектирования назначаются основные габаритные размеры сооружения: его высота и ширина, глубина погружения в грунт, длина и расположение анкерных устройств и т. п. При выбранных размерах проводятся расчеты устойчивости сооружения на сдвиг по поверхности основания или 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), габариты 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, являющихся безусловно основными для сооружения, необходимо также выполнить поверочные расчеты усилий, возникающих в конструкциях в период строительства. 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.

Расчеты несущей способности. В общем случае расчет произво-

Таблица VII.4

Наименование нагрузки	n
Собственный вес бетонных, железобетонных, металлических, каменных и деревянных конструкций	1,05(0,95)
Собственный вес грунта обратных засыпок	1,1(0,90)
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	1,20(0,80)
Судовые нагрузки	1,2
Ледовые нагрузки	1,1
Волновые нагрузки	1,0
Гидростатическое давление грунтовых вод	1,1
Сейсмические воздействия	1,0

Примечания: 1. Значения в скобках принимаются в случаях, когда уменьшение нагрузок ухудшает работу конструкции.

2. На предварительных стадиях проектирования иногда допускается определять усилия в конструкциях от расчетных нагрузок путем умножения усилий от нормативных нагрузок на осредненный коэффициент перегрузки $n_{ср}$, который может быть принят равным для причальных сооружений $n_{ср}=1,2$; для оградительных и берегоукрепительных $n_{ср}=1,05$.

дится на основное сочетание нагрузок исходя из условия

$$K_н N \leqslant mR, \qquad \text{(VII.8)}$$

где $K_н$ — коэффициент надежности, который устанавливается в зависимости от ответственности сооружения и его капитальности и принимается для сооружений II, III и IV классов соответственно равным 1,2; 1,15 и 1,1; N — расчетная действующая нагрузка на сооружение или усилия в его элементах, определяемые путем умножения их нормативного значения на коэффициент перегрузки n (табл. VII.4); m — коэффициент условий работы, учитывающий вид предельного состояния, конструкцию сооружения, приближенность расчетных схем и т. д.; принимается по табл. VII.5; R — не-

Таблица VII.5

Вид расчета	Значения m для грунтов		Примечание
	песчаных	глинистых	
Определение устойчивости при плоском сдвиге	1,15 (1,25)	1,15 (1,2)	В скобках даны значения для заглубленных сооружений
Определение устойчивости при глубинном сдвиге	1,4	1,4	—
Определение устойчивости при опрокидывании	—	1,15 (1,0)	Значения даны для скального основания. В скобках — для сооружений без дна
Вычисление расчетного давления на основание	1,0 (0,8) 0,9 (0,7)	1,0 0,9	При строительстве «насухо» При строительстве «в воду». В скобках даны значения для пылеватых песков
Определение устойчивости тонких стенок по ломаной поверхности	1,4	1,4	—
Учет уплотнения грунта основания при расчете прочности шпунтовых стенок	при $e \leqslant 0{,}6$ $m = \frac{1{,}10}{1{,}20}$; при $e > 0{,}6$ $m = \frac{1{,}15}{1{,}25}$;	при $e \leqslant 0{,}7$ $m = \frac{1{,}10}{1{,}20}$; при $e > 0{,}7$ $m = \frac{1{,}15}{1{,}25}$;	В числителе даны значения для стального шпунта, в знаменателе — для железобетонного; e — коэффициент пористости

сущая способность конструкции или основания, определяемая с учетом коэффициентов безопасности по грунтам и материалам.

При расчете сооружений на особые сочетания действующие нагрузки в целом могут быть уменьшены на 10% введением осредненного коэффициента сочетаний $n_c = 0{,}9$. Для сочетаний нагрузок строительного периода принимается $n_c = 0{,}95$.

Расчеты устойчивости гравитационных сооружений ведутся в такой последовательности.

1. Расчет *устойчивости на сдвиг* по плоским поверхностям скольжения *I—I* и *II—II* (рис. VII.25).

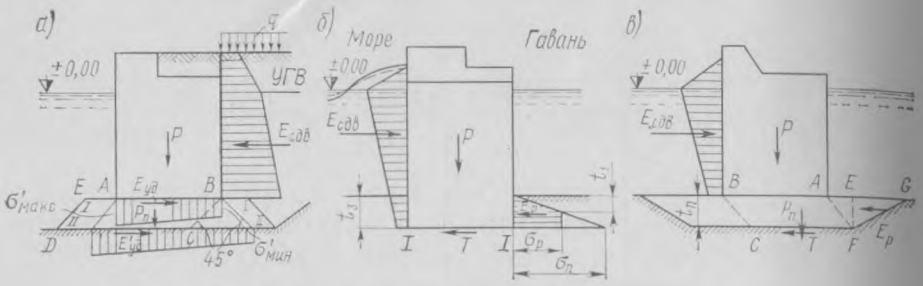


Рис. VII.25. Схемы к расчету устойчивости гравитационных сооружений:
а—набережная на каменной постели, возвышающейся над дном; *б*—заглубленное оградительное сооружение; *в*—сооружение на каменной постели, заглубленной в дно

Для этого расчетного случая условие (VII.8) может быть представлено в виде

$$K_{\text{п}} E_{\text{сдв}} \leqslant m_{\text{сдв}} E_{\text{уд}}, \qquad \text{(VII.9)}$$

где $E_{\text{сдв}}$, $E_{\text{уд}}$ — суммы расчетных значений соответственно сдвигающих и удерживающих сил, определяемых в зависимости от расчетной схемы сооружения, Н; $m_{\text{сдв}}$ — коэффициент условий работы конструкции и грунта основания при плоском сдвиге, принимаемый по табл. VII.5.

В общем виде выражение для вычисления удерживающих сил $E_{\text{уд}}$ (Н) записывают следующим образом:

$$E_{\text{уд}} = Pf + E_p + cF, \qquad \text{(VII.10)}$$

где P — равнодействующая расчетных вертикальных сил; $E_{\text{р}}$ — горизонтальная составляющая равнодействующей эпюры пассивного давления грунта при заглубленных конструкциях (рис. VII.25, *б*); c — удельная сила сцепления; F — площадь поверхности сдвига; f — расчетный коэффициент трения по поверхности сдвига (при сдвиге бетонного сооружения по каменной постели принимается $f = 0{,}6$; при сдвиге камня по камню $f = 1{,}0$; при сдвиге камня по грунту $f = \operatorname{tg} \varphi_{\text{гр}}$).

При проверке устойчивости на сдвиг вместе с постелью к удерживающим силам следует отнести также вес каменной постели в

объеме *ABCDE*, ограниченном плоскостями сдвига *BC* и *CD* (рис. VII.25, *а*).

В случае заглубленной ниже поверхности дна каменной постели (рис. VII.25, *в*) кроме веса ее в объеме *ABCFE* учитывается еще отпор призмы камня в объеме *FGE*.

Расчет по схеме плоского сдвига является основным расчетом устойчивости портовых сооружений и единственным для гравитационных конструкций на несвязных грунтах основания при выполнении условия

$$\sigma_{макс}/(B\gamma) \leqslant N_{кр}, \qquad \text{(VII.11)}$$

где $\sigma_{макс}$ — максимальные расчетные напряжения в краевой (угловой) точке подошвы сооружения; B — ширина подошвы; γ — рас-

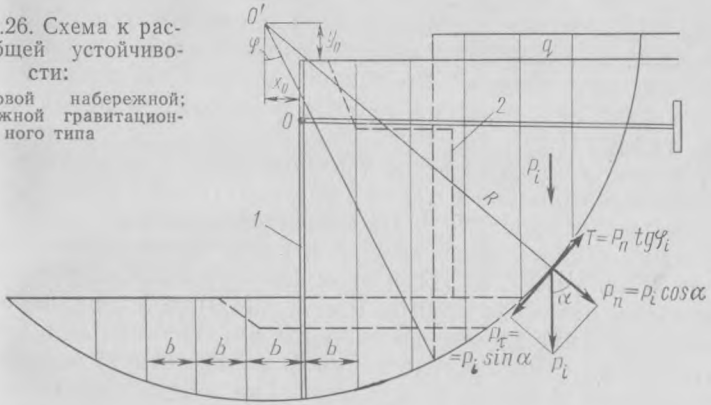


Рис. VII.26. Схема к расчету общей устойчивости:
1—шпунтовой набережной; *2*—набережной гравитационного типа

четная объемная масса грунта основания (обычно во взвешенном состоянии); $N_{кр}$ — безразмерный критерий числа моделирования, характеризующего степень развития пластических деформаций в грунте под сооружением (для плотных песков $N_{кр}=1$; для остальных грунтов $N_{кр}=3$).

Опыт проектирования и результаты экспериментальных исследований показывают, что в случаях, когда $N_{кр}$ 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* на сдвиг сооружения с частью массива грунта (глубинный сдвиг) производится при связных грунтах основания и при песчаных в случае невыполнения условия (VII.11). Известно несколько методов расчета общей устойчивости [2, 11]. В портовой гидротехнической практике чаще применяют метод, рассматривающий глубинный сдвиг по круглоцилиндрическим поверхностям. Для определения несущей способности основания этим методом (рис. VII.26) отыскивают такие положения цент-

ра и радиус круглоцилиндрической поверхности, проводимой через край сооружения или каменной постели, при которых достигается минимальное значение отношения моментов удерживающих сил трения и сцепления к моментам сил, стремящихся вызвать сдвиг по этой поверхности. Учитывая трудоемкость подобных расчетов, при проектировании успешно применяются ЭВМ, для которых разработаны стандартные программы.

3. Расчет *устойчивости на опрокидывание* выполняется для гравитационных сооружений, возводимых на малосжимаемом (скальном) основании. Условие устойчивости в этом случае записывается в виде

$$K_н M_{опр} \leqslant m_{опр} M_{уд}, \qquad \text{(VII.12)}$$

где $M_{опр}$, $M_{уд}$ — суммы моментов всех расчетных опрокидывающих и удерживающих сил, определяемых относительно края подошвы сооружения, со стороны, противоположной действию нагрузки; $m_{опр}$ — коэффициент условий работы конструкции на опрокидывание (см. табл. VII.5).

Расчеты устойчивости набережных в виде тонкой стенки выполняются обычно в такой последовательности (рис. VII.27): а) рассчитывают *местную устойчивость шпунтового ряда* относительно точки O крепления анкерной тяги, принимаемой за неподвижную (рис. VII.27, *а*). При этом действующей нагрузкой является активное давление грунта (см. § VII.9), а удерживающей — пассивное давление грунта со стороны акватории. Равновесие моментов всех сил относительно точки O соответствует минимальной глубине забивки шпунта; б) для проверки достаточности этой глубины рассчитывают общую устойчивость шпунтовой набережной одним из известных методов [2, 11], например по круглоцилиндрическим поверхностям (см. рис. VII.26). При этом возможные поверхности скольжения проводят через нижний конец шпунтового ряда таким радиусом R, чтобы они пересекали наиболее слабые прослойки грунта основания.

Усилия в изгибаемых тонких стенках, например в шпунте или в вертикальном элементе уголковых набережных, рассчитывают графо-аналитическим способом упругой линии. Эпюры активного и пассивного давлений грунта заменяют системой сосредоточенных сил, по которым строят силовой многоугольник (рис. VII.27, *д*) с полюсным расстоянием η (Н), вычисляемым в масштабе сил. Затем, проводя отрезки прямых, параллельных лучам силового многоугольника, до пересечения с направлением соответствующих сосредоточенных сил, строят веревочную двояковыпуклую кривую (рис. VII.27, *г*). Веревочный многоугольник замыкается прямой, которую проводят через точку пересечения верхнего луча веревочной кривой с уровнем крепления анкерной тяги. Направление замыкающей при расчете шпунта может изменяться от касательной к веревочной кривой (AC) до секущей (AD), при которой $y_1 \approx y_2$. Ординаты y_i между замыкающей и веревочной кривой графически

представляют собой изгибающие моменты в i-й точке в соответствующем масштабе:

$$M_i = y_i m \eta, \qquad \text{(VII.13)}$$

где m — линейный масштаб стенки, м/см.

Первое положение замыкающей AC соответствует минимальной глубине забивки шпунта и максимальному изгибающему мо-

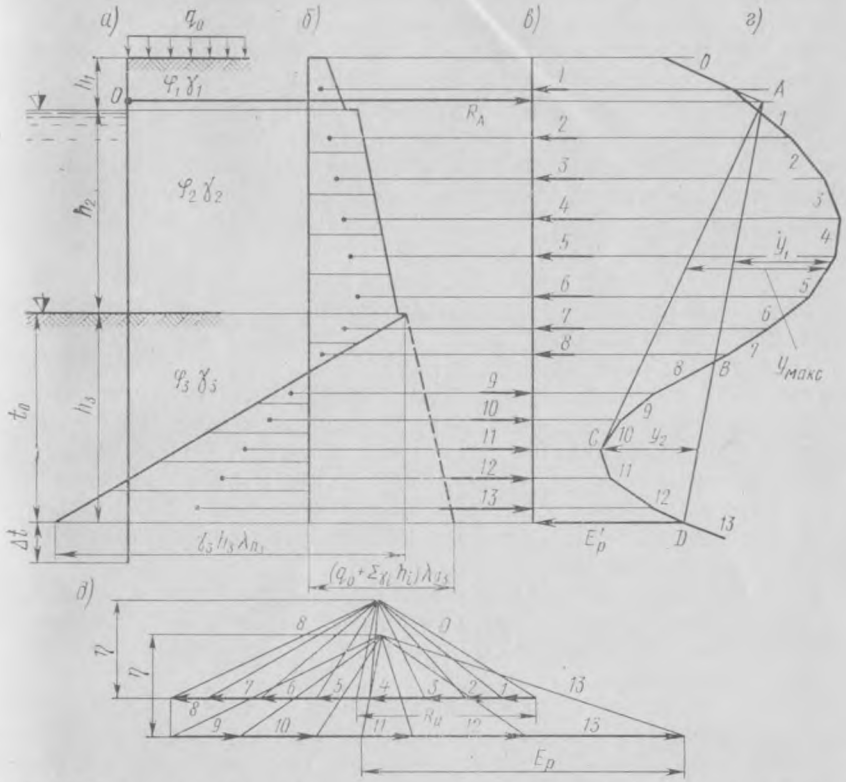


Рис. VII.27. Схема к расчету заанкерованного больверка графо-аналитическим способом:

а—схема больверка; *б*—эпюра давления грунта; *в*—расчетная схема нагрузок; *г*—веревочный многоугольник; *д*—силовой многоугольник

менту в пролетной части шпунта $M_{пр.макс}$, второе положение AD — максимальному целесообразному заглублению шпунта t_0 (от отметки дна до пересечения замыкающей с веревочной кривой) и минимальному моменту в пролете $M_{пр.мин}$. При этом полную глубину забивки t принимают с некоторым запасом $\Delta t = 0{,}2t_0$. Таким образом, $t = 1{,}2t_0$.

При принятом положении замыкающей полная глубина забивки не должна быть меньше предельной глубины, определенной из условия устойчивости. В случае расчета вертикального элемента

уголковой стенки замыкающую проводят в точку пересечения кривой с уровнем нижней опоры.

Усилия в анкерной тяге $R_а$ определяют графически отрезком силового многоугольника, отсекаемым лучом, параллельным направлению замыкающей веревочного многоугольника.

Получаемые при таком расчете усилия в гибкой стенке, как показали результаты исследований, оказываются несколько искаженными, так как не учитывают перераспределения давления грунта. Поэтому для расчета принимают $M_{пр}=0{,}75M_{пр.макс}$, $R=1{,}5R_а$.

Устойчивость причальных свайных сооружений проверяют расчетами на глубинный сдвиг, принципиально не отличающимися от расчета шпунтовых конструкций.

Проверку несущей способности заканчивают 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 $R^н$ на коэффициент безопасности $K_б$, принимаемый по соответствующим главам СНиПа на проектирование стальных, железобетонных, деревянных конструкций.

При расчете общих деформаций большинства портовых гидротехнических сооружений они складываются из деформаций основания, вызывающих сдвиг и неравномерные осадки самого сооружения, и деформаций его отдельных конструктивных элементов. Ниже рассматриваются деформации первого вида, которые являются определяющими для жестких сооружений гравитационного типа. Оценка местных деформаций зависит от конкретных конструктивных решений типов сооружения.

Для расчета деформации основания 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 прочных грунтов) является предположение о *линейном распределении контактных напряжений* под подошвой жестких конструкций. Напряжения в этом случае рассчитывают по формулам сопротивления материалов. Для решения плоской задачи (например, для стенок молов или набережных, имеющих большую протяженность; см. рис. VII.25, *а*) при внецентренном сжатии

$$\sigma'_{\substack{макс\\мин}}=P^н/F \pm M^н/W, \qquad (VII.14)$$

где $\sigma'_{макс}$ и $\sigma'_{мин}$ — соответственно максимальное и минимальное значения краевых напряжений, МПа (тс/м^2); $P^н$ — нормативное значение суммарной вертикальной нагрузки, Н; $M^н$ — суммарный момент от всех внешних нормативных нагрузок относительно продольной оси, проходящей через центр тяжести сечения подошвы сооружения, Н·м; F и W — площадь подошвы сооружения и ее момент сопротивления относительно той же оси, м^2 и м^3.

Если сооружение расположено на каменной постели, отсыпанной выше дна водоема, то при определении его деформаций в расчет вводят нормальные напряжения в плоскости подошвы каменной постели. Последние могут быть определены по условному методу, исходящему из предположения о распределении давления в каменной постели под углом 45° (см. рис. VII.25, *а*).

Нормальные напряжения в плоскости контакта постели с грунтом для условий плоской задачи в этом случае будут равны:

$$\sigma_{\substack{\text{макс}\\\text{мин}}} = \sigma'_{\substack{\text{макс}\\\text{мин}}} \frac{B}{B + 2t_{\text{п}}} + t_{\text{п}}\gamma_{\text{п}}, \qquad \text{(VII.15)}$$

где B — ширина подошвы сооружения, м; $t_{\text{п}}$ — толщина каменной постели, м; $\gamma_{\text{п}}$ — объемная масса материала постели, т/м³.

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, что грунтовое основание является упругим или, что более точно, линейно-деформируемым телом. В этом случае для расчета реактивного сопротивления грунта могут быть использованы методы теории упругости.

Из числа многих способов расчета, использующих концепцию *теории упругости линейно-деформируемой среды,* практически удобным является табличный метод, разработанный М. И. Горбуновым-Посадовым.

Наиболее универсальным и гибким следует считать для решения данной задачи метод, разработанный Б. А. Жемочкиным и А. П. Синицыным [15], который при полном его развитии дает возможность учитывать не только 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.

Для рассмотрения совместной работы сооружения и основания используются методы фотоупругости и конечных элементов.

В нормативные документы по расчету оснований [5] в качестве основной заложена модель линейно-деформируемой среды. Критерием возможности применения ее для расчета портовых сооружений являются условия

$$\sigma_{\text{ср}} \leqslant R \qquad \text{(VII.16)}$$

при наличии в основании каменной постели толщиной более 0,3 м и

$$\sigma_{\text{макс}} \leqslant 1{,}2R \qquad \text{(VII.17)}$$

при отсутствии или незначительной толщине каменной постели.

В формулах (VII.16) и (VII.17) $\sigma_{\text{ср}}$ и $\sigma_{\text{макс}}$ — соответственно средние или максимальные напряжения на поверхности грунта ос-

нования, вычисленные по выражениям (VII.14), (VII.15); R — нормативное давление на грунт основания,

$$R = m\left(A_1 b\gamma_н^н + A_2 h\gamma_в^н + Dc\right), \qquad \text{(VII.18)}$$

где m — коэффициент условий работы основания и сооружения (см. табл. VII.5); A_1, A_2, D — безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. VII.6; b — ширина подошвы сооружения ($b=B$) или условная ширина каменной постели ($b=B+2t_п$); $\gamma_н^н$, $\gamma_в^н$ — нормативные значения объемной массы грунта ниже или выше подошвы; h — глубина заложения подошвы сооружения или каменной постели относительно уровня дна; c — нормативное удельное сцепление грунта непосредственно под подошвой сооружения.

Таблица VII.6

Нормативные значения угла внутреннего трения $\varphi^н$, град	A_1	A_2	D	Нормативные значения угла внутреннего трения $\varphi^н$, град	A_1	A_2	D
6	0,10	1,39	3,71	22	0,61	3,44	6,04
10	0,18	1,73	4,17	26	0,84	4,37	6,90
14	0,29	2,17	4,69	30	1,15	5,59	7,95
18	0,43	2,72	5,31	34	1,55	7,21	9,21

С точки зрения физики явлений, происходящих при взаимодействии подошвы сооружения с грунтом основания, условия (VII.16) и (VII.17) представляют собой ограничение развития зон пластических деформаций грунта, при которых он приходит в состояние предельного равновесия под наиболее нагруженным краем сооружения. Принято считать, что если глубина развития зоны неустойчивого грунта будет меньше четверти ширины подошвы сооружения (исходное условие для определения), то влиянием пластических деформаций можно пренебречь и вести расчет методами теории упругости линейно-деформируемой среды.

По опыту проектирования установлено, что выполнение условий (VII.16) и (VII.17) для сооружений с малым эксцентриситетом приложения равнодействующей нагрузки $e \leqslant b/5$ позволяет вообще отказаться от расчета деформации в связи с их незначительной неравномерностью. В остальных случаях расчет по деформациям ведется исходя из общей зависимости

$$\Delta < \Delta_{пр}, \qquad \text{(VII.19)}$$

где Δ — величина общих деформаций основания и сооружения (в верхней его части); $\Delta_{пр}$ — предельно допустимая по условиям эксплуатации портового сооружения величина деформации, определяемая по табл. VII.7.

Под величиной Δ подразумевается осадка сооружения или его горизонтальное смещение U, крен ω (отношение разности осадок краевых точек к ширине подошвы), относительный прогиб отдель-

Таблица VII.7

Тип сооружения	Вид и величина деформации			
	Равномерная осадка, см	Осредненный угол наклона, рад	Горизонтальное смещение верха, см	Относительный прогиб
Набережные:				
гравитационного типа	20	0,008	5—8	—
заанкерованные шпунтовые	—	0,005—0,008	8	—
незаанкерованные шпунтовые, сквозные	—	0,02	$H_0/50$	1/50
Оградительные сооружения:				
вертикального типа	30—40	0,02		
откосные	Не ограничиваются		По конструктивным соображениям	

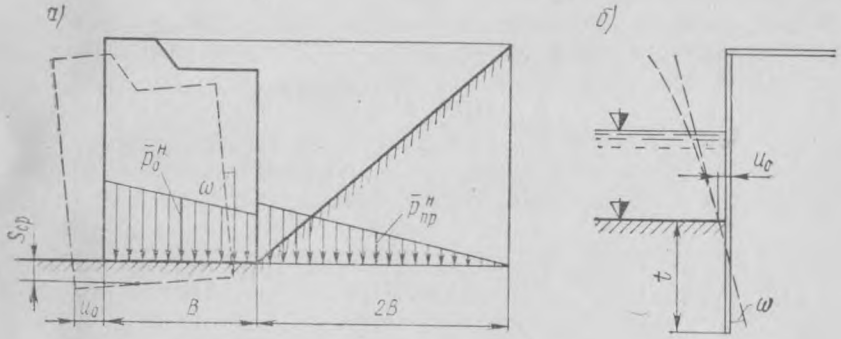


Рис. VII.28. Схемы к расчету деформаций:
а—гравитационной набережной; *б*—шпунтового сооружения

ных элементов i, а также любое сочетание этих элементарных деформаций.

Расчеты осадок, смещений и крена подошвы сооружения от деформаций основания ведутся по теории упругости для пространственных условий или условий плоской деформации [5].

Для предварительных расчетов деформаций однородных оснований (осадки $S_{ср}$, наклона ω и перемещения U_0) рекомендуются следующие расчетные зависимости, в которых условно принимается, что толщина сжимаемого слоя и ширина боковой пригрузки вдвое больше ширины подошвы сооружения, работающего по схеме плоской деформации (рис. VII.28, *а*):

$$S_{ср}=\frac{1-\mu^2}{\pi E_0}\left(3{,}5\bar{p}_0^н+2\bar{p}_{пр}^н\right), \qquad \text{(VII.20)}$$

где μ — коэффициент поперечного расширения; E_0 — модуль деформации грунта, МПа; $\bar{p}_0{}^н$, $\bar{p}_{пр}{}^н$ — средние нормативные нагрузки на

основание под подошвой сооружения и в зоне боковой пригрузки, Н/м.

$$\operatorname{tg}\omega=\frac{1-\mu^2}{BE_0}\left(0{,}6\,\frac{M^{н}}{B^2}-0{,}04\bar{p}^{н}_{пр}\right), \qquad \text{(VII.21)}$$

где $M^{н}$ — нормативный момент всех сил относительно середины подошвы сооружения, Н·м; B — ширина подошвы, м.

$$U_0=En/(\pi E_0 B), \qquad \text{(VII.22)}$$

где E — нормативное горизонтальное усилие, Н; n — коэффициент, зависящий от μ (при $\mu=0{,}3$ $n=2{,}8$; при $\mu=0{,}4$ $n=2{,}6$; при $\mu=0{,}5$ $n=2{,}5$).

В тех случаях, когда в основании залегают грунты, обладающие ползучестью, деформации определяют во времени по результатам исследования их реологических свойств.

При деформационных расчетах шпунтовых стен рассчитывают поворот незаанкерованного шпунта и смещение анкерных устройств в заанкерованных шпунтовых стенах.

Горизонтальное смещение забитой в грунт части шпунта U_0 на уровне проектного дна и ее поворот ω определяются по формулам (рис. VII.28, *б*):

$$U_0=\frac{18tE-24M}{K_{пр}t^3}; \qquad \text{(VII.23)}$$

$$\operatorname{tg}\omega=\frac{1{,}5K_{пр}t^2U-3E}{K_{пр}t^3}, \qquad \text{(VII.24)}$$

где $E=E_1+E_2$ — сумма равнодействующих горизонтальных нагрузок, действующих на стену выше и ниже дна, Н; $M=M_2-M_1$ — разность изгибающих моментов от нагрузок, действующих на стенку соответственно ниже и выше дна, относительно отметки проектного дна, Н·м; $K_{пр}$ — коэффициент пропорциональности, характеризующий изменение коэффициента сопротивляемости грунта по глубине, МН/м^4.

Наименование грунтов	$K^{*}_{пр}$
Текучепластичные глины и суглинки	1—2
Мягкопластичные глины и суглинки, пластичные супеси и пылеватые пески	2—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 др.)	10—20

Если большие деформации верха незаанкерованного шпунта могут привести к нарушению эксплуатационных характеристик причального сооружения, то чрезмерные горизонтальные смещения анкерных плит вызывают разрушение шпунтовой заанкерованной стенки вблизи от проектного дна.

* Для плотных песков значения $K_{пр}$ повышаются на 30%.

Эти смещения рассчитывают на расчетные нагрузки:

$$U_{пл}=(R_a+E_a)/(hbK), \qquad \text{(VII.25)}$$

где R_a — расчетное анкерное усилие, действующее на плиту, Н; E_a — равнодействующая активного давления грунта на плиту, Н; h и b — высота и ширина плата, м; K — коэффициент сопротивляемости грунта засыпки (для песчаных грунтов средней плотности $K=8$ МН/м^3).

При выполнении деформационных расчетов следует иметь в виду, что на песчаных грунтах основания сооружения деформируются в основном уже в процессе строительства, на глинах процесс стабилизации деформации может длиться несколько лет или десятилетий. Поэтому в первом случае деформации рассчитывают только от временных нагрузок, а во втором — от постоянных и временных.

Помимо 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 ведут на нормативные нагрузки по соответствующим нормативным документам [6].

Расчет оградительных, причальных и берегоукрепительных сооружений **откосного профиля** имеет ряд особенностей, связанных со специфичностью действующей волновой нагрузки и самих конструкций.

В первую очередь при расчетах несущей способности откосных сооружений проверяется статическая устойчивость их откосов принятой крутизны путем рассмотрения равновесия массива грунта, ограниченного поверхностью откоса и круглоцилиндрической поверхностью, очерченной определенным радиусом из некоторого предварительно определенного центра [11].

Подводная часть насыпных дамб из песчаного грунта в ряде случаев проверяется на динамическую устойчивость при воздействии волн, строительных механизмов и сейсмических явлений.

После обеспечения устойчивости дамбы рассчитывают элементы крепления ее откосов. Плитные крепления подбирают расчетом в зависимости от конструкции плит, стремясь получить близкие размеры (длины $B_{пл}$ в направлении, перпендикулярном урезу воды, и толщины $t_{пл}$) из условий устойчивости плит на откосе и их прочности при действии расчетной волны $h_{1\%}$ (см. § VII.9).

Толщина отдельных плит, не связанных друг с другом и лежащих на откосе с заложением $m=3$,

$$t_{пл}=0{,}05\sqrt[3]{\overline{\lambda}/B_{пл}}h_{1\%}. \qquad \text{(VII.26)}$$

В соответствии со СНиП II-57—75 плитные покрытия рассчитывают на прочность как балки на упругом основании при ударе вскатывающейся волны и на устойчивость против всплывания при

откате волны, сопровождающемся возникновением противодавления под плитами (см. § VII.9).

При расчете сооружений откосного профиля из каменной наброски или бетонных блоков вес отдельного камня или блока G определяют из условия его предельного равновесия на откосе по [8] для участка от верха сооружения:

до глубины $Z=0{,}7h$

$$G=\frac{\mu\gamma h\bar{\lambda}}{(\gamma-1)^3\sqrt{1+m^3}}; \qquad \text{(VII.27)}$$

для глубины $Z>0{,}7h$

$$G_Z=G\mathrm{e}^{-\left(\frac{7{,}5Z^2}{h\lambda}\right)}, \qquad \text{(VII.28)}$$

где μ — коэффициент формы элемента крепления (для каменной наброски $\mu=0{,}025$; для наброски из обыкновенных массивов $\mu=0{,}021$; для наброски из тетераподов $\mu=0{,}008$; для рядовой укладки $\mu=0{,}0058$); γ — объемная масса материала наброски, т/м^3.

Формула (VII.28) дает возможность перейти на определенной глубине к облегченному креплению, что целесообразно для высоких оградительных сооружений.

Расчет оградительных сооружений вертикального профиля выполняют по аналогии с причальными сооружениями соответствующей конструкции. При этом в качестве нагрузки принимаются эпюры волнового давления по рекомендациям СНиП II-57—75 при подходе гребня волны и ее впадины (см § VII.9).

Основная

1. *Михайлов А. В.* Внутренние водные пути. М., 1973.
2. Порты и портовые сооружения/*Смирнов Г. Н., Горюнов Б. Ф., Курлович Е. В., Левачев С. Н. и др.* М., 1979.
3. *Чекренев А. И., Гришанин К. В.* Водные пути. М., 1964.

Нормативная

4. СНиП II-50—74. Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования.
5. СНиП II-16—76. Основания гидротехнических сооружений.
6. СНиП II-56—77. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений.
7. СНиП II-55—79. Подпорные стены, шлюзы, судоподъемники, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения.
8. СНиП II-57—75. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов).

Дополнительная

9. *Бланк Ш. П., Миташвили А. А.* Экономика внутренних водных путей. М., 1971.
10. *Гуревич В. Б.* Речные портовые гидротехнические сооружения. М., 1969.
11. Гидротехнические сооружения/Под ред. *М. М. Гришина.* М., 1979.
12. *Губин Ф. Ф., Куперман В. Л.* Экономика водного хозяйства и гидротехнического строительства. М., 1965.
13. *Денерт Ганс.* Шлюзы и судоподъемники. М., 1961.
14. Инструкция по содержанию судоходной обстановки на внутренних водных путях. М., 1964.
15. *Жемочкин Б. Н., Синицын А. П.* Практические методы расчета фундаментных плит и балок без гипотезы Винклера. М., 1962.
16. *Качановский Б. Д.* Гидравлика судоходных шлюзов. М., 1951.
17. *Левачев С. Н.* Оболочки в гидротехническом строительстве. М., 1978.
18. Методы расчета устойчивости и прочности гидротехнических сооружений. Учебник для студентов вузов/Под ред. *М. М. Гришина.* М., 1966.
19. *Михайлов А. В.* Судоходные шлюзы. М., 1966.
20. *Никифоров В. Ф.* Речные порты. М., 1958.
21. Нормы (временные) технологического проектирования портов и пристаней на внутренних водных путях. М., 1976.
22. *Онохов П. П.* Механическое оборудование шлюзов и судоподъемников. М., 1973.
23. *Перехвальский В. С.* Расчет судоходного шлюза. М., 1965.
24. Правила плавания по внутренним судоходным путям РСФСР. М., 1972.
25. Правила технической эксплуатации портовых сооружений. М., 1974.

26. *Розин Л. А.* Расчет гидротехнических сооружений на ЭЦВМ. Метод конечных элементов. М., 1971.
27. *Рыльцев А. Н.* Охрана труда в гидротехническом строительстве. М., 1973.
28. *Семанов Н. А., Варламов Н. Н., Баланин В. В.* Судоходные каналы, шлюзы и судоподъемники. М., 1971.
29. *Фрид С. А.* Температурные напряжения в железобетонных конструкциях гидротехнических сооружений. М., 1959.
30. *Цытович Н. А.* Механика грунтов. М., 1963.
31. *Чугаев Р. Р.* Гидравлика. М., 1975.
32. *Штенцель В. К., Соколов М. А.* Порты и портовые сооружения. М., 1977.
33. *Удовиченко В. Н., Яковлев П. И.* Морские и речные гидротехнические сооружения. М., 1976.
34. Указания по проектированию судоходных каналов. ВСН 3—70. М., 1971.
35. Указания по проектированию причальных набережных. СН-РФ.54-1—68. М., 1972.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3

Глава I. Общие сведения о водных путях и портах 4

§ I.1. Основные виды водных путей и портов 4
§ I.2. Краткие исторические сведения о развитии водных путей и портов 5
§ I.3. Водные пути в общей системе транспорта 9
§ I.4. Суда, тяга и лесосплав 11
§ I.5. Основные требования судоходства к водным путям . . . 17

Глава II. Естественные водные пути и улучшение судоходных условий на них 24

§ II.1. Судоходство на естественных водных путях 24
§ II.2. Улучшение судоходных условий дноуглублением 27
§ II.3. Выправление русел рек 30
§ II.4. Увеличение судоходных глубин путем регулирования стока рек 35

Глава III. Искусственные водные пути 38

§ III.1. Основные виды искусственных водных путей 38
§ III.2. Виды и габариты судопропускных сооружений 41
§ III.3. Шлюзование рек 45
§ III.4. Межбассейновые воднотранспортные соединения 48
§ III.5. Компоновка судопропускных сооружений в гидроузлах . 52
§ III.6. Типы транспортных судоподъемников и условия их применения 61
§ III.7. Транспортное освоение водохранилищ 67
§ III.8. Пропускная способность искусственных водных путей . . 70

Глава IV. Судоходные шлюзы 73

§ IV.1. Системы питания шлюзов 73
§ IV.2. Основы гидравлического расчета наполнения и опорожнения камер шлюзов 83
§ IV.3. Определение гидродинамических сил, действующих на шлюзуемые суда 87
§ IV.4. Схемы, типы и конструкции камер шлюзов 92
§ IV.5. Схемы, типы и конструкции голов шлюзов 100
§ IV.6. Причально-направляющие сооружения шлюзов 105
§ IV.7. Особенности статической работы гидротехнических конструкций шлюзов . . . . . 10)
§ IV.8. Основы расчета конструкций камер 114
§ IV.9. Основы расчета конструкций голов и причально-направляющих сооружений 122
§ IV.10. Виды и типы оборудования шлюзов 127

Глава V. Судоходные каналы и сооружения на них 134

§ V.1. Гидравлический режим судоходных каналов 134
§ V.2. Поперечные сечения судоходных каналов 137
§ V.3. Крепление откосов судоходных каналов 139
§ V.4. Гидротехнические сооружения на судоходных каналах . . . 143

Глава VI. Порты на внутренних водных путях 149

§ VI.1. Общие сведения и классификация речных портов 149
§ VI.2. Основные элементы порта, грузооборот и пропускная способность 151
§ VI.3. Основные расчетные характеристики порта 154
§ VI.4. Районирование портов 156
§ VI.5. Компоновка портов на свободных реках 158
§ VI.6. Компоновка портов на искусственных водных путях . . . 163
§ VI.7. Особенности морских портов 166

Глава VII. Речные портовые гидротехнические сооружения 169

§ VII.1. Причальные сооружения, их особенности и классификация . 169
§ VII.2. Плавучие причалы. Конструкции откосных причальных сооружений 173
§ VII.3. Гравитационные причальные сооружения 176
§ VII.4. Шпунтовые причальные сооружения 183
§ VII.5. Свайные конструкции причальных сооружений 189
§ VII.6. Особенности, условия применения и унификация конструкций причальных сооружений 191
§ VII.7. Оборудование причальных сооружений 196
§ VII.8. Основные типы и конструкции оградительных сооружений . 198
§ VII.9. Особенности статической работы и действующих на портовые сооружения нагрузок 202
§ VII.10. Основы расчета портовых гидротехнических сооружений . 207
Литература 221

Андрей Васильевич Михайлов,
Станислав Николаевич Левачев

ВОДНЫЕ ПУТИ И ПОРТЫ

Заведующий редакцией Б. А. Ягупов
Редактор Л. Б. Лохова
Младший редактор Ю. П. Кочергина
Художественный редактор М. Г. Мицкевич
Технический редактор Е. И. Герасимова
Корректор Р. К. Косинова

ИБ № 2908

Изд. № Стр.—370. Сдано в набор 27.01.82. Подп. в печать 31.05.82. Т-06778. Формат $60\times90^1/_{16}$. Бум. тип. № 2. Гарнитура литературная. Печать высокая. Объем 14 усл. печ. л. 14,063 усл. кр.-отт. 15,38 уч.-изд. л. Тираж 5 000 экз. Заказ № 132. Цена 65 к.

Издательство «Высшая школа». Москва, К-51, Неглинная ул., д. 29/14

Московская типография № 8 Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли, Хохловский пер., 7.