О. С. Косоверов

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

водопроводно-канализационного хозяйства

2-е издание,
переработанное и дополненное

КИЕВ
«БУДИВЭЛЬНЫК»
1990

ББК 38.761—02
К71
УДК 628.1.001.2 + 628.218

Рецензент *Н. Е. Бондарчук*
Редакция литературы по жилищно-коммунальному хозяйству
Зав. редакцией *М. С. Литвин*
Редактор *А. Г. Гриценко*

Косоверов О. С.
К71 Расчет и конструирование инженерных сооружений водопроводно-канализационного хозяйства. — 2-е изд., перераб. и доп. — К. : Будивэльнык, 1990.—184 с.
ISBN 5-7705-0330-0.

В книге (1-е изд.— 1973 г.) систематизирован материал по расчету и конструированию основных типов инженерных сооружений водопроводно-канализационного хозяйства. Приведены примеры расчета. Рассмотрены способы придания сооружениям водонепроницаемости и защиты их от коррозии. Описаны причины повреждений, дефектов и аварий, даны рекомендации по их устранению. Издание дополнено новыми конструктивными решениями, повышающими экономичность и индустриальность строительства. Нормативные материалы приведены по состоянию на 1 января 1990 г.

Для специалистов, занимающихся проектированием и строительством инженерных сооружений водопроводно-канализационного хозяйства.

К $\frac{3309000000 - 008}{M203(04)-90}$ 28—90

ББК 38.761—02

ISBN 5-7705-0330-0

© Издательство «Будівельник», 1973
© Косоверов О. С., 1990

ПРЕДИСЛОВИЕ

В результате реализации решений партии и правительства, касающихся жилищной проблемы, в нашей стране значительно увеличились объемы строительства новых и реконструкции существующих систем водоснабжения и водоотведения городов и сельских населенных пунктов. Кроме того, развитие промышленного производства и связанный с ним рост водопроводно-канализационного хозяйства, с учетом ликвидации допущенного ранее существенного отставания его от мощностей промышленности, потребовало значительных капитальных вложений в строительство комплекса систем водоснабжения и водоотведения, обеспечивающих охрану рек и водоемов от пагубного для природы загрязнения и истощения.

В связи с этим перед проектировщиками и строителями систем водопроводно-канализационного хозяйства ставятся задачи повышения эффективности капитальных вложений, качества строительства, экономичности и надежности инженерных сооружений, индустриальности строительства и ликвидации в возможно короткие сроки отставания мощностей водопроводно-канализационного хозяйства от требуемых для нормальной эксплуатации промышленности и жилья.

Разрозненность имеющихся в технической литературе материалов по проектированию инженерных сооружений водопроводно-канализационнного хозяйства, а также недостаточная освещенность достижений науки и техники в области их строительства приводят к разнобою в принимаемых при проектировании решениях, притом часто устаревших и не всегда технически и экономически целесообразных. С целью частичного восполнения этого пробела в предлагаемой книге сделана попытка обобщения опыта проектирования с учетом современного уровня науки и техники.

Значительное внимание в книге уделено особенностям расчета и конструирования основных типов инженерных сооружений водопроводно-канализационного хозяйства. Рекомендуемые методики расчета, отвечающие требованиям нормативных документов, отражают новейшие исследования в области механики грунтов и сооружений. С учетом того, что большинство инженерных сооружений работает под водой или заполнено жидкостью, рассмотрены вопросы придания им водонепроницаемости и защиты от коррозии. Уделено внимание причинам, приводящим инженерные сооружения к авариям

и повреждениям, так как знание их позволяет предотвратить повторение ранее допущенных ошибок. Одновременно с этим рассмотрены способы устранения дефектов и повреждений.

По сравнению с первым изданием существенно расширены главы, касающиеся вопросов проектирования инженерных сооружений с учетом произошедших с 1973 г. изменений нормативных документов, а также новых разработок, предусматривающих повышение качества, экономичности, долговечности и сокращающих сроки строительства. Введены разделы по проектированию шламонакопителей, сооружений, возводимых способом «стена в грунте», и др. Книга дополнена сведениями о программах расчета конструктивных элементов инженерных сооружений при помощи ЭВМ, увеличено количество примеров расчета сооружений.

Теоретические выкладки не приводятся, а даются ссылки на соответствующие источники. Не рассмотрены материалы по проектированию инженерных сооружений, широко представленные в отечественной технической литературе (водозаборы приплотинные, из каналов, из закрытых источников и др.). Расчеты сооружений и их элементов доведены до определения усилий.

Глава 1. КЛАССИФИКАЦИЯ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ ВОДОПРОВОДНО-КАНАЛИЗАЦИОННОГО ХОЗЯЙСТВА И ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ОТКРЫТЫХ ИСТОЧНИКОВ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

КЛАССИФИКАЦИЯ СООРУЖЕНИЙ

Сооружения водопроводно-канализационного хозяйства (ВКХ) предназначены для обработки и очистки сточных вод городов и промышленных предприятий, а также вод рек и водоемов для нужд хозяйственно-питьевого и промышленного водоснабжения. В комплекс инженерных сооружений и устройств, помимо очистных станций, входят водозаборы, канализационные выпуски, трубопроводы с сооружениями на них, насосные станции различного назначения, водонапорные башни, хранилища жидких отходов очистных станций и промышленных предприятий и др.

Отдельные группы инженерных сооружений ВКХ обладают общими характерными признаками, позволяющими наметить единые принципы их расчета и конструирования. Учитывая такие признаки, а также общие условия работы и воздействия внешней среды, предлагается инженерные сооружения ВКХ классифицировать следующим образом:

емкостные сооружения;

специальные гидротехнические сооружения;

подземные сооружения глубокого заложения;

трубопроводы с сооружениями на них;

пересечения трубопроводов с искусственными или естественными преградами;

упоры и якоря;

водонапорные башни и колонны.

Емкостные сооружения. К наиболее многочисленной группе инженерных сооружений ВКХ относятся емкостные сооружения различного назначения, связанные общим технологическим процессом в станции водоподготовки для систем водоснабжения или в станции очистки сточных вод для систем водоотведения. По объему капитальных вложений стоимость строительства емкостных сооружений составляет 70...80 % общей стоимости строительства комплекса очистных станций. В связи с этим большое значение приобретает снижение их стоимости при проектировании за счет внедрения прогрессивных материалов и конструктивных решений.

Класс ответственности и степень огнестойкости емкостных сооружений зависят от категории системы водоснабжения. Емкостные сооружения станций водоподготовки относятся ко II классу

ответственности, за исключением резервуаров, предназначенных для хранения воды на нужды пожаротушения, которые являются сооружениями I класса [6]. Емкостные сооружения канализационных станций относятся ко II классу.

В зависимости от формы в плане емкостные сооружения делятся на прямоугольные (квадратные) и цилиндрические. Они бывают закрытые и открытые. В зависимости от расположения по отношению к поверхности земли различают надземные, наземные, заглубленные и подземные сооружения (табл. 1).

Целый ряд емкостных сооружений, с целью увеличения производительности (песколовки, фильтры и др.), обеспечения заданного технологического процесса (аэротенки, отстойники и др.), а также компактного и более экономичного решения генеральных планов очистных станций, блокируют в единые сооружения, представляющие собой многоячеистые конструктивные схемы, которые объединяются общими принципами расчета и конструирования. Их предлагается выделять в отдельную подгруппу емкостных сооружений — сблокированные.

Специальные гидротехнические сооружения. К специальным гидротехническим сооружениям относятся водозаборы, канализационные выпуски, подводные трубопроводы различного назначения, а также емкости, образуемые плотинами или дамбами для хранения жидких отходов производства. Специальные гидротехнические сооружения, как правило, состоят из сооружений и устройств, расположенных на берегу или на некотором удалении от него, из трубопроводов, уложенных по дну водоема или реки, и берегоукрепления в районе расположения сооружений.

К основной группе специальных гидротехнических сооружений относятся водозаборы и канализационные выпуски, которые подразделяются следующим образом:

по виду водоема или водотока — на речные, водохранилищные, морские и из каналов;

по месту расположения — на береговые, островные и русловые;

по компоновке основных устройств — на совмещенные и раздельные;

по конструктивным особенностям — на трубчатые, ряжевые, бетонные и железобетонные, с подводящим каналом или ковшом;

по отношению к максимальному уровню воды — на затопленные, затапливаемые только при максимальном уровне воды и незатапливаемые;

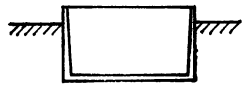
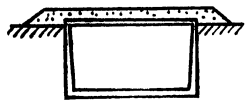
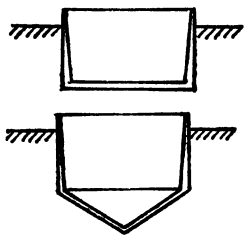
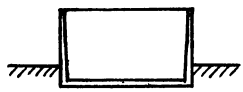
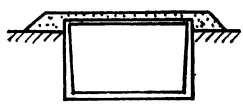
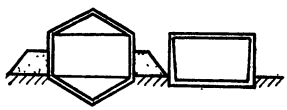
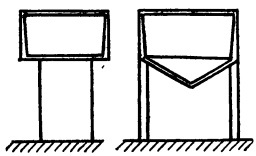
по наличию подпорных и регуляционных систем — на бесплотинные и приплотинные;

по способу приема воды (для водозаборов) — на открытые (поверхностные, глубинные, донные) и закрытые (фильтрующие или инфильтрационные водозаборы);

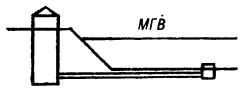
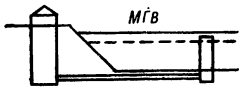
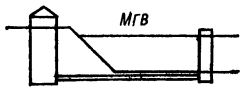
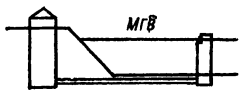
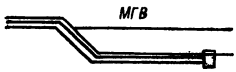
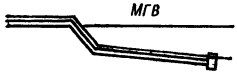
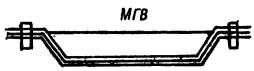
по требуемой категории надежности подачи воды — на I, II, III категории и временные.

В табл. 2 приведена классификация водозаборных и канализационных сооружений по конструктивным признакам, компоновке

1. Классификация емкостных сооружений

Тип сооружений	Схема сооружения	Наименование сооружений
Прямоугольные сооружения		
Заглубленные, открытые		Аэротенки, горизонтальные отстойники, песколовки, смесители, резервуары и т. п.
Наземные полузаглубленные, открытые		Скорые фильтры, биофильтры, осветлители, баки для реагентов и др.
Подземные, закрытые		Резервуары для воды, отстойники, приемные камеры и т. д.
Цилиндрические сооружения		
Заглубленные, открытые		Двухъярусные отстойники, осветлители, радиальные и вертикальные отстойники, контактные резервуары, песколовки и др.
Наземные, открытые		Аэрофильтры, биофильтры
Подземные, закрытые		Резервуары для воды
Полузаглубленные и наземные, закрытые		Метантенки, водонапорные колонны, башенные биофильтры и т. п.
Наземные, закрытые		Резервуары водонапорных башен, баки для растворения коагулянта

2. Классификация специальных гидротехнических сооружений

Тип сооружений	Схема сооружения	Рассчитываемые элементы
Водозаборы раздельного типа:		
с затопленными оголовками		Оголовок, подводный трубопровод, береговой колодец
с затапливаемыми оголовками только при максимальном уровне воды		То же
с незатапливаемыми оголовками		» »
Водозаборы совмещенные островного типа:		
оголовки с приемным колодцем		Оголовок с приемным колодцем, трубопровод
оголовки с приемным колодцем и насосной станцией		То же и насосная станция с эстакадой
Водозаборы совмещенные берегового типа:		
оголовок с приемным колодцем		Оголовок с приемным колодцем, берегоукрепление
насосная станция с приемным колодцем и оголовком		Насосная станция, берегоукрепление
Канализационные выпуски:		
мелководные		Оголовок, подводный трубопровод
глубоководные		То же
Дюкеры		Трубопровод, береговые колодцы
Водоприемные ковши, шламонакопители	—	Плотины, дамбы, шпоры и др.

сооружений и расположению их относительно уровня воды (МГВ — максимальный горизонт воды).

Основной особенностью специальных гидротехнических сооружений является многообразное воздействие на них водной среды, характеризуемое такими факторами, как колебание уровней, скорость течения, переформирование берегов и русла, волны, наносы, ледовые явления, приливы и отливы, сгоны и нагоны, сейши, баланс воды и др. (см. с. 11...16).

Подземные сооружения глубокого заложения. В водопроводно-канализационном хозяйстве существует необходимость в размещении всевозможных устройств, механизмов и оборудования на значительной глубине ниже поверхности земли. К таким инженерным сооружениям относятся водозаборы из открытых источников, насосные станции различного назначения, водозаборные шахты, емкости для приема сточных вод, вертикальные отстойники и др.

Подземные сооружения глубокого заложения в плане бывают прямоугольные или круглые. В зависимости от инженерно-геологических и гидрогеологических условий они могут возводиться тремя способами: открытым, предусматривающим разработку котлована и возведение стен и днища сооружения со дна котлована; при помощи опускных колодцев; способом «стена в грунте».

Первый способ применяется при грунтах, надежно удерживающих стены котлована от обрушения, и при отсутствии грунтовых вод; второй и третий способы целесообразны при заглублении сооружений ниже 6 м, на застроенных территориях, в тяжелых грунтовых условиях и при высоком уровне грунтовых вод. При погружении колодцев работы производят с водопонижением (водоотливом), без водопонижения (водоотлива), с выемкой грунта из-под воды, с подмывом грунта и в тиксотропной рубашке.

При возведении сооружений глубокого заложения широко применяются способы «стена в грунте» и погружение опускных колодцев в тиксотропных рубашках, как наиболее индустриальные, экономичные и наименее трудоемкие. Однако в ряде случаев эти способы не могут быть применены. Так, погружение колодцев в тиксотропной рубашке не допускается при наличии вечномерзлых грунтов, на геологически неустойчивых площадках (оползневые явления, карсты и др.), в случаях, когда в зоне возможного обрушения грунта у колодца расположены сооружения, при пылеватых песках или глинистых грунтах текучей консистенции, в случаях применения открытого водоотлива. Применение способа «стена в грунте» не допускается на геологически неустойчивых площадках, в крупнообломочных грунтах с незаполненными пустотами, в илистых грунтах текучей консистенции, при наличии плывунов у дневной поверхности или грунтов с большим коэффициентом фильтрации, в случае пересечения артезианских водоносных пластов с избыточным напором, превышающим гидростатическое давление глинистого раствора на уровне этих пластов. Если невозможно применить эти способы, используют массивные опускные колодцы, погружаемые под воздействием собственного веса стен — гравитационных сил.

Стены колодцев разделяют на тонкостенные оболочки и массивные. Их выполняют из монолитного или сборного железобетона. Днища подземных сооружений устраивают из монолитного железобетона.

Трубопроводы и их пересечения. Трубопроводы, предназначаемые для транспортирования природных или сточных вод классифицируют следующим образом:

по назначению — для водоснабжения и водоотведения;

по способу укладки — на наземные, подземные и подводные;

по избыточному внутреннему давлению — на напорные и безнапорные;

по материалу — на стальные, пластмассовые, чугунные, бетонные, железобетонные, керамические и асбестоцементные;

по форме поперечного сечения — на круглые, овоидальные, прямоугольные.

Рассматриваемые здесь подводные трубопроводы, соединяющие оголовки с береговыми сооружениями, делятся на самотечные и всасывающие.

Пересечения трубопроводов с искусственными или естественными преградами классифицируются в зависимости от вида преграды и конструктивного решения пересечения:

дюкеры — устройства, прокладываемые по дну водотока и состоящие из трубопровода и двух колодцев;

переходы — сооружения типа дюкеров, прокладываемые под железнодорожными путями и автомобильными дорогами;

эстакады — наземные сооружения, устраиваемые при пересечении преград и состоящие из пролетного строения и опор (по типу мостов);

пересечения — специальные устройства при пересечении трубопроводами подземных сооружений и других коммуникаций.

Упоры и якоря. На участках напорных трубопроводов действуют силы, вызывающие значительные напряжения и деформации в стенах и стыках, которые могут быть причиной аварии. Особенно это касается трубопроводов большого диаметра и с раструбными стыками. Надежность и долговечность импортных трубопроводов, а значит, систем водоснабжения и водоотведения, будут зависеть от принятых при проектировании мероприятий, направленных на борьбу с силами, возникающими в трубопроводе в процессе эксплуатации.

Устройства, сооружаемые на трубопроводах для защиты их от гидравлических и температурных нагрузок, называют упорами и якорями в зависимости от направления действующих сил. По материалу, из которого они сооружаются, упоры и якоря бывают бетонные, железобетонные и каменные.

Инженерные сооружения ВКХ, в зависимости от требуемой надежности систем водоснабжения и водоотведения, подразделяются на классы по капитальности, согласно которым принимают соответствующие коэффициенты, обеспечивающие их прочность, устойчивость и долговечность.

Колебания уровней. При проектировании специальных гидротехнических сооружений, особенно водозаборов, одной из главных задач является определение максимальных и минимальных уровней заданной обеспеченности. От правильности их определения зависит надежность, безаварийность и долговечность работы сооружений. Многолетними наблюдениями в реках выявлены наивысшие уровни весеннего и летне-осеннего паводков; наинизшие уровни летней и зимней межени; наивысший и наинизший уровни весеннего ледохода.

Наиболее достоверные прогнозы расчетных уровней рек заданной обеспеченности определяют гидрогеологи по данным многолетних наблюдений согласно СНиП 2.01.14-83 «Определение расчетных гидрологических характеристик», где также даны указания по определению расчетных уровней при отсутствии данных гидрометрических наблюдений. Обеспеченность расчетных уровней в поверхностных водоисточниках зависит от категории системы водоснабжения (табл. 3).

3. Обеспеченность расчетных уровней воды в поверхностных источниках [6, 36]

Категория системы водоснабжения	Обеспеченность, %, уровней	
	максимальных	минимальных
I	1 (1 раз в 100 лет)	95
II	3 (1 раз в 33 года)	90
III	5 (1 раз в 20 лет)	85

Скорость течения. Скорость движения воды в реке зависит от режима реки, шероховатости русла, очертания в плане, формы поперечного сечения, уклона, водной растительности, наличия ледового покрова и т. п. Скорость течения изменяется по длине реки и ее живому сечению по вертикали и горизонтали. Движение воды в реках носит турбулентный характер; на их криволинейных участках струи движутся винтообразно. По этой причине масса воды, перемещаясь вниз, размывает вогнутый берег и намывает выпуклый. Эту закономерность учитывают при выборе створа сооружения. Скорость течения, м/с, определяют по формуле

$$v_{ср} = Q/F,$$

где Q — расход воды, м³/с; F — площадь живого сечения, м².

Переформирование русла и берегов. При выборе створа водозабора или канализационного выпуска учитывают сведения о возможных переформированиях русла и берегов реки. На основании картографического материала (желательно использовать материалы аэрофотосъемки) определяют тип руслового процесса (деформации), происходящего в реке. По данным Главного гидрографического управления различают следующие типы русловых процессов [5]: лен-

точно-грядовый, побочевый, ограниченное меандрирование, свободное меандрирование, незавершенное меандрирование, осередковый тип (русловая многорукавость), пойменная многорукавость (рис. 1).

Зная тип руслового процесса, устанавливают возможные места размыва трубопроводов на любом участке створа. Размывы в средней части реки характерны для ленточно-грядового и осередкового типов русловых процессов. При ленточно-грядовом типе, если трубопровод уложен на участке гребня гряды, размыв возможен почти по всей ширине реки, при осередковом типе — на участках переме-

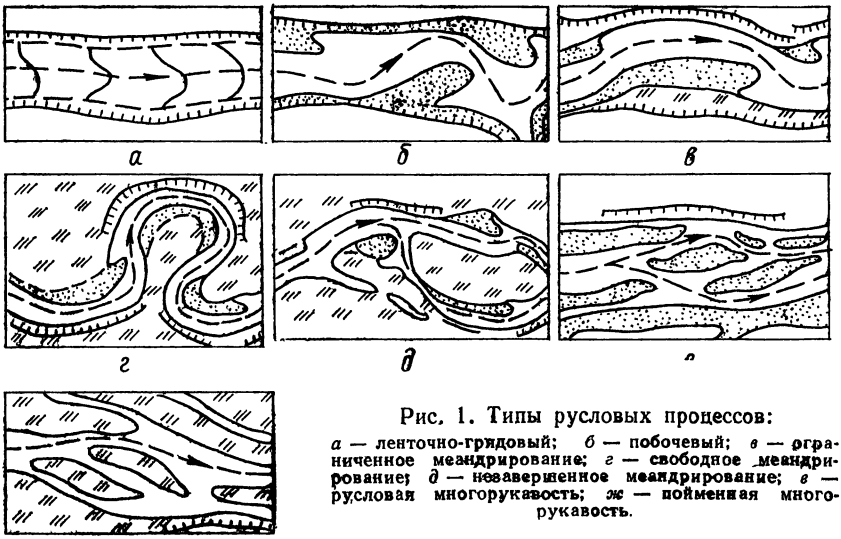


Рис. 1. Типы русловых процессов:

а — ленточно-грядовый; *б* — побочевый; *в* — ограниченное меандрирование; *г* — свободное меандрирование; *д* — незавершенное меандрирование; *е* — русловая многорукавость; *ж* — пойменная многорукавость.

щения плесов и осередков. Приурезовые участки подводных трубопроводов размываются в основном при осередковом и побочевом типах русловых процессов, а береговые — при ограниченном и свободном меандрировании. Для прокладки трубопроводов не рекомендуются участки рек в нижних бьефах и с активным деформированием русла. Исходя из этих соображений, створы водозаборов и выпусков целесообразно выбирать на участках реки с более низкими скоростями течения и меньшими глубинными деформациями.

Для общего представления о возможных русловых деформациях реки можно разделить на три типа [15]:

1 — блуждающие, с большой изменчивостью русла в горизонтальной и вертикальной плоскостях, на плесах и перекатах; годовые смещения русловых образований достигают 200 м и более (реки равнинной части Средней Азии, Северного Кавказа и Закавказья);

2 — неустойчивые, со сравнительно небольшой и медленной изменчивостью русла; годовые смещения русловых образований — 70...100 м (Волга, Дон, Днепр и т. п.);

3 — устойчивые, протекающие в малоразмываемых грунтах с небольшими скоростями течения и несущие малый объем наносов (Енисей, Нева и др.).

Эту предварительную классификацию рек можно использовать на первой стадии проектирования специальных гидротехнических сооружений.

Судовые волны. При движении по рекам судов образуются судовые волны, которые бывают двух типов: расходящиеся, возникающие в носовой части судна и распространяющиеся под острым углом к направлению его движения; поперечные, возникающие за кормой и направленные нормально к оси движения судна. Воздействие судовых волн учитывают при проектировании гидротехнических сооружений и устройств, размещаемых в реке или канале.

Наносы. В воде большинства рек содержатся твердые вещества, поступающие в результате смыва поверхности суши талыми и дождевыми водами, а также размыва берегов и русла. Различают два вида наносов: взвешенные и донные. Взвешенные наносы представляют собой мелкие частицы песка, супеси и суглинка, транспортируемые рекой во взвешенном состоянии, а донные — более крупные и тяжелые частицы горных пород, оседающие на дно. При увеличении скорости течения донные наносы отрываются от дна реки и перемещаются вниз по течению. Объем наносов зависит от скорости течения и степени размываемости водосборного бассейна и ложа реки.

Ледовые явления на реках. Режим реки в зимний период отличается осенним ледоходом, ледоставом, устойчивым ледяным покровом, весенними подвижками льда и весенним ледоходом. Помимо этого, многие реки в период ледостава несут донный лед и шугу. В ряде случаев в некоторых северных реках образуются заторы и зажоры, создающие угрозу сохранности сооружений, расположенных в таких зонах. При расчете ледовых нагрузок принимают максимальную толщину льда, определяемую по сумме отрицательных температур бесснежной зимы.

ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МОРЕЙ И ВОДОХРАНИЛИЩ

Колебания уровней. Уровни в морях и водохранилищах постоянно колеблются во времени по сезонам, годам и за многолетний период. Колебания вызываются также сгонами и нагонами, приливами и отливами, сейшевыми явлениями и изменением баланса воды. Для практических целей проектирования, строительства и эксплуатации специальных гидротехнических сооружений представляют интерес средние, максимальные и минимальные уровни воды.

Средний многолетний уровень равен среднему арифметическому значению результатов наблюдений на водомерных постах за многолетний период. Для бесприливных морей (Азовского, Каспийского, Аральского) этот уровень принимают за нулевой горизонт, от которого исчисляют отметки всех остальных уровней. Для морей с приливным режимом (Черного, Балтийского, Белого, Охотского, Карского и др.) за нулевой горизонт (средний многолетний уровень) принимают условный уровень, расположенный на 0,2 м ниже самого низкого возможного уровня за многолетний период [36]

Максимальный и минимальный расчетные уровни воды в месте строительства сооружения принимают по данным прогнозов уровней заданной обеспеченности, составляемых Главным управлением гидрометрологической службы СССР, а при их отсутствии устанавливают специальными расчетами с использованием данных многолетних (не менее 25 лет) гидрометрических наблюдений.

Для бесприливных морей расчетные уровни воды в месте строительства сооружения можно определить по формулам [36]

$$H_{max} = H_0 + H_{с.г} + H_н + H_в; \quad H_{min} = H_0 - H'_{с.г} - H_с,$$

где H_0 — средний многолетний уровень, м; $H_{с.г}$ и $H'_{с.г}$ — соответственно повышение и понижение уровня в результате годовых и сезонных колебаний, м; $H_н$ — максимальная высота ветрового нагона, м; $H_в$ — максимальное возвышение гребня волны над статическим уровнем, м, равное примерно $0{,}67d_i$; d_i — глубина воды, м; $H_с$ — максимальное значение сгона, м.

Повышение и понижение уровней воды в результате сезонных, годовых колебаний, сгонов и нагонов устанавливают по данным многолетних наблюдений. При отсутствии таких данных высоту ветрового нагона принимают без учета конфигурации береговой линии и рельефа дна методом последовательных приближений по формуле [19]

$$\Delta h_{set} = k_\omega v_\omega^2 L \cos\alpha_\omega / gd,$$

где k_ω — коэффициент, принимаемый при скорости ветра 20 м/с $2{,}1 \cdot 10^{-6}$, 30 м/с — $3 \cdot 10^{-6}$, 40 м/с — $3{,}9 \cdot 10^{-6}$, 50 м/с — $4{,}8 \cdot 10^{-6}$; v_ω — скорость ветра, м/с; L — разгон волн, м; α_ω — угол между продольной осью водоема и направлением ветра, градусы; g — ускорение свободного падения, м/с^2.

В о л н ы, в зависимости от вызывающих их причин, подразделяются на ветровые, судовые, приливные и сейсмические. Ветровые волны оказывают основное воздействие на гидротехнические сооружения. Они делятся на вынужденные, свободные и смешанные. Вынужденные волны образуются непосредственно под воздействием ветра. Свободные волны (зыбь) распространяются в водоеме после прекращения ветра или после выхода их из зоны его действия. В основу расчета гидротехнических сооружений должно быть положено действие именно этих волн. Смешанные волны являются результатом сложения вынужденных и свободных волн.

В начальной стадии развития волны являются двухмерными. При увеличении скорости ветра или при воздействии ветров различных направлений возникают трехмерные волны.

При переходе из открытого водоема в прибрежную полосу волны, вследствие влияния сил трения воды о дно водоема, забуриваются и обрушиваются, образуя прибойные волны, переходящие у берега в прибойный поток. При подходе волн к берегу под некоторым углом их преобразование осложняется явлением рефракции, т. е. постепенным разворотом их параллельно берегу. Такой разворот

вызывается торможением волн по длине, зависящим от глубины водоема и рельефа дна.

На подходе к сооружению с вертикальной или крутонаклонной стенкой волны постоянной высоты и длины отражаются от такой преграды и сталкиваются с подходящими к сооружению волнами, образуя стоячие волны, высота которых иногда превышает высоту исходной волны в 2 раза. Ударяясь о сооружение, стоячие волны оказывают большое динамическое воздействие на сооружение. Масса воды, падая обратно, образует придонный поток, направленный от

4. Высоты приливов и отливов [36]

Море	Пункт наблюдения	Высота приливов и отливов, м
Черное	Одесса	0,06...0,08
Балтийское	Клайпеда	0,04
	р. Нева	0,05
Белое	Двинский, Онежский и Кандалакшский заливы	1...3
	Проход в Белое море	5,5
	Мезенский залив	7...9
Охотское	Шантарские острова	8
	Пенжинский залив	13

берега. Скорость такого потока бывает так велика, что вызывает подмыв дна у сооружения и обрушение его.

Приливно-отливные явления значительной силы наблюдаются на территории Советского Союза по побережью Дальнего Востока и северных морей (табл. 4). В остальных морях СССР приливно-отливные явления отсутствуют либо так незначительны (5...10 см), что их можно не учитывать при определении максимальных уровней.

Сгоны и нагоны образуются при действии устойчивого ветра, непрерывно дующего с большой силой. Они характеризуются высотой и амплитудой. Так, для г. Одессы высота нагона, сгона и амплитуда, м, соответственно составляют 0,4; 0,65; 1,05; для г. Ленинграда — 0,7; 4,7; 5,4; для г. Таганрога — 3; 3,9; 6,9; для Астраханского рейда — 3; 2,8; 5,8; для г. Баку — 1,3; 1,5; 2,8; для г. Дербента — 0,4; 0,5; 0,9 [36]. Скорость подъема воды при нагоне колеблется в значительных пределах. Максимальная скорость (6...7,5 см/ч) зарегистрирована в Каспийском море

Сейши представляют собой периодические поднятия и опускания уровня воды без горизонтальных перемещений Наиболее характерны сейши в озерах и водохранилищах. По данным наблюдений, период колебания сейшевых явлений составляет от нескольких минут до нескольких часов с амплитудой до 1 м Сейшевые колебания воды возникают при резком изменении атмосферного давления в отдельных пунктах водоема; возможны также при сейсмических явлениях.

Изменение баланса воды водоема или отдельных его пунктов также сопровождается изменением уровней воды. Повышение уровней происходит при выпадении осадков, при притоке воды из впадающих в водоем рек или водостоков, а также при таянии льда. Понижается уровень из-за потерь на испарение и образование льда. Максимальные колебания уровней в результате изменения баланса наблюдаются в устьевых участках и в закрытых водоемах (Каспийское море).

Ледовые явления. На специальные гидротехнические сооружения лед оказывает такие воздействия, как удар плавающих льдин, навал ледяного поля, истирание элементов сооружения, забивка решеток и отверстий шугой и донным льдом. При расчете сооружений, в зависимости от их расположения по отношению к уровню льда, учитывают динамическое воздействие от удара льдин, статическое воздействие при навале ледяного поля или при термическом расширении, истирающее воздействие льда, вертикальное воздействие при колебании уровней воды. Эти явления в той или иной степени влияют на размеры сооружения, его форму, место расположения и материал, из которого оно возводится.

Глава 2. ЕМКОСТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

МАТЕРИАЛЫ

Железобетон. Требования, предъявляемые к железобетонным конструкциям емкостных сооружений, подразделяются на четыре категории в зависимости от степени воздействия на сооружение влажности, температуры, а также от водонасыщения конструкции. Требования к конструкциям, подвергающимся попеременному замораживанию и оттаиванию, при изменяющемся уровне жидкости относятся к первой категории, при постоянном — ко второй. К конструкциям, которые находятся в грунте или под водой и подвергаются эпизодическому воздействию отрицательных температур, предъявляются требования третьей категории, а к конструкциям, находящимся в отапливаемых зданиях или в грунте ниже глубины промерзания,— четвертой.

Класс и марки бетона для емкостных сооружений назначают в зависимости от требований к их железобетонным конструкциям и от условий климатического района строительства (табл. 5). В соответствии с температурой наружного воздуха территория Советского Союза условно разбита на четыре климатических района строительства: I — территория с расчетной температурой воздуха в наиболее холодную пятидневку ниже —40 °С; II — от —40 до —20 °С; III — от —20 до —5 °С; IV — выше —5 °С.

Мелкозернистый бетон, применяемый для тонкостенных элементов емкостных сооружений и заделки стыков, разделяется на две группы по модулю крупности применяемого песка: группа А — бе-

тоны, приготовленные на песке с модулем крупности более 2; группа Б — с модулем крупности 2 и менее.

Виды цементов для изготовления конструкций емкостных сооружений устанавливают по ГОСТ 23464—79* (табл. 6). Поверхностно-активные добавки и инертные, а также виды цементов при агрессив-

5. Марки бетона, рекомендуемые для изготовления емкостных сооружений [1, 6]

Условия эксплуатации конструкций сооружения	Марка по морозостойкости для климатического района			
	I	II	III	IV
Конструкции, подвергающиеся чередующемуся замораживанию при переменном уровне воды с постоянным воздействием воздушной среды:				
тонкостенные конструкции типа лотков	F400	F300	F200	F150
прочие конструкции открытых сооружений (облицовка откосов водоемов и водозаборных сооружений)	F300	F200	F150	F100
То же, при постоянном уровне воды (стены открытых емкостных сооружений)	F200	F150	F100	F75
Конструкции, заглубленные в грунт или обвалованные грунтом и находящиеся в зоне сезонного промерзания (ограждающие конструкции емкостей и колодцев)	F150	F100	F75	F50
Конструкции, расположенные в отапливаемых помещениях, постоянно находящиеся под водой или заглубленные ниже глубины промерзания	F75	F50	—	—

Примечания: 1. Класс бетона по прочности на сжатие — не ниже В20, для днищ контактных осветлителей без поддерживающих слоев — не ниже В25. — 2. При градиентах напора до 30 марка бетона по водонепроницаемости — W4, от 30 до 50 — W6, свыше 50 — W8 (градиент напора — отношение гидростатического напора в метрах к толщине конструкции в метрах). — 3. При наличии агрессивной среды марку бетона по водонепроницаемости следует назначать с учетом требований, приведенных в гл. 6. — 4. Приведенные показатели бетона рекомендуются для железобетонных элементов емкостных сооружений II класса ответственности. Для сооружений I класса ответственности марка по морозостойкости повышается на одну ступень, а для III класса принимается на одну ступень ниже, но не менее F50.

ной среде следует назначать в соответствии с требованиями СНиП 2.03.11-85 [8].

Крупные заполнители для бетона должны соответствовать требованиям ГОСТ 8268—82. Максимальный размер частиц щебня или гравия не должен превышать $^1/_4$ минимального сечения элементов конструкции. Об этом следует указывать в рабочих чертежах.

Песок для приготовления бетона принимают по ГОСТ 8736—85. Содержание отмучиваемых фракций в песке не должно превышать 1 %. Вода для приготовления бетона должна быть с pH $\geqslant$ 4 и содержать сульфатов не более 2700 мг/л при общем содержании солей до 5 г/л.

Марки сталей для конструктивных элементов емкостных сооружений назначают в зависимости от температурных условий эксплуатации и района строительства (табл. 7).

Сталефибробетон. В последние годы при строительстве емкостных сооружений применяют новый материал — сталефибробетон [26]. ЦНИИПромзданий, НИИЖБ и ЛенЗНИИЭП в процессе исследования получили положительные результаты по применению сталефибро-

6. Виды цементов, рекомендуемые для бетонов емкостных сооружений (ГОСТ 23464—79*)

Условный климатический район	Виды цементов при категориях требований к конструкциям			
	I	II	III	IV
I	Сульфатостойкий портландцемент		Портландцемент с умеренной экзотермией	Портландцемент, шлакопортландцемент
II	Сульфатостойкий портландцемент с умеренной экзотермией	Портландцемент с умеренной экзотермией	Портландцемент, пуццолановый портландцемент	То же
III	То же	То же	То же	Портландцемент, шлакопортландцемент, пуццолановый портландцемент
IV	Сульфатостойкий портландцемент, портландцемент	Все виды портландцементов по ГОСТ 10178—85		

Примечание. Цементы, указанные в графе первыми, обеспечивают лучшие показатели по морозостойкости и долговечности.

бетона для емкостных сооружений. Сталефибробетон представляет собой смесь бетона с фиброй из проволоки диаметром 0,8...1,6 мм и длиной 50...150 мм. Расход фибры — 70...80 кг на 1 м³ бетона.

Применение сталефибробетона позволяет исключить значительную часть стержневой арматуры, а вместе с тем снизить затраты труда на выполнение арматурных работ, особенно при изготовлении монолитных конструктивных элементов емкостных сооружений. В ряде случаев применение сталефибробетона уменьшает расход бетона.

Технико-экономический анализ применения сталефибробетона для изготовления емкостных сооружений показал, что замена только 10 % обычных монолитных днищ канализационных отстойников днищами из сталефибробетона ежегодно дает экономию 1600 м³ бетона, 70 т стали, снижает трудозатраты на 18 тыс. чел.-дней и стоимость строительства на 200 тыс. руб. [26]. Аналогичный эффект можно получить также, применяя сталефибробетон при сооружении водоочистных станций.

Существенный экономический эффект дает применение стале-

фибробетона для сборных конструктивных элементов емкостных сооружений. Так, при замене железобетонных панелей перегородок на сталефибробетонные вдвое снижается расход бетона и на 8 % — расход стали. Толщина перегородок по сравнению с типовыми уменьшается в два раза, так как отпадает необходимость в устройстве за-

7. Арматурная сталь, рекомендуемая для емкостных сооружений [1]

Вид и класс стали	Марка стали	Диаметр, мм	Условный район строительства
Стержневая горячекатаная гладкая класса А-I (ГОСТ 5781—82*)	Ст3сп	6...10	I *...IV
	Ст3пс	6...10	II...IV
	Ст3кп3	6...10	II **...IV
	ВСт3сп2	6...10	I...IV
	ВСт3кп2	6...10	II **...IV
	ВСт3пс2	6...10	I *...IV
Стержневая периодического профиля горячекатаная (ГОСТ 5781—82*) класса:			
А-II	ВСт5сп2	10...40	I *...IV
	ВСт5пс2	10...16	I *...IV
		18...40	II *...IV
	18Г2С	40...80	I *...IV
А-III	35ГС	6...40	I *...IV
	25Г2С	6...40	I *...IV
	32Г2Рпс	6...22	I *...IV
А-IV	80С	10...18	II **...IV
	20ХГ2С	10...22	I ...IV
А-V	23Х2Г2Т	10...32	I *...IV
Стержневая термически упрочненная периодического профиля (ГОСТ 10884—81) класса:			
$А_т$-IVК	10ГС2	10...18	I ***...IV
	20ХГС2	10...18	I ***...IV
$А_т$-V	20ГС	20...28	I ***...IV
	20ГС2	10...28	I ***...IV
	10ГС2	10...28	I ***...IV
Обыкновенная арматурная проволока класса В-I (ГОСТ 6727—80*)	—	3...5	I...IV
Высокопрочная арматурная проволока классов В-II и $В_р$-II (ГОСТ 7348—81*)	—	3...8	I...IV
Арматурные канаты класса К-7 (ГОСТ 134840—68*)	—	6...15	I...IV

* Не допускается сварка при температуре —40 °С и ниже.
** Применяется при температуре не ниже —30 °С.
*** Допускается применять при температуре не ниже —40 °С.

щитного слоя. Применение сталефибробетона эффективно и для других сборных элементов емкостных сооружений (лотки различной формы, трубы и др.).

НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Общие положения. Все нагрузки, в зависимости от продолжительности действия, делятся на постоянные и временные. В свою очередь временные подразделяются на длительно действующие,

кратковременные и особые [18]. Возможные отклонения нагрузок от нормативных значений учитываются коэффициентами надежности по нагрузкам γ_f (табл. 8).

Емкостные сооружения рассчитывают на два сочетания нагрузок: основное, состоящее из постоянных, длительных и кратковре-

8. Коэффициенты надежности по нагрузкам γ_f [6, 18]

Вид нагрузок	Значения γ_f
Постоянные	
Собственный вес конструктивных элементов	1,1 (0,9)
Вес утепляющего слоя:	
теплоизоляционный материал	1,2 (0,9)
насыпные грунты	1,15 (0,9)
Вес гидроизоляции и пароизоляции	1,2 (0,9)
Активное боковое давление грунта	1,2 (0,9)
Радиальное воздействие кольцевой напрягаемой арматуры	1,1 (0,9)
Длительно действующие	
Вес стационарного технологического оборудования	1,2
Равномерно распределенные нагрузки	1,2 (при $q \geqslant 2$ кПа) 1,3 (при $q < 2$ кПа)
Гидростатическое давление жидкости	1,1
Температурное воздействие	1,2
Давление грунтовых вод	1,1
Кратковременные	
Снеговая нагрузка	1,4...1,6
Ветровая нагрузка	1,2
Нагрузки на покрытии или на обваловании (по проекту, но не менее 2,5 кПа)	1,2
Нагрузки на призме обрушения грунта обратной засыпки в основании обвалования (по фактическим данным, но не менее 10 кПа)	1,3
Давление воды при гидравлическом испытании	1
Разрежение при опорожнении закрытых емкостных сооружений (по фактическим данным, но не менее 1 кПа)	1,1

Примечания: 1. Значения коэффициентов, указанные в скобках, принимаются в случае, когда уменьшение постоянной нагрузки может ухудшить условия работы конструкций. — 2. Для снеговой нагрузки коэффициент γ_f зависит от отношения нормативного собственного веса покрытия q к нормативному весу снегового покрова P:

q/P	$\geqslant 1$	0,8	0,6	$\leqslant 0,4$
γ_f	1,4	1,5	1,55	1,6

менных; особое, состоящее из постоянных длительных, возможных кратковременных и одной особой нагрузки. При расчете конструкций и оснований на основное сочетание одну кратковременную нагрузку включают без снижения. В случае включения нескольких кратковременных нагрузок их расчетные значения умножают на коэффициент сочетания 0,9. При расчете конструкций и оснований на особое сочетание кратковременные нагрузки принимают с коэффициентом сочетания 0,8, а особую нагрузку включают без снижения. Расчетные сочетания нагрузок принимают такими, чтобы они оказались наиболее опасными для сооружения.

Давление на внутренние стены многосекционных емкостных сооружений принимают как кратковременную нагрузку, если при эксплуатации этих сооружений соседние секции будут опорожняться кратковременно. Перегородки, не рассчитываемые на гидравлическое давление, проверяют на ветровую нагрузку при опорожненных открытых емкостных сооружениях или для периода строительства закрытых сооружений.

Нормативную нагрузку на стены и днище от давления жидкости принимают равной гидростатическому давлению жидкости при максимальном проектном уровне. Расчетная нагрузка должна быть равна гидростатическому давлению жидкости при ее уровне на 100 мм выше кромки переливного устройства, а при отсутствии такого устройства — до верха стен.

Покрытие заглубленных или обвалованных емкостных сооружений рассчитывают на кратковременную нагрузку от строительных механизмов, перемещающихся по слою грунта толщиной не менее 0,3 м, без учета других временных нагрузок.

На температурные воздействия рассчитывают емкостные сооружения, заполняемые жидкостью с температурой выше 50 °С или при перепаде температур более 30 °С.

При расчете сооружений, расположенных в пойме реки или водоема, гидростатическое давление определяют при расчетном уровне 10 %-ной обеспеченности.

Согласно СНиП 2.01 07-85, нагрузки умножают на коэффициент надежности по назначению γ_n, который зависит от класса ответственности сооружения, устанавливаемого по табл. 41 СНиП 2.04.02-84: для I класса ответственности $\gamma_n = 1$, для II — 0,95, для III — 0,9.

Емкостные сооружения рассчитывают на следующие случаи загружения: для гидравлического испытания, когда сооружение залито водой с наиболее невыгодным посекционным заполнением, но не засыпано грунтом; для эксплуатации, когда сооружение засыпано грунтом, но не заполнено водой

Вес конструктивных элементов. Собственный вес элементов емкостных сооружений определяют по их размерам, принятым в проекте, и удельному весу бетона, принимаемому по СНиП 2.03.01-84.

Гидростатическое давление грунтовых вод. В любой точке контура сооружения гидростатическое давление равно произведению удельного веса жидкости γ_w и напора воды над расчетным уровнем H_w:

$$q_w = \gamma_f \gamma_w H_w. \qquad (1)$$

Горизонт грунтовых вод принимают наиболее высоким и возможным в данных условиях. Гидростатическое давление на днище определяют на уровне низа гидроизоляции плиты днища.

Активное давление грунта. Для сооружений, расположенных ниже планировочной отметки или обсыпанных грунтом (обвалованных), рассчитывают интенсивность активного давления грунта на стены. Приведенные ниже формулы для определения интенсивности

активного давления составлены без учета трения грунта о стены сооружения [31].

При временной равномерно распределенной нагрузке, расположенной в пределах призмы обрушения (рис. 2, *а*), интенсивность давления грунта вверху и внизу определяют по формулам

$$q_в = \gamma_f \gamma_{гр} h_0 \mu_a; \quad q_н = \gamma_f \gamma_{гр} (H + h_0) \mu_a, \tag{2}$$

где $\gamma_{гр}$ — удельный вес грунта, кН/м³; $h_0 = p_0/\gamma_{гр}$ — приведенная высота насыпи, м, заменяющая нагрузку; p_0 — интенсивность расчетной полезной нагрузки, кН; $\mu_a = \operatorname{tg}^2 (45° - 0{,}5\varphi)$ — коэффициент давления грунта, зависящий от угла внутреннего трения φ (табл. 9); H — высота сооружения, м.

9. Коэффициент μ_a [31]

Угол наклона засыпки α	Значения μ_a при угле внутреннего трения φ							
	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
0	0,588	0,49	0,406	0,334	0,27	0,218	0,172	0,132
5°	0,634	0,524	0,428	0,354	0,284	0,226	0,178	0,136
10°	0,707	0,568	0,462	0,374	0,3	0,238	0,186	0,142
15°	0,932	0,638	0,504	0,402	0,318	0,25	0,194	0,148
20°	—	0,882	0,572	0,44	0,344	0,266	0,204	0,154
25°	—	—	0,822	0,504	0,378	0,288	0,218	0,162
30°	—	—	—	0,75	0,442	0,318	0,234	0,172
35°	—	—	—	—	0,67	0,368	0,26	0,186
40°	—	—	—	—	—	0,586	0,304	0,206
45°	—	—	—	—	—	—	0,5	0,242
50°	—	—	—	—	—	—	—	0,414

В случае отсутствия полезной нагрузки на призме обрушения в формулах (2) следует считать $h_0 = 0$.

При временной равномерно распределенной нагрузке, расположенной на расстоянии a от задней грани стены (рис. 2, *б*), для построения эпюры интенсивности давления служат выражения

$$h = a/\operatorname{tg}\theta; \quad q'_h = \gamma_{гр} h \mu'; \quad q''_h = \gamma_{гр} (h + h_o) \mu'; \quad q_н = \gamma (H + h_0) \mu', \tag{3}$$

где $\operatorname{tg}\theta = -\operatorname{tg}\varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2\varphi)(1 + A/\operatorname{tg}\varphi)}$; $\mu' = \operatorname{tg}\theta/\operatorname{tg}(\theta + \varphi)$;

$$A = 2ah_0/H(H + 2h_0).$$

При временной равномерно распределенной нагрузке, расположенной на расстоянии a от задней грани стены и действующей по ширине b (рис. 2, *в*),

$$h_1 = a/\operatorname{tg}\theta; \quad h_2 = (a + b)/\operatorname{tg}\theta; \quad q'_{h_1} = \gamma_{гр} h_1 \mu'; \quad q''_{h_1} = \gamma_{гр} (h_1 + h_0) \mu';$$

$$q'_{h_2} = \gamma_{гр} (h_2 + h_0) \mu'; \quad q''_{h_2} = \gamma_{гр} h_2 \mu'; \quad q_н = \gamma_{гр} H \mu', \tag{4}$$

где $\operatorname{tg}\theta = -\operatorname{tg}\varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2\varphi)(1 - A/\operatorname{tg}\varphi)}$; $A = 2bh_0/H^2$;

$$\mu' = \operatorname{tg}\theta/\operatorname{tg}(\theta + \varphi).$$

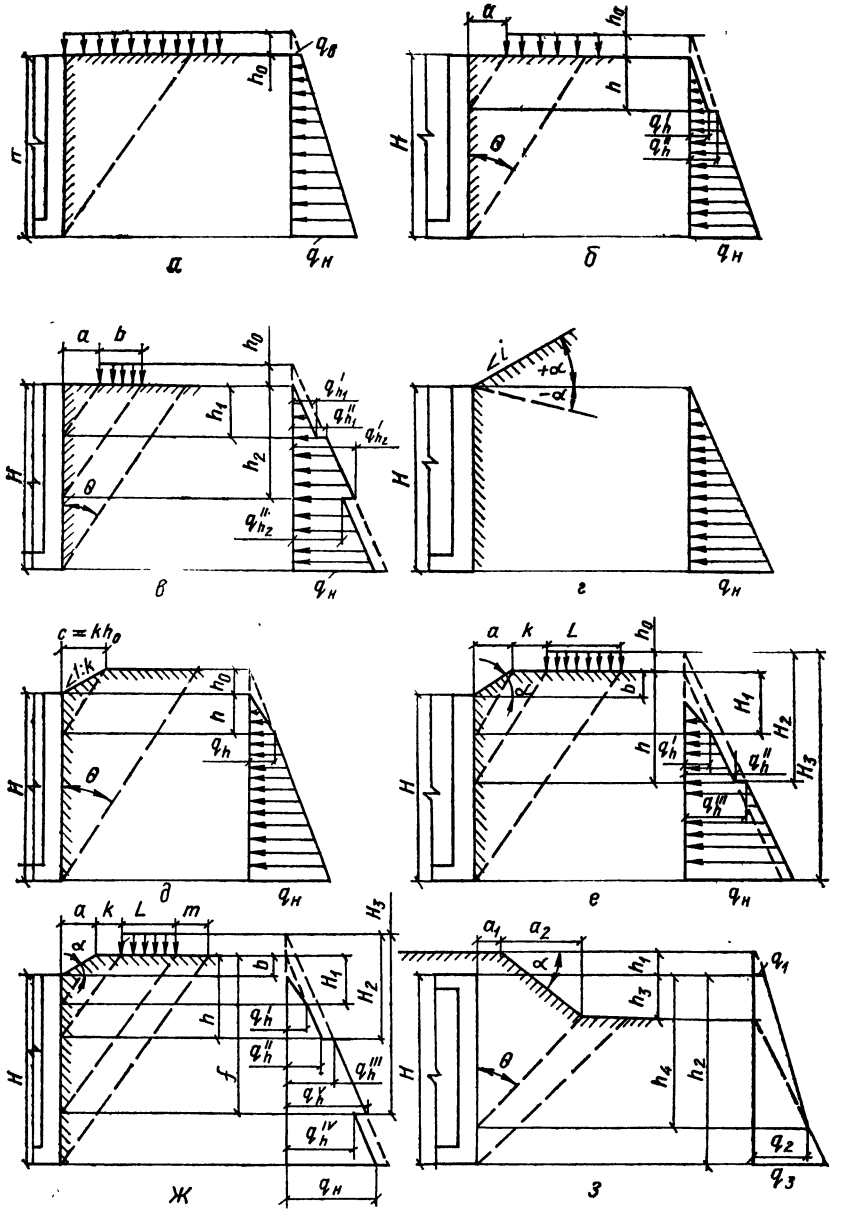


Рис. 2. Схемы интенсивности активного давления грунта на стены подземных сооружений:

а, б, в, е, ж — при расположении временной нагрузки в пределах призмы обрушения; *в, д* — при наклонной поверхности грунта без нагрузки; *з* — при обваловании.

Значение $\operatorname{tg}\theta$ может оказаться отрицательным, мнимым или равным нулю. Во всех этих случаях призма обрушения проходит через конец нагрузки и $\operatorname{tg}\theta$ следует определять по формуле $\operatorname{tg}\theta = (a + b)H$.

При наклоне поверхности грунта засыпки под углом α выше горизонтальной плоскости (рис. 2, *г*)

$$q_н = \gamma_{гр} H \mu_a; \quad \operatorname{tg}\theta = -\operatorname{tg}\varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2\varphi)(1 + \operatorname{tg}\alpha/\operatorname{tg}\varphi)}/[1 + (1 + \operatorname{tg}^2\varphi)\operatorname{tg}\alpha/\operatorname{tg}\varphi], \tag{5}$$

где $$\mu_a = \operatorname{tg}\theta/[\operatorname{tg}(\theta + \varphi)(1 - \operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\theta)].$$

Если поверхность грунта наклонена ниже горизонтальной плоскости, то в формуле (5) для μ_a вместо $-\operatorname{tg}\alpha$ нужно поставить $+\operatorname{tg}\alpha$.

При ломаной поверхности засыпки и отсутствии нагрузки на призме обрушения (рис. 2, *д*)

$$q_h = \gamma_{гр} h_1 \mu'; \quad q_н = \gamma_{гр}(H + h_0)\mu''; \quad h_1 = a/\operatorname{tg}\theta - h_0, \tag{6}$$

где $$\mu' = \operatorname{tg}\theta/\operatorname{tg}(\theta + \varphi)(1 - \operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\theta); \quad \mu'' = \operatorname{tg}\theta/\operatorname{tg}(\theta + \varphi);$$

$$\operatorname{tg}\theta = -\operatorname{tg}\varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2\varphi)[(1 + m^2)/\operatorname{tg}\varphi(1 + m^2)]\, a/h_0}; \quad m = h_0/H.$$

Если поверхность засыпки ломаная, а временная нагрузка расположена на расстоянии $(a + k)$ от задней грани стены и занимает всю оставшуюся часть призмы обрушения (рис. 2, *е*), то

$$q_н = \gamma_{гр}(H + b + h_0)\mu'; \quad q'_н = \gamma_{гр}(H + b)\mu'; \quad q'_h = q_н H_1/(H + b);$$

$$q''_h = q_н h/(H + b); \quad q'''_h = q_н H_2/H_3, \tag{7}$$

где $$\mu' = \operatorname{tg}\theta/\operatorname{tg}(\theta + \varphi); \quad H_1 = a/\operatorname{tg}\theta; \quad h = (a + k)/\operatorname{tg}\theta;$$

$$H_2 = h + h_0; \quad H_3 = H + b + h_0;$$

$$\operatorname{tg}\theta = -\operatorname{tg}\varphi + \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2\varphi + 2B/A \sin 2\varphi};$$

$$A = (H + b)[0{,}5(H + b) + h_0)]; \quad B = ah_0 + 0{,}5ab + kh_0.$$

Если поверхность засыпки ломаная, а временная нагрузка расположена на растоянии $(a + k)$ от задней грани стены и доходит до конца призмы обрушения (рис. 2, *ж*), то

$$q_н = \gamma_{гр} H_3 \mu'; \quad q'_н = \gamma_{гр}(H + b)\mu'; \quad q'_h = q'_н H_1/(H + b);$$

$$q''_h = q'_h h/(H + b); \quad q'''_h = q_н H_2/H_3; \quad q^{IV}_h = q'_н f/(H + b);$$

$$q^{V}_h = q_н(f + h_0)/H_3, \tag{8}$$

где $$\mu' = \operatorname{tg}\theta/\operatorname{tg}(\theta + \varphi); \quad H_1 = a/\operatorname{tg}\theta; \quad h = (a + k)/\operatorname{tg}\theta;$$

$$f = (a + H + L)/\operatorname{tg}\theta; \quad H_3 = H + b + h_0; \quad H_2 = h + h_0;$$

$$\operatorname{tg}\theta = -\operatorname{tg}\varphi + \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2\varphi - 2B/A \sin 2\varphi}; \quad A = 0{,}5(H + b)^2;$$

$$B = Lh_0 - 0{,}5ab.$$

В случае, если значение $\operatorname{tg}\theta$ получится отрицательным, мнимым или равным нулю, его следует определять по формуле $\operatorname{tg}\theta = (a + b)/H$.

При обваловании емкостного сооружения (рис. 2, *з*) ординаты эпюры давления определяют по формулам

$$q_1 = \gamma_{гр} h_3 \mu'; \quad q_2 = \gamma_{гр} (h_4 - h_3) \mu'; \quad q_3 = \gamma_{гр} (H - h_3) \mu'', \qquad (9)$$

где $\mu' = \operatorname{tg}/\operatorname{tg}(\theta + \varphi)(1 + \operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\theta)$; $\mu'' = \operatorname{tg}\theta/\operatorname{tg}(\theta + \varphi)$;

$\operatorname{tg}\theta = -\operatorname{tg}\varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2\varphi)(1 - A)}/\operatorname{tg}\varphi$; $A = h_3(a_1 + a_2)/(H - h_3)^2$.

Характеристики грунтов, необходимые для определения интенсивности давления на стены сооружения, принимают из отчетов инженерно-геологических изысканий.

Влияние подвижной нагрузки. Во время строительства и эксплуатации сооружения рядом могут располагаться нагрузки в виде транспортных средств, материалов, технологического оборудования и т. п., которые оказывают дополнительное давление на стены заглубленных сооружений. Согласно СНиП 2.04.02-84, эти нагрузки принимают фактически возможными, но не менее 10 кПа, что соответствует эквивалентной нагрузке от бульдозера, расположенного параллельно стене на расстоянии 0,5 м от нее, или от автомобильной нагрузки Н-10.

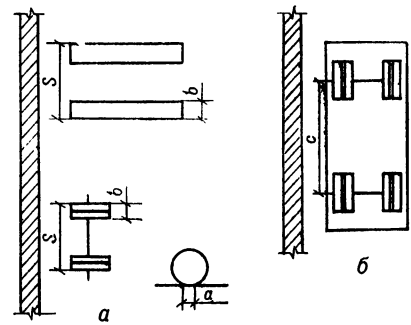


Рис. 3. Схемы расположения подвижной нагрузки:
а — перпендикулярно к сооружению; *б* — параллельно ему.

Рассмотрим влияние подвижной нагрузки, расположенной на призме обрушения, при определении давления грунта на стены сооружения. Если направление движения нагрузки перпендикулярно к сооружению (рис. 3, *а*), то для расчета выделяют 1 м длины стены и для этого отрезка находят нагрузку от транспорта P, кН/м, по формуле

$$P = G/S,$$

где G — нагрузка от одного ряда задних колес, кН; S — расстояние между внешними гранями ободьев колес или краями гусениц, м.

10. Коэффициент k_a [31]

S/H	k_a	S/H	k_a	S/H	k_a
0,1	0,322	0,3	0,544	1	0,772
0,12	0,36	0,4	0,602	1,2	0,81
0,14	0,389	0,5	0,668	1,5	0,84
0,16	0,414	0,6	0,681	2	0,875
0,18	0,437	0,7	0,71	3	0,9
0,2	0,549	0,8	0,735	4	0,92
0,25	0,505	0,9	0,757	>4	1

Длину следа колеса a принимают 0,2 м, а для гусеничной нагрузки она равна длине гусеницы. Расчетное давление на 1 м стены сооружения от сосредоточенного давления колес уменьшают на коэффициент $k_a = f(S/H)$, учитывающий распределение сосредоточенного давления через засыпку параллельно стенам высотой H (табл. 10).

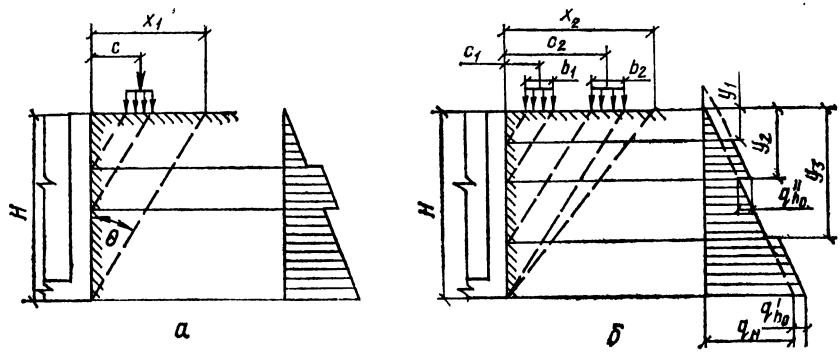


Рис. 4. Схемы нагрузок от транспорта на призме обрушения при одном (*а*) и двух (*б*) сосредоточенных грузах.

В случае движения автомобиля параллельно стене сооружения (рис. 3, *б*) давление на 1 м стены

$$P = \Sigma G/(a + c),$$

где ΣG — нагрузка от заднего и переднего колес, кН; c — расстояние между осями автомобиля, м.

При определении горизонтального давления от подвижной нагрузки могут встретиться два случая загружения. В первом из них на призме обрушения расположена одна ось автомобиля (рис. 4, *а*). Граница призмы обрушения $x_1 = H \operatorname{tg} \theta$. Расчет ведут как и в случае по рис. 2, *в*.

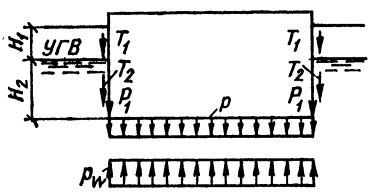


Рис. 5. Схема нагрузок на сооружение от давления грунтовых вод.

Во втором случае на призме обрушения, т. е. в пределах $x_2 = H \operatorname{tg}^2 (45° - 0{,}5\varphi)$, размещены два груза (рис. 4, *б*). Ординаты эпюры интенсивности давления определяют по формулам

$$y_1 = (c_1 - 0{,}5b_1)/\operatorname{tg} \theta; \quad y_2 = c_1 + 0{,}5b_1/\operatorname{tg} \theta; \qquad (10)$$

$$y_3 = c_2 - 0{,}5b_2/\operatorname{tg} \theta; \quad q_н = \gamma_{гр} H \mu'; \quad q'_h = \gamma_{гр} h_0 \mu'; \quad q''_h = \gamma_{гр} h_0 \mu',$$

где

$$\mu' = \operatorname{tg} \theta/\operatorname{tg} (\theta + \varphi).$$

При действии каких-либо сосредоточенных сил с незначительной площадью опирания и небольшом угле призмы обрушения θ учитывают трение земли по задней грани стены [31]. Если нагрузка располагается на призме ломаного очертания, прежде всего определяют,

пересекает ли призма обрушения откос или горизонтальную поверхность земли, а затем рассчитывают стену по формулам (6) и (7).

Вертикальное давление от грунта и грунтовых вод. Эту нагрузку определяют по формуле

$$p_{w.г} = \gamma_f (\gamma H_1 + \gamma_{взв} H_2) + \gamma_f \gamma_w H_2, \qquad (11)$$

где γ_f — коэффициент надежности по нагрузке (см. табл. 8); H_1 и H_2 — высоты, показанные на рис. 5; $\gamma_{взв} = (\gamma_ч - \gamma_w)/(1 - e)$ — удельный вес взвешенного в воде грунта, кН/м³; γ_w — удельный вес жидкости, кН/м³; $\gamma_ч$ — удельный вес частиц грунта, кН/м³; e — коэффициент пористости грунта.

Интенсивность активного давления грунта и грунтовых вод на стены сооружения, кПа,

$$q^н_{w.г} = \gamma_f (\gamma H_1 + \gamma_{взв} H_2) \mu_a + \gamma_f \gamma_w H_2, \qquad (12)$$

где μ_a — коэффициент давления грунта (см. табл. 9).

Усилия трения стен сооружения по грунту выше и ниже уровня грунтовых вод T_1 и T_2, кН, возникающие при всплытии сооружений (см. рис. 5), рассчитывают по формулам

$$T_1 = \gamma_c \gamma_f Q_1 U \operatorname{tg} \varphi_1; \quad T_2 = \gamma_c \gamma_f Q_2 U \operatorname{tg} \varphi_2,$$

где γ_c и γ_f — соответственно коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,5, и коэффициент надежности по нагрузке, равный 0,8; U — периметр стен сооружения, м; φ_1 и φ_2 — углы внутреннего трения грунта соответственно в естественном и водонасыщенном состоянии; Q_1 и Q_2 — боковые давления грунта, кН, на 1 м стены соответственно выше и ниже уровня грунтовых вод, определяемые с учетом сцепления грунта:

$$Q_1 = 0{,}5 \gamma_{гр} H_1^2 \mu_a - 2cH_1 \mu_a;$$

$$Q_2 = \mu_a (\gamma_{гр} H_1 H_2 + 0{,}5 \gamma_{взв} H_2^2);$$

c — удельное сцепление грунта, кПа.

Гидростатическое давление на днище сооружения, кПа,

$$p_w = \gamma_f H_2 \gamma_w.$$

В этом случае коэффициент надежности по нагрузке γ_f принимают (при расчете на всплытие) равным 1,1.

Сейсмические воздействия. Емкостные сооружения, строящиеся в районах с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов, рассчитывают на сейсмические воздействия.

Расчетную сейсмичность емкостных сооружений I и II классов ответственности принимают равной расчетной сейсмичности района строительства, а сооружений III класса, строящихся в районах с расчетной сейсмичностью 8 и 9 баллов,— равной 7 баллам. В районах с сейсмичностью 7 баллов такие сооружения проектируют без учета сейсмичности [6].

Сооружения рассчитывают на нагрузки, соответствующие расчетной сейсмичности, определяемой по СНиП II-7-81 [37]. При расчете

сооружений, функционирование которых необходимо для ликвидации последствий землетрясения, сейсмические нагрузки увеличивают в 1,2 раза, а для водозаборных сооружений из поверхностных источников — в 1,5 раза.

Конструктивные элементы емкостных сооружений рассчитывают на наиболее опасные возможные сочетания сейсмических воздействий от собственного веса конструкций, веса жидкости, грунта и обвалования.

Расчетную сейсмическую нагрузку S_{ik}, кН, действующую на элемент сооружения весом Q_k, отнесенным к точке k, определяют как для зданий по формуле

$$S_{ik} = k_1 k_2 k_\psi Q_k A \beta_i \eta_{ik}, \qquad (13)$$

где A — коэффициент, значение которого принимают равным 0,1; 0,2; 0,4 соответственно для расчетной сейсмичности 7, 8, 9 баллов. Произведения коэффициентов $k_1 k_2 k_\psi$, а также $\beta_i \eta_{ik}$ зависят от категории грунта по сейсмическим свойствам и класса сооружения (табл. 11).

11. Произведения коэффициентов $\beta_i \eta_{ik}$ и $k_1 k_2 k_\psi$ [6]

Расположение сооружения по отношению к грунту	Произведения $\beta_i \eta_{ik}$ для категории грунтов по сейсмическим свойствам			Произведения $k_1 k_2 k_\psi$ для класса ответственности сооружений		
	I	II	III	I	II	III
Наземные	3	2,7	2	0,3	0,25	0,2
Подземные	2	1,8	1,5	0,25	0,2	0,15

Примечание. Категорию грунта по сейсмическим свойствам следует принимать по табл. 1 СНиП II-7-81, а класс ответственности сооружений — по табл 41 СНиП 2.04.02-84.

Горизонтальную сейсмическую нагрузку, вызванную собственным весом конструктивного элемента емкостного сооружения, определяют как для жестких конструкций, фундамент которых настолько развит, что поворот сооружения за счет упругости грунта не учитывается.

Емкостные сооружения рассчитывают также на горизонтальные и вертикальные гидродинамические силы, вызванные сейсмическим воздействием от веса жидкости [37].

Давление грунта на стены сооружений, расположенные ниже поверхности грунта, находят с учетом сейсмических воздействий из выражения

$$p_{г.с} = \gamma_{гр} H \mu_o,$$

где μ_o — коэффициент горизонтальной составляющей давления грунта при сейсмическом воздействии, определяемый по формуле

$$\mu_o = \cos^2(\varphi - \omega)/\cos\omega^2(1 + \sqrt{z})^2,$$

в которой $\omega = \operatorname{arctg} Ak_1$; $z = \sin\varphi \sin(\varphi - \omega)/\cos\omega$; Ak_1 — произведение коэффициентов, учитывающих допустимые повреждения сооружений и сейсмичность района строительства, равное 0,025. 0,05; 0,1 соответственно для районов сейсмичностью 7, 8, 9 баллов.

При определении давления водонасыщенного грунта в формулы следует вводить вес взвешенного грунта, а сейсмическую силу определять по плотности насыщенного грунта. При этом

$$\omega = \operatorname{arctg} Ak_1\rho_{нас}g/(\rho_{гр} - \rho_{\omega})\,g,$$

где $\rho_{нас}$ — плотность водонасыщенного грунта, т/м³; $\rho_{гр}$, ρ_{ω} — соответственно плотность грунта и воды, т/м³; g — ускорение свободного падения, м/с².

Давление на стены насыщающей грунт воды определяют так же, как и в статических расчетах.

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ

Емкостные сооружения рассчитывают с учетом технологического режима их эксплуатации (цикличность работы, гидравлическая нагрузка, скорость движения жидкости, температура и т. п.) и воздействия окружающей среды.

Оболочка емкостного сооружения представляет собой пространственную систему, расчет которой точным методом является сложной и трудоемкой задачей. При проектировании таких сооружений, кроме точных методов расчета при помощи ЭВМ (см. приложение), применяют и приближенные, которые позволяют достаточно быстро, с необходимой для инженерной практики точностью определять усилия и деформации во всех элементах сооружения.

Приведенные в последующих разделах приближенные методы расчета емкостных сооружений основаны на некоторых допущениях и упрощениях, а именно:

усилия в статически неопределимых конструкциях железобетонных емкостных сооружений допускается определять по упругой стадии; перераспределение моментов не допускается;

расчет стен емкостных сооружений, представляющих собой пространственную конструкцию, допускается приводить к решению плоской и линейной задачи — к расчету рам, плит, балок и оболочек вращения;

совместную работу элементов сооружения следует учитывать определением усилий в узлах сопряжения;

днища емкостных сооружений допускается рассчитывать на изгиб из своей плоскости как плиту или полосу на упругом основании по приближенным способам, основанным на гипотезе упругого полупространства и гипотезе коэффициента постели.

Упругие свойства грунтов при расчете по теории упругого полупространства характеризуются модулем деформации E_0 и коэффициентом Пуассона μ.

Для правильного выбора расчетных характеристик необходимо знать, что представляют собой грунты основания не только сразу

под днищем, но и на некоторой глубине под ним. Так, для плит толщиной в пролете до 0,4 м под сетку колонн глубина исследования грунтов должна составлять 5...10 м, для таких же плит, но без колонн — 3...5 м. При скальном основании, а также при практически несжимаемых полускальных грунтах (известняки, песчаники, мергели и т. п.) достаточно знать E_o и μ только для вышележащих сжимаемых грунтов.

Если основанием служат песчаные грунты, то момент прекращения деформаций основания наступает вскоре после достижения нагрузками своего расчетного значения. В связи с этим при расчете массивных железобетонных плит можно пренебрегать их собственным весом, так как деформации плиты полностью произойдут раньше, чем затвердеет бетон. При глинистом основании осадки могут возрастать по окончании строительства еще длительное время, поэтому в подобных случаях пренебрегать собственным весом плиты не следует.

В случаях расчета неоднородного основания (без скального подстилающего слоя) принимают осредненное значение модуля деформации [7]

$$E_o^{ср} = \Sigma H_i k_i / \Sigma (H_i k_i / E_i),$$

где H_i — мощность i-го слоя, см; k_i — коэффициент, зависящий от соотношения сторон плиты a/b и отношения глубины слоя грунта от подошвы плиты к ее ширине z/b (табл. 12); E_i — модуль деформации i-го слоя, кПа, определяемый в полевых условиях.

12. Коэффициент k_i [7]

Отношение z/b	Значения k_i при соотношении a/b				Отношение z/b	Значения k_i при соотношении a/b			
	1	2	3	10 и более (ленточные фундаменты)		1	2	3	10 и более (ленточные фундаменты)
0	1	1	1	1	1	0,34	0,48	0,53	0,55
0,2	0,96	0,96	0,98	0,98	1,2	0,26	0,39	0,44	0,48
0,4	0,8	0,87	0,88	0,88	1,4	0,2	0,32	0,38	0,43
0,6	0,61	0,73	0,75	0,75	1,6	0,16	0,27	0,32	0,37
0,8	0,45	0,53	0,63	0,64	2	0,11	0,19	0,24	0,31
					2,4	0,08	0,14	0,19	0,26

При определении коэффициента k_i условно принимают, что конструкция не заглублена и учитывают влияние только тех слоев, которые находятся в пределах сжимаемой толщи. Рекомендуется высоту сжимаемой толщи предварительно принимать для песков $H_{сж} = 6 + 0{,}1b$, для глинистых грунтов $H_{сж} = 9 + 0{,}15b$, где b — ширина плиты, м.

Модуль деформации следует принимать в соответствии с указаниями СНиП 2.02.01-83. В случаях наличия в основании водонасыщенных слабых грунтов ($E_o \leqslant 7{,}5$ кПа) при определении модуля

деформации в лабораторных условиях не рекомендуется вводить повышающий коэффициент $m_к$.

Емкостные сооружения следует рассчитывать на все случаи загружения с учетом возможных сочетаний нагрузок согласно СНиП 2.01.07-85.

Основные геометрические размеры емкостных сооружений определяются технологическими условиями с учетом требований унификации, экономичности и индустриализации строительства, а также СНиП 2.04.02-84. Союзводоканалпроект с участием ЦНИИПромзданий, Гипрокоммунводоканала, Мосводоканалпроекта и ряда других научно-исследовательских и проектных организаций унифицировал габаритные схемы емкостных сооружений, на основании чего создана номенклатура сборных железобетонных изделий. Использование таких схем при выборе основных размеров сооружений позволяет в значительной степени сократить сроки их проектирования и строительства.

При определении усилий и деформаций в конструктивных элементах сооружений методами строительной механики предварительно задаются высотой (толщиной) основных сечений рассчитываемых элементов. Чем точнее будут предварительные размеры сечений элементов, тем точнее результаты статического расчета при минимальных затратах времени. При значительных расхождениях (более 25 %) в размерах высот сечений, предварительно принятых и полученных по результатам расчетов, статический расчет производят заново.

Толщину изгибаемых элементов предварительно можно определить по следующим формулам [38]:

для прямоугольных сооружений без перекрытий

$$\delta_{ст} \approx 3\sqrt{H^3}; \quad \delta_д \approx 1{,}5\sqrt{B^2H},$$

где $\delta_{ст}$, $\delta_д$ — соответственно толщина стены в нижнем сечении и толщина днища, см; H — высота сооружения, м; B — наименьший размер сооружения в плане или расстояние между промежуточными опорами, м;

для прямоугольных сооружений с перекрытием

$$\delta_{ст} \approx 2{,}4\sqrt{(H+1{,}5)^3}; \quad \delta_д \approx 1{,}5\sqrt{B^2(H+2{,}5)}.$$

Расчет прямоугольных сооружений

Этот тип сооружений является одним из самых распространенных среди емкостных сооружений водоподготовительных и канализационных станций. Их можно рассчитывать при помощи ЭВМ, а также приближенными способами, приведенными ниже.

Расчет стен. В зависимости от соотношения размеров в плане и от высоты стены прямоугольных сооружений рекомендуется рассчитывать по схемам плит, опертых по контуру, по схемам замкнутых плоских рам или по балочным схемам (балка на двух опорах, консольная балка). Тип опор зависит от конструктивного решения

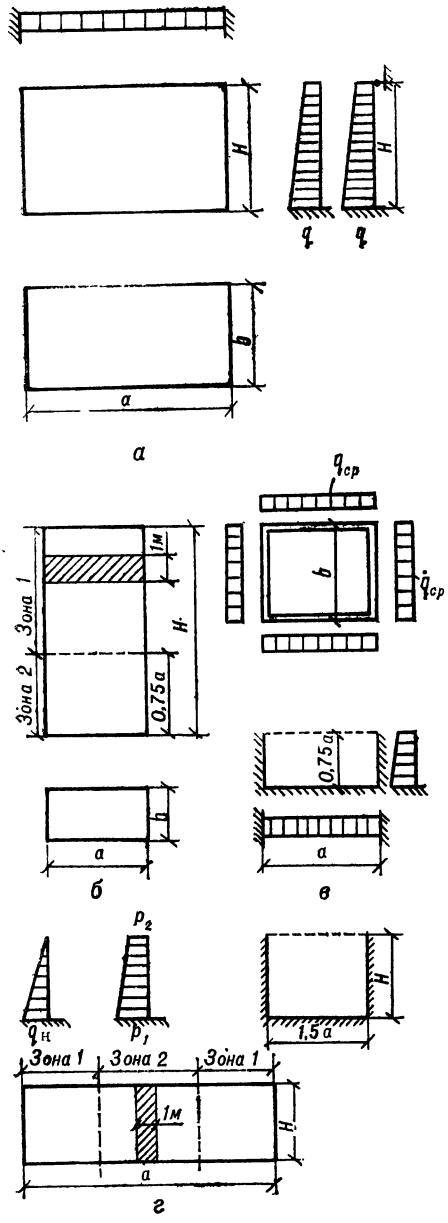


Рис. 6. Расчетные схемы стен с соотношением сторон:
а — $a/b \leqslant 3$; $H/a \leqslant 2$; *б* — $a/b \leqslant 1{,}2$; $H/a > 2$; *в* — $H = 0{,}75a$; *г* — $a/b > 3$; $a/H > 2$.

опорных узлов и соотношения размеров сооружения. Они бывают шарнирными, жесткими или упруго защемленными.

Расчет открытых прямоугольных сооружений по балочной схеме или по схеме плоской замкнутой рамы позволяет определять усилия и деформации в средних зонах стен сооружения, где влияние защемления их в ребрах сказывается незначительно. В крайних зонах стен, примыкающих к ребрам, усилия и деформации определяют с учетом защемления их в обеих плоскостях, т. е. с учетом работы этих участков в двух направлениях. Усилия и деформации в крайних зонах стен с достаточной точностью можно определить, рассматривая этот участок стены как плиту, опертую по контуру.

При соотношении сторон $a/b \leqslant 3$ и $H/a \leqslant 2$ (рис. 6, *а*) стены рассчитывают как плиты, опертые по контуру. Для определения усилий и деформаций служат выражения [13]

$$M_1^{\circ} = m_1 q a^2; \quad M_2^{\circ} = m_2 q a^2;$$
$$M_1 = m_3 q a^2;$$
$$M_2 = m_4 q a^2; \quad M_к^{\circ} = m_5 q a^2;$$
$$M_к = m_6 q a^2; \qquad (14)$$
$$\delta_{ср} = m_7 q a^4/D; \quad \delta_{\circ} = m_8 q a^4/D,$$

где M_1 и M_2 — пролетные изгибающие моменты в направлениях, параллельных сторонам соответственно a и H, кН·м; M_1° и M_2° — опорные изгибающие моменты, кН·м; $M_к^{\circ}$ и $M_к$ — соответственно

опорный и пролетный изгибающие моменты на свободном от закрепления контуре плиты, кН·м; $\delta_{ср}$ — прогиб в центре плиты, см; δ_o — прогиб по середине пролета на свободной от закрепления стороне плиты, см; m_i — коэффициенты, принимаемые по таблицам [13] в зависимости от соотношения сторон плиты и цилиндрической жесткости D, которая определяется по формуле

$$D = Eh^3/12\,(1-\mu^2) \approx Eh^3/12, \qquad (15)$$

где E — модуль упругости, кПа; h — толщина плиты, см; μ — коэффициент Пуассона (для железобетона $\mu = 0{,}1615$).

При соотношении сторон $a/b \leqslant 1{,}2$ и $H/a > 2$ (рис. 6, *б*) стены по высоте разбивают на две зоны: верхнюю и нижнюю. Усилия и деформации в верхней зоне стен рекомендуется определять как для замкнутой рамы шириной 1 м. При этом предполагается, что стены на высоту каждого пояса подвержены равномерному давлению жидкости или грунта. Изгибающие моменты в горизонтальных рамах можно определить одним из способов строительной механики. Нижнюю зону стены рассчитывают как плиту, опертую по контуру, по формулам и таблицам [13]. Расчетная схема этого участка стены приведена на рис. 6, *в*.

При соотношении сторон $a/b > 3$ и $a/H > 2$ (рис. 6, *г*) стены разбивают на три зоны: две крайние и одну среднюю. Усилия и деформации средней зоны от гидростатической нагрузки определяют как для консоли шириной 1 м по следующим формулам:

изгибающие моменты

$$M_x = -qx^2/6; \quad M_B = qH^2/6;$$

поперечная сила (максимальная)

$$Q = qH/2; \qquad (16)$$

угол поворота свободного конца

$$\varphi = qH^3/24EI;$$

прогиб свободного конца

$$f = qH^4/30EI,$$

где E — модуль упругости, кПа; I — момент инерции, см^4.

Усилия и деформации средней зоны от трапецеидальной нагрузки:

$$M_x = -0{,}5p_1x^2 - x^3(p_2 - p_1)/6H;$$

$$M_B = -H^2(3p_1 + p_2)/6; \quad Q = 0{,}5H(p_1 + p_2); \qquad (17)$$

$$\varphi = H^3(3p_1 + p_2)/24EI; \quad f = H^4(11p_1 + 4p_2)/120EI.$$

Расчет закрытых прямоугольных сооружений производят в основном по схемам и формулам, принятым для расчета открытых сооружений. Ширину крайних зон стен принимают равной высоте стены H (рис. 7, *а*). Расчетную схему стен принимают в зависимости от габаритных размеров сооружения.

При соотношении сторон $a/b > 2$ усилия и деформации средних зон продольных стен определяют из расчета замкнутых рам шириной

1 м, лежащих на упругом основании. В зависимости от конструктивного решения опорных узлов принимают расчетную схему с жесткими или шарнирными опорами (рис. 7, *б*, *в*). Крайние зоны таких сооружений рассчитывают как плиты, опертые по контуру с соответствующими опорами, по формулам и таблицам [13].

Раму на упругом основании рассчитывают в следующем порядке [34]. Рассекают ее на две части — верхнюю (П-образная рама) и нижнюю (полоса на упругом основании). Для обеспечения равновесия отсеченных частей рамы в местах разрезов прикладывают по

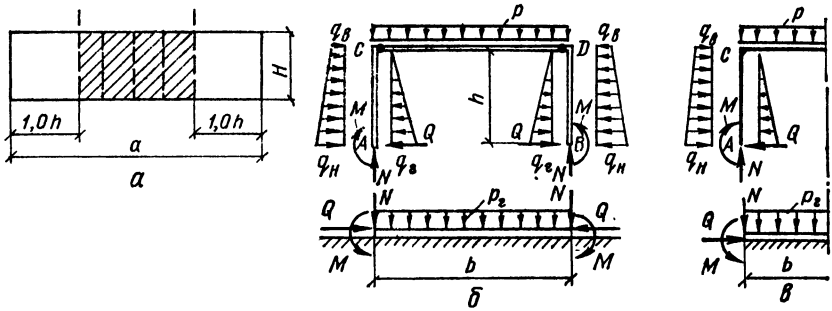


Рис. 7. Расчетные схемы прямоугольных сооружений:
а — деление стен на зоны; *б* — схема с шарнирными узлами; *в* — схема с жесткими узлами.

три неизвестных усилия: поперечные силы Q, изгибающие моменты M и продольные силы N.

Связь между отсеченной рамой и нижним ригелем обеспечивается условиями

$$(\varphi_A)_р = (\varphi_A)_с; \quad (y_A)_р = (y_A)_с, \tag{18}$$

где $(\varphi_A)_р$ и $(y_A)_р$ — соответственно угол поворота и прогиб нижнего ригеля в узле A; $(\varphi_A)_с$ и $(y_A)_с$ — соответственно угол поворота и прогиб стены в узле A.

Угол поворота нижнего ригеля в узле A можно определить по формуле

$$(\varphi_A)_р = [(\varphi_{11}M_A + \varphi_{12}M_B + bL^2\varphi_{13}q) + L(\varphi_{14}N_A + \varphi_{15}N_B)]/\pi E_o bL^2, \tag{19}$$

где φ_{11}, φ_{12}, φ_{13}, φ_{14}, φ_{15} — углы поворота нижнего ригеля в узле A соответственно от M_A, M_B, q, N_A и N_B, равных 1; L — длина элемента, м; E_o — модуль деформации грунта, кПа.

Из условия симметрии рамы и нагрузки имеем:

$$[\overline{M}_A] = [\overline{M}_B]; \quad \varphi_A = \varphi_B; \quad Q_A = Q_B; \quad N_A = N_B = 0{,}5qL, \tag{20}$$

вследствие чего $\varphi_{11} + \varphi_{12} = \varphi_{1M}$; $\varphi_{14} + \varphi_{15} = \varphi_{1N}$; $\varphi_{13} = \varphi_{1q}$.

Для случая симметричной рамы формула (19) примет вид

$$(\varphi_A)_р = (bL^2\varphi_{1q}q + \varphi_{1M}M + \varphi_{1N}N)/\pi E_o bL^2. \tag{21}$$

Подставляя значения полученных углов поворота в уравнение (18) и решая его, определим неизвестное значение $M_A = M_B$.

Рамы с жесткими верхними узлами рассчитывают аналогично,

однако угол поворота стойки в узле A следует определять из рассмотрения основной системы, представляющей собой П-образную раму (рис. 7, *в*), загруженную единичными значениями M, Q, N и q.

Расчет днища. Усилия, возникающие в днище емкостного сооружения, определяют в зависимости от свойств грунтов основания, расположения уровня грунтовых вод и размеров сооружения.

При плотных непросадочных грунтах и расположении максимального уровня грунтовых вод ниже сооружения днище устраивают из железобетонной плиты с конструктивным армированием толщиной 100...150 мм по бетонной подготовке. Стены сооружения в этом случае опираются на фундаментную полосу (рис. 8, *а*). При слабых грунтах, а также в случае высокого расположения уровня грунтовых вод днище решают в виде плиты, лежащей на упругом основании (рис. 8, *б*).

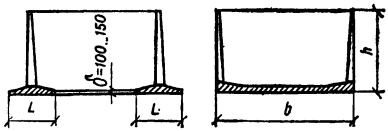


Рис. 8. Опоры стен:
а — фундаментные полосы; *б* — плита, лежащая на упругом основании

В первом случае расчету подлежит фундаментная полоса, воспринимающая реактивные усилия от заделки в нее стен сооружения и нагрузку от грунта и воды. Расчет выполняют аналогично расчету фундаментов подпорных стен. При этом пренебрегают деформациями сечения фундаментной полосы и растяжимостью плиты днища. Чтобы определить усилия и деформации, из фундаментной ленты вырезают полосу шириной 1 м и рассчитывают ее как балку, лежащую на упругом основании.

В технической литературе представлено большое количество практических способов расчета подобных балок и полос, разработанных М. И. Горбуновым-Посадовым, Б. Н. Жемочкиным, С. Н. Клепиковым, Б. Г. Кореневым, И. А. Симвулиди и др. Удобным с инженерной точки зрения является способ И. А. Симвулиди [34], в котором расчеты доведены до табличной формы и практически охвачены все возможные случаи загружения балок или полос, лежащих на упругом основании. Формулы представлены в форме алгоритмов, что позволяет без особых затруднений составить по ним программы для расчета на ЭВМ.

Порядок расчета по способу И. А. Симвулиди следующий:

из конструктивных соображений предварительно принимают размеры рассматриваемых элементов;

вычисляют коэффициенты гибкости по формуле

$$\alpha \approx \pi E_0 b L^3 / EI, \qquad (22)$$

где b — ширина рассматриваемого элемента, см; E и E_0 — соответственно модуль упругости бетона и модуль деформации грунта, кПа; I — момент инерции полосы или балки, см^4;

определяют параметры a_0, a_1, a_2, a_3 для вычисления реактивного давления грунта, поперечных сил, изгибающего момента и деформаций.

Размеры рассматриваемых полос должны быть такими, чтобы во всех случаях соблюдалось условие контактности, т. е. чтобы не было отрыва от подошвы ($p_x \geqslant 0$). Это условие выполняется при

$$p_{x=0} = (a_0 + a_2) - (a_1 + a_3) \geqslant 0;$$

$$p_{x=L} = (a_0 + a_2) + (a_1 + a_3) \geqslant 0; \quad p_{x=0,5L} = a_0 \geqslant 0.$$

Затем, в зависимости от загружения полосы и ее длины, определяют реактивное давление p_x, кПа, поперечные силы Q_x, кН, изгибающие моменты M_x, кН·м, углы поворота φ_x и ординаты упругой линии y_x.

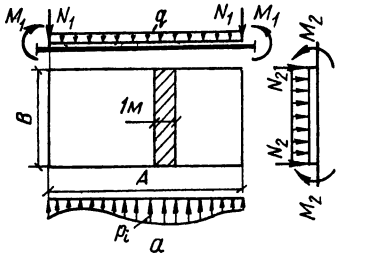


Рис. 9. Расчетная схема плиты, лежащей на упругом основании в продольном (*а*) и поперечном (*б*) направлениях.

В о в т о р о м с л у ч а е, т. е. при слабых грунтах или высоком уровне грунтовых вод, плиты днищ емкостных сооружений рекомендуется рассчитывать по расчетной схеме плиты, лежащей на упругом основании (рис. 9). Определение точным методом усилий и деформаций в плите, лежащей на упругом основании с защемленными краями по контуру в стены, представляет собой задачу об изгибе пластинки, загруженной по контуру силовой нагрузкой в виде сосредоточенных сил и изгибающих моментов при сплошной равномерно распределенной нагрузке по всей плите. Такой расчет является довольно сложной и трудоемкой задачей. По этой причине в практике проектирования используются упрощенные методы расчета, позволяющие при существенном сокращении трудозатрат получать довольно приемлемые результаты. Однако в ряде случаев в результате таких расчетов получается неоправданно завышенная прочность, а значит, и стоимость сооружений. Для получения более точных результатов применяют автоматизированные способы расчета на ЭВМ. С учетом последних достижений в области строительной механики, а также теории расчета железобетонных конструкций и механики грунтов, в Советском Союзе разработано большое количество программ для расчета плит и полос (балок), лежащих на упругом основании, которые имеют любую форму в плане и разнообразные грунтовые условия (ряд программ приведен в приложении).

В связи с большим многообразием конструктивных схем сооружений и параметров основания, для выбора методов расчета и программ плиты классифицируют следующим образом [7]:

по форме сечения — постоянной и переменной толщины, ребристые;

по форме в плане — прямоугольные, круглые, кольцевые;

по отношению сторон — плиты ($a/b \leqslant 5$), балки ($a/b > 5$);

по отношению толщины к ширине или диаметру плиты — тонкие ($h/b \leqslant 0{,}1$), средние ($0{,}1 \leqslant h/b \leqslant 0{,}25$), толстые ($h/b > 0{,}25$);

по расчетной категории — жесткие (показатель гибкости $S \leqslant 0{,}5$), конечной жесткости $[0{,}5 \leqslant S \leqslant 10$ или $4\ a/b \leqslant r \leqslant 50\ (a/b)^2]$, гибкие $[S > 10$ или $r > 50\ (a/b)^2]$; здесь $r = \pi a^2 b E_0/D\ (1 - \mu_0^2)$ — показатель гибкости плиты.

Предварительное определение толщины плит, а также расчет несложных сооружений можно выполнять упрощенным способом, при котором рассчитывают отдельные полосы, вырезаемые из плит. Упрощенный способ расчета проф. Б. Н. Жемочкина позволяет учитывать взаимное влияние краевой нагрузки, что в большей степени отражает действительную работу плиты, лежащей на упругом основании. Способ заключается в том, что сначала плиту рассчитывают

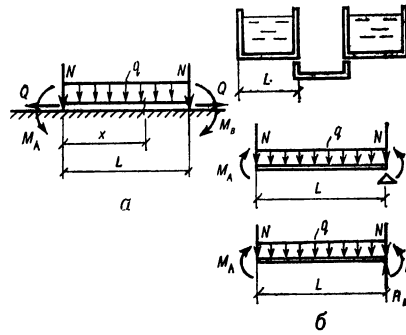


Рис. 10. Расчетные схемы фундаментных лент:

а — полоса, лежащая на упругом основании; *б* — то же, с одной шарнирной опорой.

в продольном направлении как полосу шириной B и длиной A, пренебрегая изгибом и неравномерностью распределения напряжений в поперечном направлении (рис. 9, *а*). Затем плиту рассчитывают в поперечном направлении. Для этого вырезают полосу шириной 1 м и длиной B и рассчитывают ее на нагрузку p_i, равную среднему реактивному давлению под этой полосой, полученному при расчете плиты в продольном направлении (рис. 9, *б*). По данным второго расчета уточняют усилия и деформации в наиболее характерных полосах плиты. Для этого снова рассчитывают наиболее характерные полосы (шириной 1 м) в продольном и поперечном направлениях, загруженные краевыми силовыми нагрузками M и N, а также равномерно распределенной нагрузкой p_i, равной средним ординатам реактивного давления под соответствующими полосами.

Усилия и деформации в полосах можно определять по формулам И. А. Симвулиди [34]. При загружении полос симметричной нагрузкой (рис. 10) $a_1 = a_3 = 0$, что в значительной степени сокращает расчет. Параметры для определения p_x, Q_x и M_x:

$$a_0 = (8252 - 34\alpha)(q + 2N/L) - (560M/L^2 - 63q)\,\alpha/13\,440 + 29\alpha;$$

$$a_2 = 3\,[(5188 + 63\alpha)(q + 2N/L) + (560M/L^2 - 63q)\,\alpha/(13\,440 + 29\alpha).$$

Реактивное давление

$$p_x = a_0 + 4a_2 (x - 0{,}5L)^2/L^2.$$

Перерезывающие силы

$$Q_x = 2a_2 x\,(x - L)\,(2x - L)/3L^2 + N\,(2x - L)\,L.$$

Изгибающие моменты

$$M_x = a_2 x^2 (x - L)^2/3L^2 - M + N(x^2 - Lx)/L.$$

При опирании плит одним из краев на стены (фильтровальные станции) полосы на упругом основании рассчитывают по схеме, показанной на рис. 10, *б*. Для определения усилий и деформаций сначала вычисляют реакцию R_B, затем, вклю-

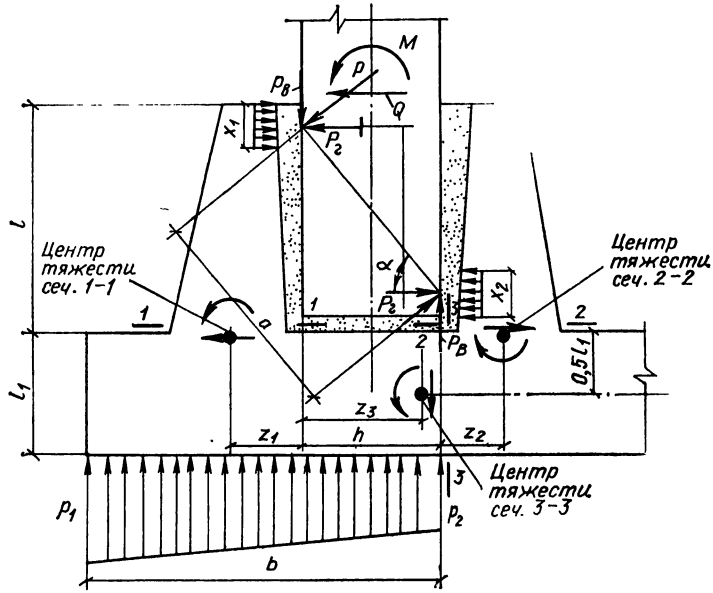


Рис. 11. Расчетная схема стыка сборных стен с днищем.

чив ее в состав заданных сил, рассчитывают полосу по ранее приведенным формулам. Реакцию R_B определяют по формуле

$$R_B = -bL\Phi_B/(\omega_{11} + \omega_{13}),$$

где

$$\omega_{11} = (23{,}816 + 0{,}155\alpha)(2{,}048 + 0{,}001\alpha);$$

$$\omega_{13} = (7{,}68 + 0{,}007\alpha)(13{,}44 + 0{,}029\alpha);$$

Φ_B — коэффициент, зависящий от характера и значения нагрузки, а также от показателя гибкости α [34].

Узел сопряжения стеновых панелей с плитой днища. Одним из напряженных узлов в емкостных сооружениях из сборного железобетона является узел сопряжения плоских стеновых панелей с плитой днища (рис. 11). От работы этого узла во многом зависит прочность и надежность всего сооружения, поэтому особую важность приобретает определение действительного напряженного состояния в его элементах.

По методу ЦНИИПромзданий Госстроя СССР [31] такой узел рассчитывают исходя из условия, что при действии момента M стеновая панель повернется, в результате чего возникнет сила P с пле-

чом внутренней пары a. Сдвигающая сила Q прикладывается в уровне верха паза. При этом в верхней и нижней частях паза возникают сжимающие напряжения с высотой сжатой зоны x_1 и x_2.

Для определения усилий в элементах узла первоначально задаются расстоянием между равнодействующими напряжений вверху и внизу паза $z = 0{,}9l$ и определяют плечо внутренней пары $a = z/\sin\alpha$, где l — высота паза, м; α определяется из выражения $\operatorname{tg}\alpha = z/h$; h — толщина стеновой панели, м.

Затем определяют равнодействующие внутренней пары P, кН:

$$P = M/a.$$

Горизонтальную и вертикальную составляющие равнодействующей внутренней пары вычисляют по формулам

$$P_г = P\sin\alpha; \quad P_в = P\cos\alpha.$$

Высота верхней и нижней сжатой зоны

$$x_1 = (Q + P_г)/bR_{пр}; \quad x_2 = P_г/bR_{пр},$$

где $R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона стенки паза сжатию, кПа; b — длина паза, м.

После приближенного расчета уточняют величину z по формуле

$$z = l - 0{,}5(x_1 + x_2).$$

Если найденное значение z отличается от первоначально принятого более чем на 10 %, то выполняют перерасчет, т. е. заново определяют плечо внутренней пары a и т. д.

Уточнив напряжения, возникающие в пазе, определяют внутренние напряжения в сечении *1—1*:

$$Q_{1-1} = P_г + Q; \quad M_{1-1} = Q_{1-1}(z + 0{,}5x_2).$$

Усилия в передней стенке паза определяют по расчетной схеме консоли, защемленной в днище. Внутренние усилия в задней стенке вычисляют по сечению *2—2*:

$$N_{2-2} = P_в; \quad Q_{2-2} = P_г; \quad M_{2-2} = 0{,}5P_г x_2 + P_в z_2,$$

где z_2 — расстояние от центра тяжести сечения *2—2* до тыльной грани стеновой панели, м.

Заднюю стенку паза рассчитывают как внецентренно растянутый элемент.

Внутренние усилия в сечении *3—3*:

$$N_{3-3} = P_г + Q; \quad Q_{3-3} = P_в - 0{,}5b(p_1 + p_2);$$

$$M_{3-3} = N_{3-3}(z + 0{,}5x_2 + 0{,}5l_1) + P_в z_3 - 0{,}33b^2(p_1 + 0{,}5p_2),$$

где z_3 — расстояние от центра тяжести сечения *3—3* до лицевой грани стеновой панели, м; p_1 и p_2 — давление по подошве фундамента паза, кПа.

Дно паза рассчитывают как внецентренно растянутый элемент. При определении требуемой площади арматуры в сечении *3—3* к расчетному сопротивлению стали растяжению вводят дополнительный коэффициент условия работы 0,7.

Пример 1. Определить усилия в конструктивных элементах горизонтального отстойника (рис. 12, *а*). Класс сооружений — II.

Обрабатываемая жидкость представляет собой хозяйственные сточные воды. Температура их в зимний период — 3...4 °С, в летний — в пределах темпера-

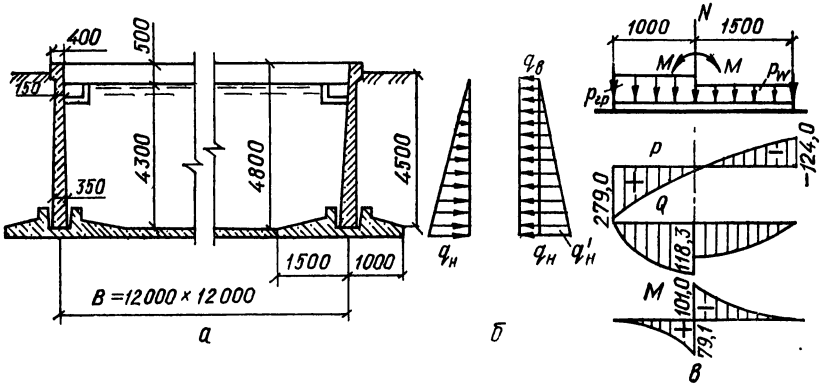


Рис. 12. Горизонтальный отстойник (к примеру 1):

а — общий вид; *б* — схема загружения стен; *в* — расчетная схема и эпюры усилий фундаментной полосы.

туры окружающей среды. Удельный вес жидкости — 10 кН/м³. Обработка жидкости бесперебойная, опорожнение периодическое (для очистки и ремонта).

Район строительства — II (расчетная температура воздуха в наиболее холодную пятидневку — от —20 до —35 °С). Характеристика грунтов основания (суглинки): $\gamma_{гр} = 18$ кН/м³, $\varphi = 30°$, $E_0 = 20$ МПа; грунта обсыпки — $\gamma_{гр} = 16$ кН/м³, $\varphi = 30°$.

Класс бетона по прочности на сжатие — В20, марка по морозостойкости — F200, по водонепроницаемости — W6. Полезная нагрузка на поверхности грунта $q_п = 10$ кПа.

Нагрузки, действующие на стены (рис. 12, *б*), состоят из гидростатического давления воды и давления грунта. В процессе эксплуатации максимальная высота слоя воды (до верха лотков) — 4,3 м, а во время испытания — 4,8 м. В соответствии с этим гидростатическое давление по формуле (1)

$$q_w = 1{,}1 \cdot 10 \cdot 4{,}3 \approx 47 \text{ кПа}; \quad q_{исп} = 1 \cdot 10 \cdot 4{,}8 = 48 \text{ кПа}.$$

Исходя из того, что

$$h_0 = q_п/\gamma_{гр} = {}^{10}/_{18} \approx 0{,}56 \text{ м}; \quad \mu_a = \operatorname{tg}^2(45° - 0{,}5\varphi) = 0{,}33,$$

давление грунта по формуле (2) с использованием данных табл. 8

$$q_в = 1{,}3 \cdot 18 \cdot 0{,}56 \cdot 0{,}33 \approx 4{,}3 \text{ кПа}; \quad q_н = 1{,}3 \cdot 18\,(0{,}56 + 4{,}5)\,0{,}33 \approx 39 \text{ кПа};$$

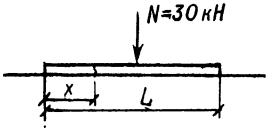
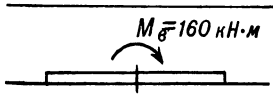
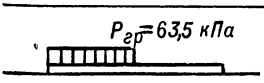
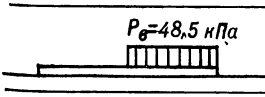
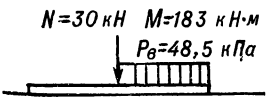
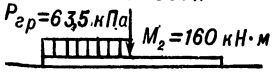
$$q'_н = 39 - 4{,}3 = 34{,}7 \text{ кПа}.$$

Для определения усилий разбиваем стену на три зоны: две крайние шириной по 4,5 м и одну среднюю. Среднюю зону рассчитываем как консольную балку шириной 1 м.

13. Результаты расчета (к примеру 1)

Виды нагрузок	Опорные моменты, кН·м		Пролетные моменты, кН·м	
	M_H^o	M_B^o	M_H	M_B
Давление грунта:				
$q'_н = 34{,}7$ кПа	—67,5	—39,5	10,2	10,9
$q_в = 4{,}3$ кПа	—21,6	—12,6	1,2	4,3
Гидростатическое давление				
$q_w = 47$ кПа	—93,5	—55	14	15

14. Усилия и реактивные давления грунта (P и Q, кН; M, кН·м) (к примеру 1)

Расчетная схема	Вид усилия	Расчетные усилия в сечениях x/L				
		0	0,25	0,4	0,55	1,0
	P	24,9	15,1	11	8,7	10,2
	Q	0	12,4	17 (—13)	—9,5	0
	M	0	4,5	9,7	5,6	0
	P	262	61	6,7	—2,2	—210
	Q	0	86,5	100	8,2	0
	M	0	21,4	7 (—11)	—70	0
	P	—230	—53	—5,9	19	184
	Q	0	—76	—88	—75	0
	M	0	—18,7	—61,5 (96)	63	0
	P	118	29,2	21	17,1	9,6
	Q	0	8,8	6,4	2,8	0
	M	0	4,2	14,1	7,9	0
	P	—8,7	3,4	8	14,5	76
	Q	0	0,8	1,3	6,1	60
	M	0	—0,5	—0,6	0,9	0
	P	278,2	79,5	25,7	1,2	123,8
	Q	0	99,7	118,3 (88,3)	78,6	0
	M	0	25,4	79,1 (—101)	—65,5	0
	P	87,1	—8,7	26,1	41,6	200,8
	Q	0	59,4	—66,8 (—96,8)	—76,6	0
	M	0	—5,4	—45,4 (112,1)	71,4	0

Максимальное усилие от гидростатического давления воды:
во время испытания

$$M^o_{исп} = q_{исп} H^2/6 = 48 \cdot 4{,}8^2/6 \approx 184 \text{ кН·м};$$

во время эксплуатации

$$M_1^{\circ} = q_w H^2/6 = 47 \cdot 4{,}8^2/6 = 180{,}5 \text{ кН·м}.$$

Максимальное усилие от давления грунта

$$M_{гр}^{\circ} = (2q_в + q_н)\, h_{гр}^2/6 = (2 \cdot 4{,}3 + 39) \cdot 4{,}5^2/6 \approx 160 \text{ кН·м}.$$

Усилия в крайних зонах стен находим из рассмотрения плиты, опертой по контуру (с соотношением сторон $a/b = 1{,}5$), по формулам (14). Результаты расчета сводим в табл. 13.

При расчете плиты днища и определении давления на грунт основания учитываем, что грунтовые условия благоприятные (непросадочные грунты, отсутствуют грунтовые воды). Поэтому рассчитываем только полосу под стенами, а плиту принимаем толщиной $h_п = 15$ см с конструктивным армированием.

Фундаментную полосу рассматриваем как балку шириной $b = 1$ м и длиной $L = 2{,}5$ м, лежащую на упругом основании и нагруженную двумя видами распределенной нагрузки, моментом и сосредоточенной силой (рис. 12, *в*). Принимаем расчетные усилия: $N = 30$ кН; $M_1 = 183$ кН·м; $M_2 = 160$ кН·м. Полная распределенная нагрузка на основание: со стороны грунта $p_{гр} = 63{,}5$ кПа, с внутренней стороны $p_в = 48{,}5$ кПа.

Фундаментную полосу рассчитываем по формулам и таблицам [34]. Первоначально вычисляем коэффициент гибкости по формуле (22):

$$\alpha \approx 3{,}14 \cdot 20 \cdot 1 \cdot 2{,}5^3/(27\,000 \cdot 1 \cdot 0{,}2^3/12) \approx 50.$$

Усилия и реактивное давление грунта определяем отдельно для каждого вида нагрузок. Результаты расчета сводим в табл. 14.

Расчет цилиндрических сооружений

Одна из основных групп емкостных сооружений представляет собой открытые круглые в плане с плоским или коническим днищем сооружения, оборудованные лотками и другими элементами, участвующими в технологическом процессе очистки воды или стоков. Эти сооружения состоят из стен, представляющих собой цилиндрическую оболочку вращения, и днища в виде круглой плиты или конической оболочки вращения. При расположении сооружения выше уровня грунтовых вод на плотных грунтах естественного сложения днищем может быть тонкая железобетонная плита толщиной 8... 12 см, уложенная на бетонную подготовку. В этом случае стены сооружения опираются на железобетонное кольцо.

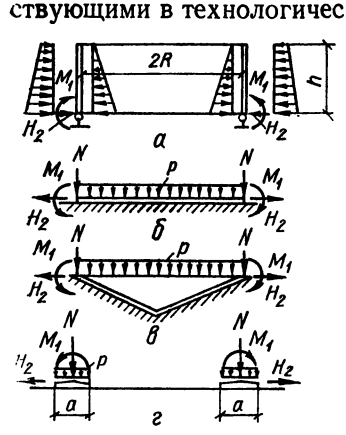


Рис. 13. Расчетные схемы открытых цилиндрических сооружений:
а — стены; *б* — днище в виде круглой плиты; *в* — коническое днище; *г* — фундаментное кольцо.

Расчетные схемы цилиндрических сооружений представляют собой сочетание нескольких простых схем основной системы (рис. 13). Для определения усилий и деформаций сооружение необходимо расчленить на две части — стены и днище. Чтобы удовлетворить условия неразрывности, в местах членения следует приложить неиз-

вестные внутренние силы, которые определяются одним из методов строительной механики. Если в узле сопрягаются два элемента и число неизвестных более трех, расчет целесообразно вести методом сил, при большем количестве неизвестных — методом деформаций или смешанным. Так как в нашем случае число неизвестных не более трех, то для расчета применим метод сил. Канонические уравнения неразрывности этого метода будут иметь следующий вид:

$$(\varphi_{11}^{c} + \varphi_{11}^{n}) M_1 - \varphi_{12}^{c} H_2 + \varphi_{1p}^{c} - \varphi_{1p}^{n} = 0;$$

$$-\delta_{21} M_1 + (\delta_{22}^{c} + \delta_{22}^{n}) H_2 - \delta_{2p}^{c} = 0, \qquad (23)$$

где φ^{c} и δ^{c} — угол поворота и смещение стен; φ^{n} и δ^{n} — угол поворота и смещение днища (плита или конус на упругом основании); φ_{1p} — угол поворота в месте приложения M_1 от действия внешней нагрузки; δ_{21}, δ_{22}, δ_{2p} — смещение в месте приложения H_2 от действия соответственно $M_1 = H_2 = 1$ и внешней нагрузки.

Модуль упругости E выпадает из канонических уравнений, так как стены и днище выполнены из одного материала, а E входит во все члены уравнений.

Правило знаков для деформаций заключается в том, что угол поворота сечения по направлению неизвестного момента M_1 в рассматриваемом сечении и смещение сечения по направлению неизвестной силы H_2 принимаются положительными. Из этого правила вытекает, что знаки главных деформаций φ_{11} и δ_{22}, состоящие при своих неизвестных, всегда положительные, а знаки побочных деформаций φ_{12} и δ_{21} положительными могут быть в том случае, если деформации для угла поворота будут направлены как и неизвестный момент M_1, а для взаимного смещения — как неизвестная сила H_2. Знаки деформаций φ_{1p} и δ_{2p} принимают аналогично.

Значения деформаций φ и δ при неизвестных определяют из расчета основных систем — цилиндрической оболочки вращения, круглой плиты, кольца или конической оболочки вращения, лежащих на упругом основании.

Расчет стен открытых сооружений. Этот расчет допускается выполнять упрощенным методом, который основан на теории, предполагающей, что напряжения, возникающие в оболочке, равномерно распределены по ее толщине, а изгибающие меридиональные моменты и перерезывающие силы равны нулю (безмоментная теория). Этот метод дает достаточно точные результаты при выполнении следующих требований:

изменение толщины оболочки и кривизны меридиана, а также нагрузка, действующая на оболочку, должны носить плавный характер;

опорный контур должен иметь свободу нормальных радиальных перемещений и меридиональных углов поворота;

края оболочки должны быть свободны от внешней краевой нагрузки.

В реальных конструкциях редко удается выполнить эти условия, и при нарушении одного из них в оболочке возникают дополнитель-

ные напряжения, вызванные изгибным эффектом. Как показывают исследования, зона дополнительных напряжений имеет местный характер. Это позволяет в практических расчетах определять усилия по моментной теории только для зоны оболочки, примыкающей к месту нарушения условий безмоментной теории (опорный контур, резкое изменение толщины оболочки, переход от одной оболочки к другой).

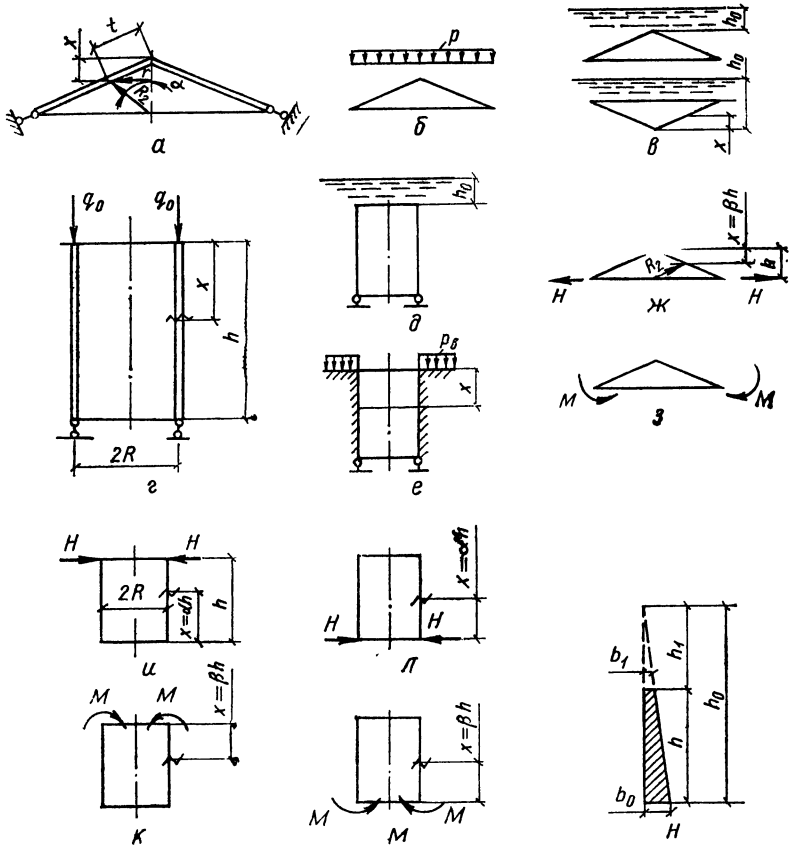


Рис. 14. Расчетные схемы оболочек вращения, образующих цилиндрические емкостные сооружения.

Расчет оболочки по моментной теории представляет собой сложную и трудоемкую задачу, которая проще всего решается при помощи ЭВМ (в приложении приведены соответствующие программы расчетов). Упрощенный способ суммирования безмоментного напряженного состояния с напряженным, вызванным краевыми силами, дает достаточно точные результаты для практических расчетов и считается одним из основных в инженерной практике [20].

В приведенных ниже формулах для определения усилий и деформаций в тонкостенных оболочках вращения приняты следующие

условные обозначения: R_2 — радиус кривизны нормального сечения, перпендикулярного к дуге меридиана, м; α — угол между нормалью к оболочке и осью симметрии; $r = R_2 \sin\alpha$ — радиус параллельного круга, м; b — толщина оболочки, см; T_1 — меридиональное усилие в оболочке на единицу кольцевого сечения, кН; T_2 — кольцевое усилие в оболочке на единицу длины меридиана, кН; N_1 — меридиональная перерезывающая сила на единицу кольцевого сечения, кН; G_1 — меридиональный момент на единицу кольцевого сечения, кН·м; G_2 — кольцевой момент на единицу длины меридиана, кН·м; δ — горизонтальная составляющая перемещения; H — горизонтальная реакция, кН; φ — меридиональный угол поворота; μ — коэффициент Пуассона; E — модуль упругости, кПа; k — коэффициент затухания, равный $h\sqrt[4]{3(1+\mu)}/\sqrt{Rb\sin\alpha}$ (для железобетона с $\mu = 1/6$ $k = 1{,}31h\sqrt{Rb\sin\alpha}$); $D = Eb^3/12(1-\mu^2)$ — цилиндрическая жесткость.

Расчет оболочек вращения по безмоментной теории. В *конических оболочках* при нагрузке от собственного веса q (рис. 14, *а*)

$$T_1 = \pm qx/2\sin^3\alpha; \quad T_2 = 2T_1\cos^2\alpha; \quad H = T_1\cos\alpha;$$

$$\delta = \mp qx^2\operatorname{ctg}\alpha(2\cos^2\alpha - \mu)/2Eb\sin^2\alpha;$$

$$\varphi = \mp qx\operatorname{ctg}\alpha[1 + 2\mu - 2\cos^2\alpha(2+\mu)]/2Eb\sin^2\alpha.$$

В случае равномерного нагревания на t °С

$$\delta = \alpha_t th\operatorname{ctg}\alpha; \quad \varphi = 0.$$

При равномерно распределенной нагрузке на 1 м² горизонтальной поверхности оболочки p_0 (рис. 14, *б*)

$$p = p_0\cos\alpha; \quad T_1 = \pm 0{,}5p_0h\cos\alpha/\sin^2\alpha; \quad T_2 = \pm 2T_1\cos^2\alpha;$$

$$H = \pm T_1\cos\alpha; \quad \delta = \mp p_0\cos\alpha x^2\operatorname{ctg}\alpha(2\cos^2\alpha - \mu)/2Eb\sin^2\alpha;$$

$$\varphi = \mp p_0\cos\alpha x\operatorname{ctg}\alpha[1 + 2\mu - 2\cos^2\alpha(2+\mu)]/2Eb\sin^2\alpha.$$

При гидростатической нагрузке жидкости с удельным весом γ_w (рис. 14, *в*)

$$T_1 = \gamma_w x(3h_0 \pm 2x)\cos\alpha/6\sin\alpha; \quad T_2 = \pm\gamma_w x(h_0 \pm x)\cos\alpha/\sin^2\alpha;$$

$$H = \pm T_1\cos\alpha; \quad \delta = \mp\gamma_w x^2\operatorname{ctg}^2\alpha[3h_0(2-\mu) \pm$$

$$\pm 2x(3-\mu)]/6Eb\sin\alpha;$$

$$\varphi = \pm\gamma x\operatorname{ctg}^2\alpha(9h_0 \pm 16x)/6Eb\sin\alpha.$$

Здесь нижние знаки относятся к расчету перевернутых конусов.

В *цилиндрических оболочках* при нагрузке от собственного веса $q = \text{const}$, равномерно распределенной по периметру верхнего контура (рис. 14, *г*),

$$T_1 = qx + q_0; \quad T_2 = 0; \quad \delta = \mu(qRx + q_0R)/Eb;$$

$$\varphi = -\mu qR/Eb.$$

При гидростатическом давлении жидкости с удельным весом γ_w (рис. 14, *д*)

$$T_1 = 0; \quad T_2 = \pm \gamma_w R (h_0 + x); \quad \delta = \pm \gamma_w R^2 (h_0 + h)/Eb;$$
$$\varphi = \mp \gamma_w R^2/Eb,$$

где верхний знак относится к оболочке, загруженной давлением жидкости, находящейся внутри, а нижний — к оболочке, загруженной давлением жидкости, находящейся снаружи.

При давлении грунта с удельным весом $\gamma_{гр}$ и пригрузкой на поверхности $p_в$ (рис. 14, *е*)

$$T_1 = 0; \quad T_2 = -\gamma_{гр} R (x + p_в/\gamma_{гр}) \operatorname{tg}^2 (45° - 0{,}5\varphi);$$
$$\delta = [-\gamma_{гр} R^2 (x + p_в/\gamma_{гр}) \operatorname{tg} (45° - 0{,}5\varphi)]/Eb;$$
$$\varphi = -R^2 \gamma_{гр} \operatorname{tg}^2 (45° - 0{,}5\varphi)/Eb.$$

Расчет оболочек по моментной теории. В *конических оболочках* при единичных перерезывающих силах, приложенных к нижнему краю оболочки (рис. 14, *ж*),

$$T_1 = -\sqrt{2} \cos \alpha e^{-k\alpha} \cos (k\alpha + 0{,}25\pi);$$
$$T_2 = -2R_2 k \sin^2 \alpha e^{-k\alpha} \cos k\alpha/h;$$
$$M_1 = he^{-k\alpha} \sin k\alpha/k; \quad M_2 = h^2 \operatorname{tg} \alpha e^{-k\alpha} (k\alpha + 0{,}25\pi)/\sqrt{2} Rk^2 \sin \alpha +$$
$$+ \mu M_1; \quad N_1 = -\sqrt{2} \sin \alpha e^{-k\alpha} \cos (k\alpha + 0{,}25\pi);$$
$$\varphi_2^н = -h^2 e^{-k\alpha} \sin (k\alpha + 0{,}25\pi)/\sqrt{2} Dk^2 \sin \alpha;$$
$$\delta_2^н = -h^3 e^{-k\alpha} [\cos k\alpha - \mu h \operatorname{ctg} \alpha \cos (k\alpha + 0{,}25\pi)/\sqrt{2} R_2 k \times$$
$$\times \sin \alpha]/2Dk^3 \sin \alpha; \quad \varphi_{21}^н = -h/2k^2 D \sin \alpha;$$
$$\delta_{22}^н = h (1 - \mu h \operatorname{ctg} \alpha/2R_2 k \sin \alpha)/2Dk^3 \sin \alpha.$$

При единичных изгибающих моментах, приложенных к нижнему краю оболочки (рис. 14, *з*),

$$T_1 = -2k \cos \alpha e^{-k\alpha} \sin k\alpha/h;$$
$$T_2 = 2\sqrt{2} R_2 k^2 \sin \alpha e^{-k\alpha} \cos (k\alpha + 0{,}25\pi)/h^2;$$
$$M_1 = -\sqrt{2} e^{-k\alpha} \sin (k\alpha + 0{,}25\pi); \quad N_1 = -2k \sin \alpha e^{-k\alpha} \sin k\alpha/h;$$
$$M_2 = (-h \operatorname{ctg} \alpha e^{-k\alpha} \cos k\alpha/R_2 k \sin \alpha) + \mu M_1;$$
$$\varphi_1^н = he^{-k\alpha} \cos k\alpha/Dk \sin \alpha; \quad \varphi_{11}^н = h/Dk \sin \alpha;$$
$$\delta_1^н = -h^2 e^{-k\alpha} [\sqrt{2} \cos (k\alpha + 0{,}25\pi) + \mu h \cos \alpha \sin k\alpha/R_2 k \times$$
$$\times \sin^2 \alpha]/2Dk^2 \sin \alpha; \quad \delta_{12}^н = -h^2/2Dk^2 \sin \alpha.$$

В *цилиндрических оболочках* при единичных поперечных силах, приложенных к верхнему краю оболочки (рис. 14, *и*),

$$T_1 = 0; \quad M_1 = he^{-k\beta} \sin k\beta/k; \quad x = \alpha h;$$

$$T_2 = -2Rke^{-k\beta}\cos k\beta/h; \quad M_2 = \mu M_1;$$

$$N_1 = \sqrt{2}\,e^{-k\beta}\cos(k\beta + 0{,}25\pi);$$

$$\varphi_2^{в} = h^2e^{-k\beta}\sin(k\beta + 0{,}25\pi); \quad \varphi_{21}^{в} = h^2/2k^2D;$$

$$\delta_2^{в} = h^3e^{-k\beta}\cos k\beta/2Dk^3; \quad \delta_{22}^{в} = h^3/2k^3D.$$

При единичных изгибающих моментах, приложенных к верхнему краю оболочки (рис. 14, *к*),

$$T_1 = 0; \quad M_1 = -\sqrt{2}\,e^{-k\beta}\sin(k\beta + 0{,}25\pi);$$

$$T_2 = 2\sqrt{2}\,Rk^2e^{-k\beta}\cos(k\beta + 0{,}25\pi)/h^2; \quad M_2 = \mu M_1;$$

$$N_1 = 2ke^{-k\beta}\sin k\beta/h; \quad \varphi_1^{в} = -he^{-k\beta}\cos k\beta/Dk;$$

$$\delta_1^{в} = -h^2e^{-k\beta}\cos(k\beta + 0{,}25\pi)/\sqrt{2}\,Dk^2;$$

$$\varphi_{11}^{в} = -h/kD; \quad \delta_{12}^{в} = -h^2/2Dk^2.$$

При единичных перерезывающих силах, приложенных к нижнему краю оболочки (рис. 14, *л*),

$$T_1 = 0; \quad M_1 = he^{-k\alpha}\sin k\alpha/k; \quad x = \alpha h; \quad M_2 = \mu M_1;$$

$$T_2 = -2Rke^{-k\alpha}\cos k\alpha/h; \quad N_1 = -\sqrt{2}\,e^{-k\alpha}\cos(k\alpha + 0{,}25\pi);$$

$$\varphi_2^{н} = -h^2e^{-k\alpha}\sin(k\alpha + 0{,}25\pi)/\sqrt{2}\,Dk^2;$$

$$\delta_2^{н} = h^3e^{-k\alpha}\cos k\alpha/2Dk^3; \quad \varphi_{21}^{н} = -h^2/2Dk^2; \quad \delta_{22}^{н} = h^3/2Dk^3.$$

При единичных изгибающих моментах, приложенных к нижнему краю оболочки (рис. 14, *м*),

$$T_1 = 0; \quad T_2 = 2\sqrt{2}\,DRk^2e^{-k\alpha}\cos(k\alpha + 0{,}25\pi)/h^2;$$

$$M_1 = -\sqrt{2}\,e^{-k\alpha}\sin(k\alpha + 0{,}25\pi); \quad M_2 = \mu M_1; \quad N_1 = 2ke^{-k\alpha}\sin k\alpha/h;$$

$$\varphi_1^{н} = he^{-k\alpha}\cos k\alpha/Dk; \quad \varphi_{11}^{н} = h/Dk; \quad \delta_{12}^{н} = -h^2/2Dk;$$

$$\delta_1^{н} = -h^2e^{-k\alpha}\cos(k\alpha + 0{,}25\pi)/\sqrt{2}\,Dk^2.$$

В случае переменной толщины стенок оболочки (рис. 14, *н*) углы поворота и смещения определяют по приближенному методу П. Л. Пастернака, описанному в [20], через деформации, полученные для стенок постоянной толщины:

для нижнего контура

$$\varphi_{11}^{пер} = \varphi_{11}^{н}/(1 - 1{,}25k_0/h_0); \quad \varphi_{12}^{пер} = \varphi_{12}^{н}/(1 - 1{,}25k_0/h_0);$$

$$\delta_{22}^{пер} = \delta_{22}^{н}(1 - 0{,}25k_0/h_0)/(1 - 1{,}25k_0/h_0); \quad k_0 = 1{,}31/\sqrt{Rb_0};$$

для верхнего контура

$$\varphi_{11}^{пер} = \varphi_{11}^{в}/(1 + 1{,}25k_1/h_1); \quad \varphi_{12}^{пер} = \delta_{21}^{пер} = \varphi_{12}^{в}/(1 + 1{,}25k_1/h_1);$$

$$\delta_{22}^{пер} = \delta_{22}^{в}(1 + 0{,}25k_1/h_1)/(1 + 1{,}25k_1/h_1); \quad k_1 = 1{,}31/\sqrt{Rb_1}.$$

Расчет стен цилиндрических сооружений с покрытием (рис. 15). Производят его в основном аналогично расчету сооружений без покрытий с использованием приведенных выше формул. Отличие состоит в необходимости проведения дополнительного расчета конструктивных элементов покрытия и определения силовых воздействий от него на верхний контур цилиндрических стен сооружения.

В закрытых емкостных сооружениях применяются следующие типы покрытий: плоская круглая плита, безбалочная или ребристая плита, сферические или конические купола, висячие (вантовые) покрытия. Особые требования к покрытиям емкостных сооружений, за исключением метантенков, не предъявляются. У метантенков покрытие должно быть газонепроницаемым, и при его расчете необходимо учитывать избыточное давление газа под куполом.

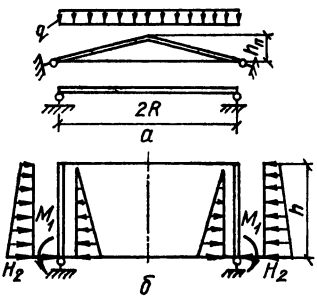


Рис. 15. Расчетные схемы элементов закрытых цилиндрических емкостных сооружений:
а — покрытия; *б* — стены.

При шарнирном опирании плоского покрытия по верхнему контуру цилиндрических стен действует осесимметричная равномерно распределенная силовая нагрузка. При шарнирном опирании купольного или висячего покрытия горизонтальная реакция может восприниматься опорным кольцом или стенами. В первом случае на стены передается только вертикальная составляющая опорных реакций, во втором — еще и горизонтальная реакция.

Определение силового воздействия по верхнему контуру стен не представляет каких-либо затруднений, так как задача является статически определимой. При жестком защемлении покрытия в стены для определения опорных реакций сначала раскрывают статическую неопределимость расчетной схемы сооружения. Неизвестные определяют способом, принятым при раскрытии статической неопределимости в узле сопряжения стен с днищем открытых цилиндрических сооружений без учета защемления стен в нижнем узле. Это допущение оправдывается тем, что в длинных оболочках, к которым относятся стены цилиндрических сооружений, силовые воздействия, приложенные к контурам оболочки, имеют местный характер и быстро затухают по мере удаления от места приложения. Поэтому загружение верхнего контура цилиндра незначительно сказывается на напряженном состоянии и деформациях нижнего, а загружение нижнего контура тоже существенно не сказывается на напряженном состоянии и деформациях верхнего. Такое допущение упрощает раскрытие статической неопределимости в узлах закрытых емкостных сооружений и облегчает определение усилий в конструктивных элементах оболочек вращения.

Для определения усилий сооружение расчленяют на основные системы: покрытие в виде плиты или оболочки вращения; стена в виде оболочки вращения; днище в виде плиты или перевернутого

конуса. Отдельно определяют усилия в сопряжении стен: в верхнем узле — с покрытием, в нижнем — с днищем. Усилия в верхнем узле находят из канонических уравнений метода сил:

$$\begin{aligned}(\varphi_{11}^{c}+\varphi_{11}^{к})\,M_1^{в}+\varphi_{12}^{к}H_2^{в}+\varphi_{1p}^{c}+\varphi_{1p}^{к}=0;\\ \delta_{21}^{c}M_1^{в}+(\delta_{22}^{c}+\delta_{22}^{к})\,H_2^{в}+\delta_{2p}^{c}+\delta_{2p}^{к}=0.\end{aligned}\qquad(24)$$

В случае устройства купольного или висячего покрытия канонические уравнения примут следующий вид:

$$\begin{aligned}(\varphi_{11}^{c}+\varphi_{11}^{к})\,M_1^{в}+\varphi_{12}^{к}H_2^{в}+\varphi_{1p}^{c}+\varphi_{1p}^{к}+H_0^{в}\varphi_{10}^{c}=0;\\ \delta_{21}^{c}M_1^{в}+(\delta_{22}^{c}+\delta_{22}^{к})\,H_2^{в}+\delta_{2p}^{c}+\delta_{2p}^{к}+H_0^{в}\delta_{20}=0,\end{aligned}\qquad(25)$$

где $H_0^{в}$ — горизонтальная реакция от покрытия, определяемая при расчете основной системы.

Из решения уравнений находят неизвестные $M_1^{в}$ и $H_2^{в}$. Усилия в нижнем узле сопряжения стен с днищем определяют как и для открытых цилиндрических сооружений без учета верхней краевой нагрузки, за исключением вертикальных составляющих опорных реакций перекрытия. Определив неизвестные, вычисляют усилия, действующие в элементах сооружения, сначала по безмоментной теории (от собственного веса, внешней нагрузки, температурных воздействий), затем по моментной (от краевой нагрузки). Просуммировав усилия в рассматриваемых сечениях элементов с учетом самого невыгодного загружения сооружения, определяют расчетные усилия, по которым проверяют предварительно принятые толщины стен и вычисляют площадь сечения рабочей арматуры.

Расчет днищ. При опирании емкостного сооружения на грунты естественного сложения выше уровня грунтовых вод днищем сооружения может служить тонкая железобетонная плита толщиной 8...12 см с конструктивным армированием, уложенная по бетонной подготовке. В этом случае стены сооружения опираются на железобетонное фундаментное кольцо. При расположении уровня грунтовых вод выше днища его рассчитывают на гидростатическое давление, а все сооружение проверяют на всплытие. Если основанием под сооружение служат слабые грунты, дающие неравномерные осадки, расчет производят в предположении неравномерной осадки грунта под днищем.

При расчете кольцевого фундамента определяют усилия и деформации в железобетонном кольце, лежащем на упругом основании (рис. 16, *а*). Такое кольцо можно рассчитать при помощи ЭВМ по одной из разработанных программ (некоторые из них приведены в приложении). В случае невозможности использования ЭВМ расчет несложных сооружений выполняют приближенным способом [20], порядок которого приведен ниже.

Рассмотрим деформации от момента и горизонтальной силы, приложенных в центре сечения кольца. Если пренебречь силами трения кольца по основанию, то увеличенное в E раз горизонтальное

смещение кольца от воздействия горизонтальной силы $H_2 = 1$

$$\delta_{22}^{\circ} \approx R^2/F_{\circ},$$

где R — радиус кольца, см; $F_{\circ}$ — приведенная площадь сечения кольца, см^2.

Угол поворота кольца под действием момента M_1

$$\varphi^{\circ} \approx R^2 M_1/(EI_{\circ} + akR^2\omega/12),$$

где $\omega = (1 + 2\eta/a)^2\,(1 - a/3R + \eta/3R)$; $\eta = a^2/12R$; k — коэффициент постели, кН/м^3.

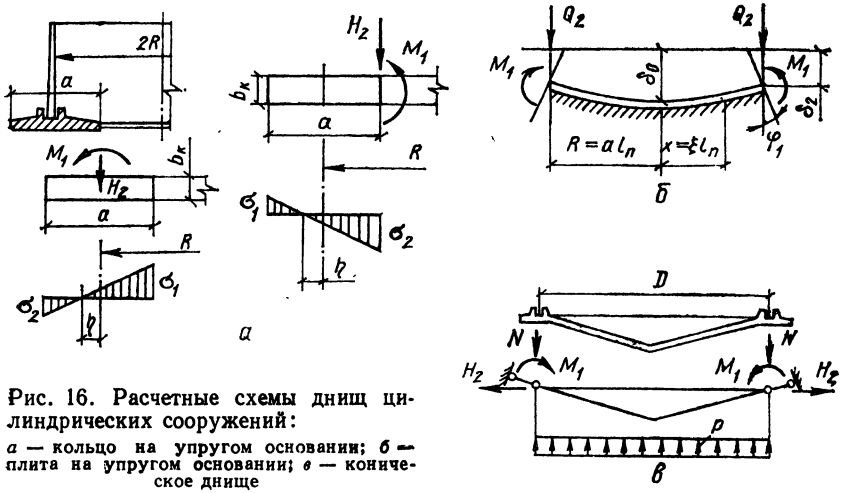


Рис. 16. Расчетные схемы днищ цилиндрических сооружений:
а — кольцо на упругом основании; *б* — плита на упругом основании; *в* — коническое днище

Увеличенный в E раз, угол поворота от момента $M_1 = 1$

$$\varphi_{11}^{\circ} \approx R^2/(I_{\circ} + a^3R^2\omega/12E).$$

Момент M_1 воспринимается упругим основанием (M_3) и кольцом (M_2):

$$M_2 = M_1 - M_3; \quad M_3 = a^3k\varphi^{\circ}\omega/12.$$

Напряжение основания под кольцом

$$\sigma = k\varphi^{\circ}M_3\,(0{,}5a \pm \eta)/E.$$

Если момент и вертикальная сила действуют по внутреннему контуру кольца, то на единицу длины оси кольца

$$M_1^R = M_1\,(R - 0{,}5a)/R;$$

угол поворота от $M_1 = 1$

$$\varphi_{11}^R = R^2\,(R - 0{,}5a)/R\,(I_{\circ} + a^3kR^2/12EI).$$

От силы $Q = 1$

$$\varphi_{11}^{\circ} \approx 0{,}5a\varphi_{11}^R; \quad \delta_{22} \approx 0{,}25a^2\varphi_{11}^R + E/ak; \quad \delta_{12} = \delta_{21} \approx 0{,}5\varphi_{11}^R a.$$

При расчете круглой плиты, лежащей на упругом основании (рис. 16, *б*), усилия и деформации определяют при помощи ЭВМ (перечень программ приведен в приложении) или одним из приближенных методов. Наиболее простым является метод, по которому усилия и деформации вычисляют для полосы шириной 1 м, вырезанной из плиты параллельно диаметру, аналогично расчету днищ прямоугольных емкостных сооружений. Более точный расчет, основанный на гипотезе Винклера (с использованием коэффициента постели), разработан А. М. Овечкиным [20]. Порядок выполнения его приведен ниже.

Углы поворота и смещения края плиты от $M_1 = 1$ и $Q_2 = 1$

$$\varphi_{11}^{\text{п}} = 35LNl_{\text{п}}/3Tb_{\text{п}}^3; \quad \varphi_{12}^{\text{п}} = \delta_{21}^{\text{п}} = 35_{21}^{\text{п}}ANl_{\text{п}}^2/3Tb_{\text{п}}^2;$$

$$\delta_{22}^{\text{п}} = 35Nl_{\text{п}}^3(C + NF)/3Tb_{\text{п}}^3;$$

$$A = Z_1(a)Z_1'(a) + Z_2(a)Z_2'(a); \quad C = Z_1^2(a) + Z_2^2(a);$$

$$L = Z_1'^2(a) + Z_2'^2(a); \quad T = -A + CL + FLN; \quad F = (1 - \mu)/a,$$

где $l_{\text{п}} = \sqrt[4]{D/k}$ — характеристическая жесткость плиты; D — цилиндрическая жесткость плиты; b — толщина плиты, мм; $Z_1(a)$ и $Z_2(a)$ — функции Томсона; k — коэффициент постели, кН/м³, значения которого, как правило, определяют в полевых условиях. Ориентировочно можно принять следующие знечения k, кН/м³ [7]: грунтов малой плотности — $(1...5) \cdot 10^3$; средней плотности — $(5...10) \cdot 10^3$; плотных — $(1...10) \cdot 10^4$; очень плотных — $(1...2) \times 10^5$; твердых — $(2...10) \cdot 10^5$; скальных — $(1...5) \cdot 10^6$.

Смещение краевого сечения от действия M_1 и Q_2

$$\delta_2^{\text{п}} = Nl_{\text{п}}^2[AM_1 - l_{\text{п}}(FN + C)Q_2]/DT.$$

Угол поворота

$$\varphi_1^{\text{п}} = Nl_{\text{п}}[LM_1 - Al_{\text{п}}Q_2]/DT.$$

Угол поворота в любом сечении

$$\varphi_\xi^{\text{п}} = \varphi_1^{\text{п}}[C_1Z_1(\xi) + C_2Z_2(\xi)].$$

Напряжение основания под любой точкой плиты

$$\sigma_x = k\varphi_\xi^{\text{п}},$$

Радиальный момент в любой точке $x = \zeta l_{\text{п}}$.

$$M_R = D\{\delta_2^{\text{п}}[Z_2'(a)Z_2(\xi) + Z_1(a)Z_1'(\xi) - Z_1'(a)Z_2'(\xi)/\xi - Z_2'(a)Z_1'(\xi)(1 - \mu)] - l_{\text{п}}\varphi_1^{\text{п}}[Z_2(a)Z_2(\xi) + Z_1(a)Z_1(\xi) + Z_1(a)Z_2'(\xi)/\xi - Z_2(a)Z_1'(\xi)(1 - \mu)]\}/l_{\text{п}}^2N.$$

Тангенциальный момент в любой точке

$$M_t = D\mu\{\delta_2^{\text{п}}[Z_2'(a)Z_2(\xi) + Z_1'(a)Z_1(\xi) + Z_2'(a)Z_1(\xi)/\mu\xi -$$
$$- Z_2'(a)Z_1'(\xi)/\mu\xi + Z_1'(a)Z_2'(\xi)/\xi - Z_2'(a)Z_1'(\xi)/\xi] -$$
$$- l_{\text{п}}\varphi_1^{\text{п}}[Z_2(a)Z_2(\xi) + Z_1(a)Z_1(\xi) + Z_2(a)Z_1'(\xi)/\mu\xi -$$
$$- Z_1(a)Z_2'(\xi)/\mu\xi + Z_2'(\xi)Z_1(a)/\xi - Z_1'(\xi)Z_2(a)/\xi]\}/l_{\text{п}}^2 N.$$

Конические днища (рис. 16, *в*) емкостных сооружений проектируют по технологическим соображениям. Их выполняют в виде набетонки по плоской круглой плите (при небольших наклонах образующей) либо в виде железобетонного перевернутого конуса. В первом случае днище рассчитывают одним из способов расчета круглой плиты, лежащей на упругом основании, во втором — расчету подлежит конус, лежащий на упругом основании.

Расчет конических днищ представляет собой сложную и трудоемкую задачу, в связи с чем в инженерной практике применяются приближенные способы расчета или при помощи ЭВМ. Один из приближенных способов предусматривает, что реактивное давление грунта на днище с небольшим углом наклона распределяется равномерно по всей горизонтальной проекции и определяется по формуле

$$p = \Sigma G/F,$$

где ΣG — вес сооружения с лотками и другими устройствами, за исключением веса жидкости, находящейся в сооружении, и собственного веса днища, кН; $F = 0{,}25\pi D_{\text{к}}^2$ — площадь горизонтальной проекции сооружения, м², включая площадь кольца.

Определив таким образом значение и характер реактивного давления грунта на днище, сооружение рассчитывают в порядке, рассмотренном для сооружений с плоским днищем.

Усилие в узле сопряжения цилиндрических стен с коническим днищем рекомендуется определять методом сил. Основными системами являются цилиндрическая оболочка и коническое днище с контурами, свободно опертыми на радиально подвижные опоры (нижний контур цилиндра и верхний контур конического днища). Рассматриваемые оболочки вращения относятся к бесконечно длинным, поэтому можно не учитывать влияние усилий, действующих на противоположных контурах. Канонические уравнения в в этом случае имеют вид:

$$(\varphi_{11}^{\text{с}} + \varphi_{11}^{\text{к}})M_1 + (\varphi_{12}^{\text{с}} - \varphi_{12}^{\text{к}})H_2 + \varphi_{1\text{д}}^{\text{к}} + \varphi_{10}^{\text{с}}(H_2^0)^{\text{к}} = 0;$$

$$(\delta_{21}^{\text{с}} - \delta_{21}^{\text{к}})M_1 + (\delta_{22}^{\text{с}} - \delta_{22}^{\text{к}})H_2 + \delta_{2\text{д}}^{\text{к}} + \delta_{20}^{\text{с}}(H_2^0)^{\text{к}} = 0,$$

где $(H_2^0)^{\text{к}}$ — горизонтальная реакция по верхнему контуру конуса от реактивного давления грунта, кН

Из решения этих уравнений определяют неизвестные усилия M_1 и H_2

Основные принципы расчета одноячеистых сооружений применимы и для многоячеистых (сблокированных). Особенностью является необходимость учета совместной работы конструктивных элементов соседних ячеек и возможность попеременного их загружения. Ниже приводятся рекомендации по определению усилий в конструктивных элементах многоячеистых емкостных сооружений.

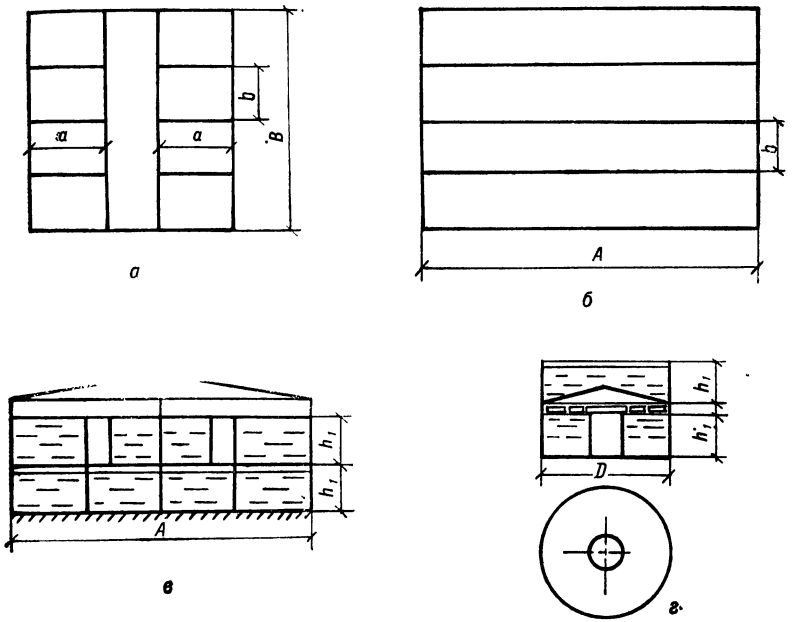


Рис. 17. Блокировка емкостных сооружений:
а — многоячеистая; *б* — коридорная; *в* — двухъярусная прямоугольная; *г* — двухъярусная цилиндрическая.

Многоячеистая блокировка (рис. 17, *а*). В эксплуатационных условиях ячейки сооружения могут быть заполнены водой в различных вариантах. Учитывая это, при определении расчетных усилий в стенах следует исходить из самого невыгодного загружения полей продольных стен временной нагрузкой. Для вычисления максимальных пролетных моментов от гидростатической нагрузки поля загружают через одно. Чтобы определить максимальные опорные моменты, все поля стены загружают с одной стороны и принимают равными полусумме опорных моментов в пролетах, примыкающих к рассматриваемой опоре.

Усилия и деформации в плите днища, а также напряженное состояние грунтов основания допускается определять по формулам для расчета полосы шириной 1 м, вырезанной в поперечном направлении из плиты, лежащей на упругом основании, или более точным методом по программам расчета на ЭВМ. При опирании ячеек

одной стороной на конструкции галереи (фильтровальные станции и т. п.) расчет производят по схеме полосы (балки), лежащей на упругом основании с шарнирно или жестко опертым концом. В этом случае предварительно определяют опорные реакции, затем рассчитывают полосу с дополнительной нагрузкой, равной реакции опоры. Поперечные перегородки и стены таких сооружений рассчитывают по схемам плит, опертых по контуру.

Коридорная блокировка (рис. 17, *б*). Продольные наружные стены рассчитывают аналогично таким же стенам в одноячеистых сооружениях с соотношением сторон $a/b > 2$, поперечные стены — в зависимости от соотношения h/b по балочной схеме или по схеме плит, опертых по контуру, а перегородки — по балочной схеме. Усилия и деформации в днище определяют из расчета плиты или полосы, лежащей на упругом основании, с силовой нагрузкой от реакции перегородок и стен, расположенных по краям и по середине пролета.

Двухъярусная прямоугольная блокировка (рис. 17, *в*). В зависимости от решения узлов опирания верхнего яруса на нижний стены рассчитывают:

при жестких узлах — по схеме кессонного перекрытия с вытекающими отсюда особенностями расчета; допускается усилия определять также по балочной схеме или по схеме плит, опертых по контуру, в зависимости от соотношения сторон; в обоих случаях загружение полей стен принимают по самым невыгодным схемам загружения, чтобы получить максимальные усилия;

при шарнирных узлах — по схемам одноярусных сооружений.

В зависимости от соотношения сторон днище верхнего яруса рассчитывают как балочную плиту, плиту, опертую по контуру, или безбалочное перекрытие; днище нижнего яруса — как плиту, лежащую на упругом основании, одним из приведенных выше способов расчета.

Двухъярусная цилиндрическая блокировка (рис. 17, *г*). Верхний ярус представляет собой цилиндрическое сооружение (типа резервуара водонапорной башни) с днищем в виде круглой плоской или ребристой плиты. При больших диаметрах сооружения днище целесообразно решать в виде оболочки вращения — конуса или сферы. Нижний ярус представляет собой цилиндрическую емкость, лежащую на упругом основании.

Расчет производят по методу, аналогичному для подобных одноярусных сооружений. В зависимости от решения узла опирания верхнего яруса на нижний к верхнему контуру стен нижнего яруса прикладывают соответствующую силовую нагрузку от опорных реакций верхнего яруса. Горизонтальные составляющие реакций, а также горизонтальную реакцию от перекрытия верхнего яруса рекомендуется передавать на опорное кольцо, устраиваемое в уровне перекрытия.

Общие положения. Емкостные сооружения в той или иной степени работают в условиях высокой влажности. В связи с этим к особенностям их конструирования относится необходимость принятия таких решений, которые обеспечивали бы водонепроницаемость и долговечность сооружений при одновременном удовлетворении гидравлических законов движения жидкости, технологии строительства и экономичности.

Емкостные сооружения могут быть выполнены из монолитного, сборного железобетона и из сталефибробетона. Стены их в большинстве случаев собирают из железобетонных панелей, днище устраивают из монолитного бетона (фибробетона), покрытие,— как правило, из сборного железобетона. Опыт проектирования и строительства крупных очистных станций доказывает технологическую и экономическую целесообразность применения сборного железобетона для строительства емкостных сооружений. Качество таких сооружений значительно выше монолитных, а сроки строительства и затраты труда — ниже. По данным Мосводоканалпроекта, Союзводоканалпроекта и других организаций, применение сборного железобетона на 30 % снижает трудоемкость работ, почти на 50 % сокращает сроки строительства и существенно уменьшает расход стали и лесоматериалов. Дальнейшая индустриализация строительства, требования по сокращению сроков возведения сооружений и уменьшению трудоемких работ на строительных площадках при одновременном повышении качества предопределяют преимущественное применение сборного железобетона для специальных емкостных сооружений. Однако в ряде случаев целесообразно применение и монолитного железобетона (сооружения малой повторяемости; сооружения с параметрами, не поддающимися унификации; сооружения, которые можно возводить в скользящей опалубке, и др.). Область применения сборного или монолитного железобетона определяют на основании экономического сравнения.

В зависимости от температурных условий и размеров сооружения разделяют температурно-усадочными швами. Такие швы устраивают в сооружениях длиной более 50 м, располагаемых в неотапливаемых помещениях или на открытом воздухе, и длиной более 70 м, располагаемых в отапливаемых зданиях или полностью обвалованных грунтом [1].

Герметичность ограждающих конструкций емкостных сооружений, располагаемых ниже планировочных отметок, не должна допускать наличия увлажненных участков площадью более 20 % внутренней поверхности стен. Выделение капельной влаги не допускается. Конструктивное решение резервуаров питьевой воды должно предусматривать полное исключение попадания в них атмосферных и грунтовых вод, а также пыли. Внутренние поверхности резервуаров, соприкасающиеся с водой, должны отвечать требованиям не ниже категории AI по ГОСТ 13015—75**.

Закрытые емкостные сооружения утепляют, как правило, обвалованием с толщиной слоя грунта над покрытием не менее 0,5 м. На случай опорожнения сооружений в зимний период в проекте предусматривают мероприятия, предохраняющие грунт основания от промерзания.

Для днищ контактных осветлителей без поддерживающих слоев применяют бетон не ниже класса В25. Марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости следует принимать согласно СНиП 2.04.02-84 и не ниже приведенных в табл. 5.

В местах прохода трубопроводов через стены и днище принимают конструктивные мероприятия, обеспечивающие сохранность ограждающих конструкций от температурных, сейсмических воздействий и осадочных явлений. При применении сальников в проекте предусматривают возможность доступа к ним для осмотра и исправления уплотняющей набивки. В днище трубопроводы пропускают через жестко заделанные ребристые патрубки с обетонированием участка трубопровода под днищем.

Сооружения из монолитного железобетона. Емкостные сооружения, устраиваемые из монолитного железобетона, конструируют согласно СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.04.02-84.

Минимальную толщину стен рекомендуется принимать 120 мм при однорядном армировании и 140 мм — при двухрядном.

Защитный слой бетона для рабочей арматуры должен обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном, а также защиту ее от внешних атмосферных и внутренних агрессивных воздействий. Толщина защитного слоя для продольной арматуры при неагрессивных средах должна быть, как правило, не менее диаметра стержня. Ее минимальные значения следующие, мм:

В плитах и стенах толщиной до 100 мм	10
То же, свыше 100 мм	15
В днищах и фундаментах по бетонной подготовке	35
То же, без бетонной подготовки	70
В балках и ребрах высотой менее 250 мм	15
То же, 250 мм и более	20
В колоннах	20

Для поперечной, распределительной и конструктивной арматуры толщину защитного слоя принимают не менее диаметра арматуры и не менее 10 мм при толщине элемента менее 250 мм и не менее 15 мм — при толщине более 250 мм. В предварительно напряженных элементах, армированных стержневой арматурой без анкеров, толщина защитного слоя должна быть не менее двух диаметров стержня и не менее 40 мм.

При эксплуатации сооружения в агрессивной среде толщину защитного слоя устанавливают с учетом специальных требований согласно СНиП 2.03.11-85 (см. главу 6).

Площадь распределительной арматуры стен и днища принимают в пределах 10...15 % площади рабочей арматуры.

Во входящих углах сопряжений конструктивных элементов устанавливают дополнительные стержни (коротыши), которые при-

варивают к основной арматуре и заводят в обе стороны от вершины входящего угла на расстояние не менее 0,3 высоты элемента. Площадь коротышей должна составлять 20 % площади сечения рабочей арматуры. В углах сопряжения элементов рабочую арматуру анкерят в сжатой зоне. Если невозможно удовлетворить это требование, то принимают меры по анкеровке концов арматурных стержней.

При конструировании емкостных сооружений большое значение имеет защита арматуры от коррозии. Помимо приведенного способа защиты — увеличения толщины защитного слоя, являющегося неэкономичным решением, существует ряд других способов, основанных на повышении плотности бетона, а также на введении в него специальных химических добавок или нанесении на поверхность элемента торкрет-штукатурки. К эффективным антикоррозионным добавкам относится нитрит натрия, содержание которого в бетоне составляет 2...3 % массы цемента.

Сопряжение элементов сооружения между собой, а также места перехода от одних размеров сечения к другим выполняют по плавным кривым. Уклоны днища, принимаемые по технологическим требованиям, образуют устройством наклонной плиты или цементной стяжки различной толщины, а при больших уклонах — устройством набетонки.

Для обеспечения фиксации арматуры в проектном положении предусматривают проволочные подставки («лягушки») или пластмассовые (цементные) подкладки. Расстояние между витками напрягаемой арматуры, навиваемой на стены, определяют расчетом; оно должно быть 10...14 мм при диаметре арматуры 5 мм. Напрягаемую арматуру защищают от коррозии слоем штукатурки толщиной 20...25 мм.

При конструировании железобетонных элементов емкостных сооружений особое внимание уделяют выбору мест деформационных и рабочих швов, так как к основным причинам появления трещин и нарушения водонепроницаемости относятся неудачно выбранное расположение швов и неудовлетворительное их конструктивное решение.

Сооружения из сборного железобетона. ЦНИИПромзданий, Союзводоканалпроект с участием НИИЖБ Госстроя СССР разработали серию 3.900-3 «Сборные железобетонные конструкции емкостных сооружений» [33], которую Госстрой СССР рекомендует для использования при разработке типовых и индивидуальных проектов емкостных сооружений из сборного железобетона заводского изготовления. Используя элементы, узлы и детали, приведенные в серии, можно запроектировать любое сооружение, входящее в группу емкостных (открытое или закрытое прямоугольное; цилиндрическое диаметром 4,5...24 м; с плоским или коническим днищем). Учитывая наличие таких разработок, широко применяющихся при проектировании, ниже будут рассматриваться отдельные вопросы конструирования сборных емкостных сооружений, а также некоторые конструктивные решения, используемые в ряде случаев, но не нашедшие отражения в серии 3.900-3.

К наиболее распространенным относятся сооружения, состоящие из монолитного днища и стен из сборных железобетонных панелей. Покрытие и колонны закрытых сооружений, как правило, устраивают из сборных железобетонных элементов с применением защитных мероприятий против агрессивной среды и повышенной влажности.

Стеновые панели емкостных сооружений по конструктивному решению разделяются на два основных типа: с пятой и плоские. Плоские панели более просты в изготовлении и менее трудоемки. Применение панелей с пятой позволяет сократить сроки строительства и повысить надежность сооружения в работе, так как наиболее ответственный узел сооружения — сопряжение днища со стеной — выполняется в заводских условиях. Кроме этого, панели с пятой можно монтировать до и после устройства днища, что является немаловажным преимуществом при строительстве в зимних условиях.

Конструктивное решение стыков стеновых панелей между собой, днищем и покрытием должно обеспечивать прочность, водонепроницаемость и долговечность сооружения. В зависимости от назначения стыки делятся на соединительные (жесткие и шарнирные) и деформационные (гибкие). По конструктивным признакам они бывают шпоночные, призматические и клиновидные (рис. 18, *а*...*в*).

Шпоночный стык выполняют при помощи металлических накладок, привариваемых к закладным деталям стеновых панелей. Их водонепроницаемость обеспечивается нагнетанием цементного раствора в полость, образованную в вертикальных торцах панелей. Недостатками шпоночных стыков являются сложность контроля за качеством замоноличивания, особенно в пяте, и повышенная металлоемкость.

Призматический стык не имеет указанных недостатков. Однако необходимость бетонирования стыков шириной 200...250 мм, особенно в зимних условиях, а также осложнения при изготовлении панелей из-за арматурных выпусков, выходящих за пределы габаритов панели, свидетельствуют о недостках и этого типа стыков.

В клиновидных стыках большинство недостатков, присущих шпоночным и призматическим, устранены. Трест Южспецстрой совместно с ВНИИВОДГЕО и ХИИКС разработали и внедрили в производство клиновидные водонепроницаемые стыки, устраиваемые набрызгом расширяющихся смесей. Стыки рекомендуется устраивать со скосом 15° и шириной, равной диаметру основания струи бетонной смеси, при набрызге с расстояния h. Общее насыщение полости стыка арматурой должно быть не более 15...16 %. Арматурные выпуски в клиновидных стыках не выходят за пределы габарита панели; они размещаются в специальных нишах, которые после стыковки арматуры заделываются бетоном. Клиновидные стыки менее металлоемкие.

Водонепроницаемость стыков обеспечивается тщательным заполнением швов цементным раствором или бетоном в соответствии с рекомендациями НИИЖБ Госстроя СССР по замоноличиванию цементно-песчаным раствором стыков шпоночного типа в сборных

железобетонных водосодержащих емкостях, а также по замоноличиванию вертикальных и горизонтальных стыков емкостей бетоном (раствором) на напрягающем цементе. Для повышения водонепроницаемости стыков, а также для устранения дефектов замоноличивания и при ремонтах емкостных сооружений применяют изоляцию из

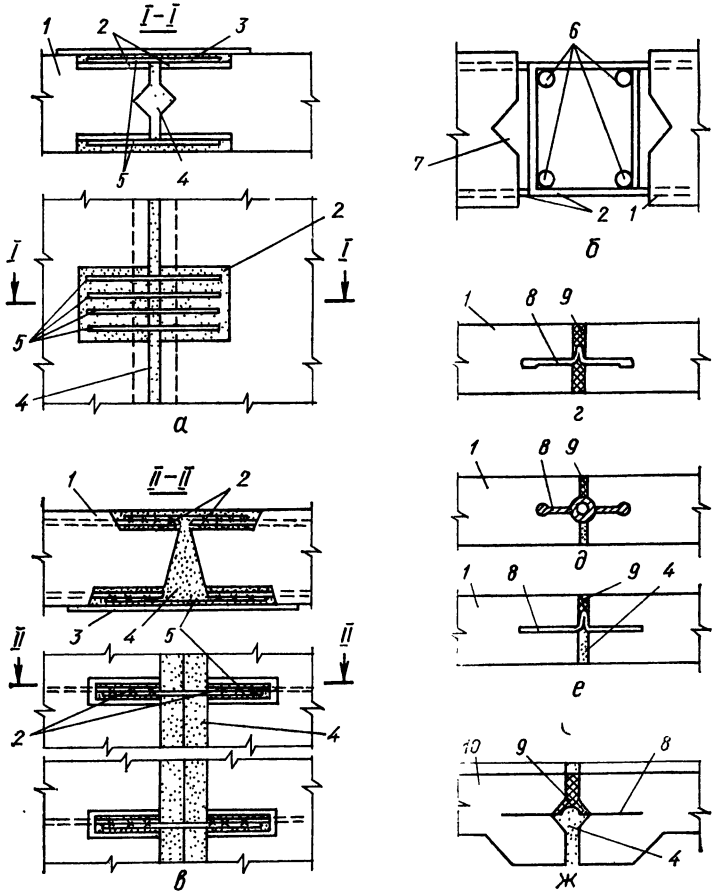


Рис. 18. Стыки железобетонных элементов емкостных сооружений: *а, б, в* — соединительные, соответственно шпоночный, призматический и клиновидный; *г, д, е* — деформационные стен; *ж* — деформационный днища; *1* — стеновая панель; *2* — выпуски (закладные детали); *3* — изоляция; *4* — безусадочный цементный раствор; *5* — соединительные стержни (накладки); *6* — монтажные стержни; *7* — паз; *8* — компенсатор; *9* — битум с асбестом; *10* — днище.

битумно-латексных или битумно-фурановых мастик (БЛМ или БФМ), которые наносятся на поверхность затвердевшего раствора или бетона стыка.

Деформационные стыки (рис. 18, *г...ж*) должны обладать, помимо водонепроницаемости, компенсационной способностью. В качестве компенсаторов применяется трехвалковая резина, U-образные

компенсаторы из полиэтилена, винипласта, стеклопласта или листовой оцинкованной стали. Высокой компенсационной способностью обладают компенсаторы, выполненные из листового полиизобутилена марки ПГС.

Угловые стыки прямоугольных сооружений могут быть решены по трем основным конструктивным схемам: монолитная угловая вставка, замоноличенные плоские панели и Г-образная панель.

Стеновые панели (в зависимости от их типа) стыкуют с днищем или заделывают в его паз. Глубину заделки плоских стеновых панелей в днище определяют расчетом, но она должна составлять не менее двух толщин стеновой панели внизу для стен, работающих по консольной расчетной схеме, и полторы толщины — для стен, работающих по балочной схеме. Для замоноличивания стеновых панелей в пазу днища применяют бетон класса не ниже В30, приготовленный на мелком щебне. При стыковке стеновых панелей с днищем глубина заделки растянутых арматурных стержней должна быть не менее 25 диаметров арматуры класса А-III, и не менее 20 диаметров арматуры класса А-II. Глубину заделки стержней допускается уменьшать до 15 диаметров при условии анкеровки их поперечными стержнями, располагаемыми с шагом не менее 100 мм. Для возможности рихтовки стеновых панелей глубину паза рекомендуется увеличивать на 50 мм.

Стеновые панели с пятой стыкуют с днищем, как правило, петлевыми стыками, которые в зависимости от принятой конструкции и действующих в них усилий могут воспринимать либо только осевое растяжение, либо внецентренное растяжение или изгибающие моменты. При устройстве петлевых стыков торцевые поверхности сопрягаемых элементов тщательно обрабатывают насечкой с очисткой и промывкой их водой перед замоноличиванием.

В серии 3.900-3 приняты стеновые панели двух типов — консольные и балочные. В балочных панелях верхняя уширенная часть выполняет роль неразрезной балки пролетом по 6 м. Опорами обвязочных балок в закрытых сооружениях служат конструктивные элементы покрытия, в открытых — специальные балки (распорки), устанавливаемые с шагом 6 м по верху стен.

Перегородки аэротенков и других сооружений, а также лотки, каналы и аналогичные элементы емкостных сооружений, как правило, устраивают из сборного железобетона. Техническую и экономическую целесообразность представляет применение для этих элементов сталефибробетона.

Цилиндрические емкостные сооружения также собирают из плоских стеновых панелей. Для сооружений диаметром до 18 м панели выполняют криволинейными в плане, а для сооружений диаметром 24 м и более им придают криволинейную поверхность только снаружи. Предварительное напряжение кольцевой арматуры осуществляют навивкой на стены высокопрочной проволоки или установкой колец из стержневой арматуры с последующим натяжением ее электротермическим или механическим способом. Стыки между стеновыми панелями цилиндрических сооружений устраивают шпо-

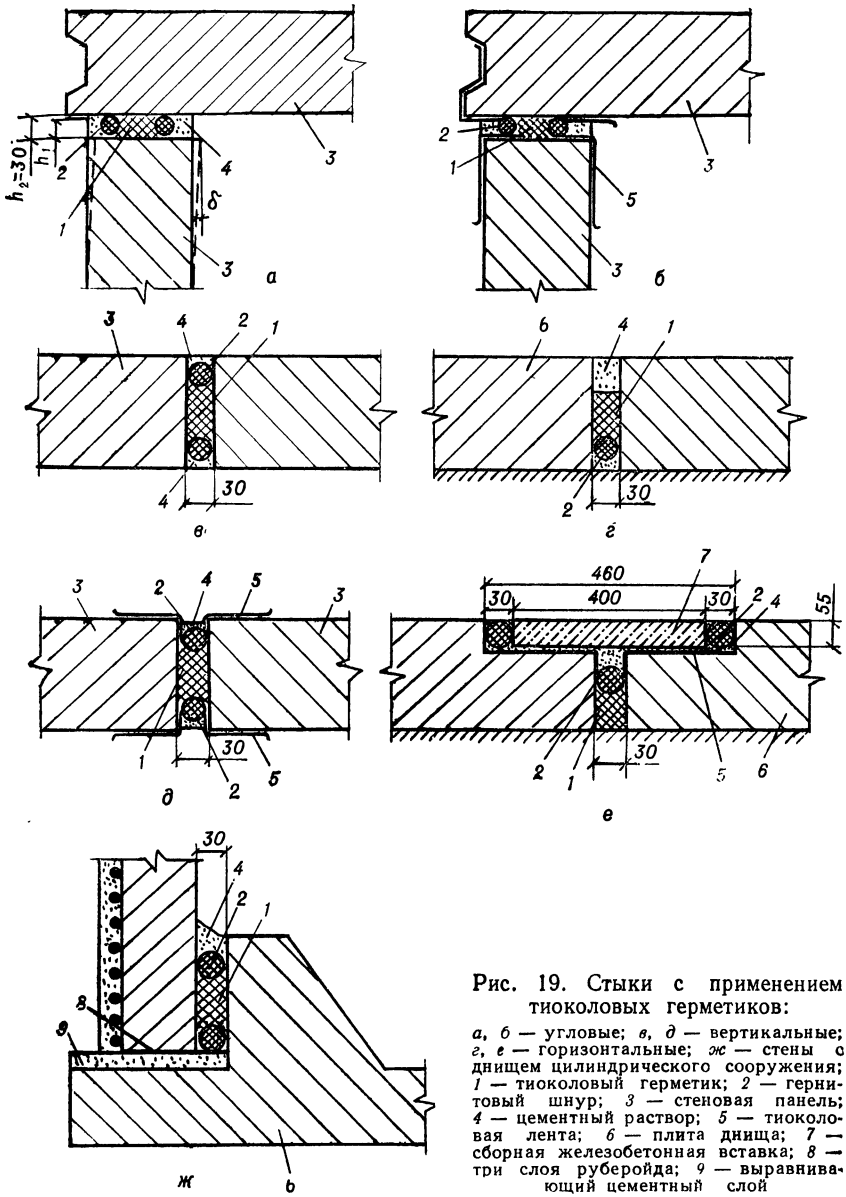


Рис. 19. Стыки с применением тиоколовых герметиков:

а, б — угловые; *в, д* — вертикальные; *г, е* — горизонтальные; *ж* — стены с днищем цилиндрического сооружения; *1* — тиоколовый герметик; *2* — гернитовый шнур; *3* — стеновая панель; *4* — цементный раствор; *5* — тиоколовая лента; *6* — плита днища; *7* — сборная железобетонная вставка; *8* — три слоя рубероида; *9* — выравнивающий цементный слой

ночного или призматического типа. Гибкие соединения стеновых панелей с днищем позволяют значительно упростить стык, обеспечить водонепроницаемость и надежность его работы. Герметизацию такого стыка следует выполнять после натяжения арматуры. Предельная деформация стыков такая же, как и в прямоугольных емкостных сооружениях. Зазор между стеновыми панелями и ребром днища должен быть 30...35 мм.

Применение тиоколовых герметиков. В ряде случаев для стыков целесообразно применение тиоколовых герметиков (рис. 19), которые характеризуются высокой деформативностью, хорошей адгезией к бетону, влаговодонепроницаемостью и долговечностью. По данным завода-изготовителя, эти свойства герметика сохраняются в течение 20...25 лет [33].

Тиоколовые герметики разрешается применять в канализационных емкостных сооружениях, в том числе предназначенных для обработки жидкостей, содержащих щелочи и слабые кислоты, а так-

15. Предельные деформации $\Delta_{пр}$ [33]

Вид деформации	Расположение стыка в сооружении	Значения $\Delta_{пр}$, мм, для герметика марки	
		КМ-0,5; АМ-0,5	«Гидром-2»
Растяжение	Внешнее	2	12
	Внутреннее	3	15
Сжатие	Внешнее и внутреннее	5	18

же в сооружениях технического водоснабжения. Их можно использовать и для емкостных сооружений питьевого водоснабжения, но при условии хранения воды не более 10 сут в емкостях, где площадь тиоколовых вставок относительно объема воды составляет не более 0,05 м^2/м^3.

Тиоколовые герметики применяют в гибких угловых соединениях полносборных прямоугольных сооружений, в температурно-усадочных и деформационных швах, в соединениях стен с днищем цилиндрических сооружений, а также в местах пропуска труб через стены. Применение гибких угловых соединений в прямоугольных емкостных сооружениях позволяет заменить монолитные угловые вставки на сборные с применением рядовых стеновых панелей. В результате такой замены сокращаются трудозатраты и сроки строительства. Гибкие угловые соединения стен бывают двух типов: шпоночные и компенсационные. Шпоночный стык образуют заливкой вертикальной полости жидким тиоколовым герметиком. Для образования вертикальной полости в зазоре между стеновыми панелями цементным раствором закрепляют два гернитовых шнура. Стыки компенсационного типа выполняют наклеиванием на стеновые панели лент из тиоколового герметика, армированного стеклотканью.

Деформативность гибких соединений определяют с учетом взаимных перемещений стыкуемых элементов по формуле (см. рис. 19, *а*)

$$\Delta = \sqrt{h_2^2 + \delta^2} - h_1 < \Delta_{пр},$$

где h_2 — ширина зазора стыка в деформированном состоянии; δ — смещение стыкуемых элементов в направлении, перпендику-

лярном к ширине зазора; $\Delta_{пр}$ — предельная деформация гибких стыков шпоночного типа при ширине зазора между панелями 30 мм (табл. 15).

Предельные деформации компенсационного стыка не зависят от деформативности применяемого герметика.

Особенности конструирования из сталефибробетона. ЦНИИПромзданий совместно с ЛенЗНИИЭП разработали решения емкостных сооружений из сталефибробетона, прямоугольных и круглых в плане, соответствующих габаритным схемам, принятым в серии 3.900-3. Этими решениями предусматривается замена железобетона монолитных днищ, сборных перегородок и лотков на сталефибробетон [26]. Конструкция днища представляет собой плоскую сталефибробетонную плиту толщиной 140 мм из бетона класса по прочности на сжатие В30. В нижней части плиты днища под колонны дополнительно укладывают сетку размером 3 × 3 м из стержней диаметром 12 мм класса А-III. Участок днища шириной 2,1 м в пределах щелевого паза, расположенного по периметру сооружения и служащего для сопряжения стен с днищем, также устраивают из железобетона. В местах сопряжения щелевого паза днища со сталефибробетонной плитой устанавливают выпуски из арматурных стержней.

Разработаны также сборные сталефибробетонные перегородки толщиной 40 вместо 80 мм, принятых в типовых конструкциях из железобетона. К колоннам такие перегородки крепятся стальными скобами.

Лотки из сталефибробетона разработаны в двух вариантах: прямоугольные и уголковые для цилиндрических емкостных сооружений. Толщина стенок — 35...50 мм в зависимости от размеров поперечного сечения лотка.

Внедрение сталефибробетона при строительстве емкостных сооружений обеспечивает получение экономического эффекта, снижение материалоемкости и трудовых затрат.

КОНСТРУИРОВАНИЕ ДЛЯ ОСОБЫХ УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬСТВА

Просадочные грунты. Емкостные сооружения, располагаемые на просадочных грунтах, проектируют согласно требованиям СНиП 2.02.01-83 и СНиП 2.04.02-84 с учетом особенностей этих сооружений («мокрая технология»). При этом внимание обращают на их расположение относительно других сооружений. Расстояние от емкостных до других сооружений рекомендуется принимать: в грунтовых условиях I типа по просадочности — не менее 1,5 толщины слоя просадочного грунта; в условиях II типа при не дренирующем подстилающем слое — не менее 3 толщин просадочного слоя, но не более 40 м; при дренирующем — не менее 1,5 толщины просадочного слоя. Тип грунтовых условий по просадочности устанавливают с учетом намечаемой планировки территории. Имеется в виду возможность перехода с I во II тип при подсыпке территории и со II и I тип — при срезке грунта.

В зависимости от степени деформации грунтов основания при замачивании назначают соответствующие мероприятия по ее уменьшению. Если суммарное давление на основание равно или меньше начального просадочного, то при грунтовых условиях I типа принимают естественное основание. Такое основание принимают и в тех случаях, когда его суммарная деформация от осадки и просадки меньше предельной. В остальных случаях просадочный слой рекомендуется уплотнять тяжелыми трамбовками на глубину 1,5...2,0 м. Площадь трамбования принимают на 2,0...2,5 м больше площади сооружения в обе стороны от него. Плотность сложения грунта на нижней границе уплотнения должна быть не менее 1,65 т/м^3. При невозможности по какой-либо причине уплотнить грунт до заданной степени плотности, устраивают грунтовые подушки из местного грунта с уплотнением до той же плотности сложения. В сооружениях с конусообразным днищем выполняют послойное уплотнение с последующим углублением котлована на 0,8 м толщины уплотняемого слоя. Последний слой уплотняют конусной трамбовкой. Контур дна котлована для каждого слоя принимают на 0,2 м больше диаметра данного слоя.

Емкостные сооружения I и II категорий по капитальности, строящиеся в грунтовых условиях II типа по просадочности или набухаемости, возводят только после полного устранения этих свойств. В отдельных случаях при просадке до 20 см допускается частичное устранение просадочных свойств уплотнением грунта тяжелыми трамбовками или устройством грунтовых подушек при условии, что суммарные деформации от осадок и просадок не будут превышать их предельного значения. При этом устраивают пристенный дренаж, а под днищем сооружения по уплотненному грунту — противофильтрационный поддон с дренирующим слоем и отводом воды в контрольные колодцы. Минимальная толщина дренирующего слоя — 100, пристенного дренажа — 150 мм.

В грунтовых условиях II типа по просадочности сооружения с конусным днищем диаметром более 10 м устраивают на железобетонных колоннах. Колонны устанавливают на железобетонной плите, которая одновременно служит и днищем поддона. Основание под плитой уплотняют на глубину не менее толщины деформируемой зоны.

Просадочные свойства грунта II типа полностью устраняют предварительным замачиванием или замачиванием с глубинными взрывами. При невозможности применения этих способов просадочные свойства устраняют глубинным уплотнением просадочного слоя грунтовыми сваями, устройством свайных фундаментов, закреплением грунта химическим и термическим способом.

При строительстве в грунтовых условиях II типа по просадочности в проектах предусматривают мероприятия по наблюдению за осадками сооружений, утечками воды из них и уровнем грунтовых вод на период полной стабилизации деформаций.

К основным конструктивным мероприятиям относятся: придание жесткости сооружению (при невозможности обеспечения требуемой

жесткости сооружение разрезают на части таких размеров, чтобы каждая из них имела требуемую жесткость); выполнение стыков сборных железобетонных элементов, равнопрочных с соединяемыми конструкциями; устройство железобетонных поясов; конст-

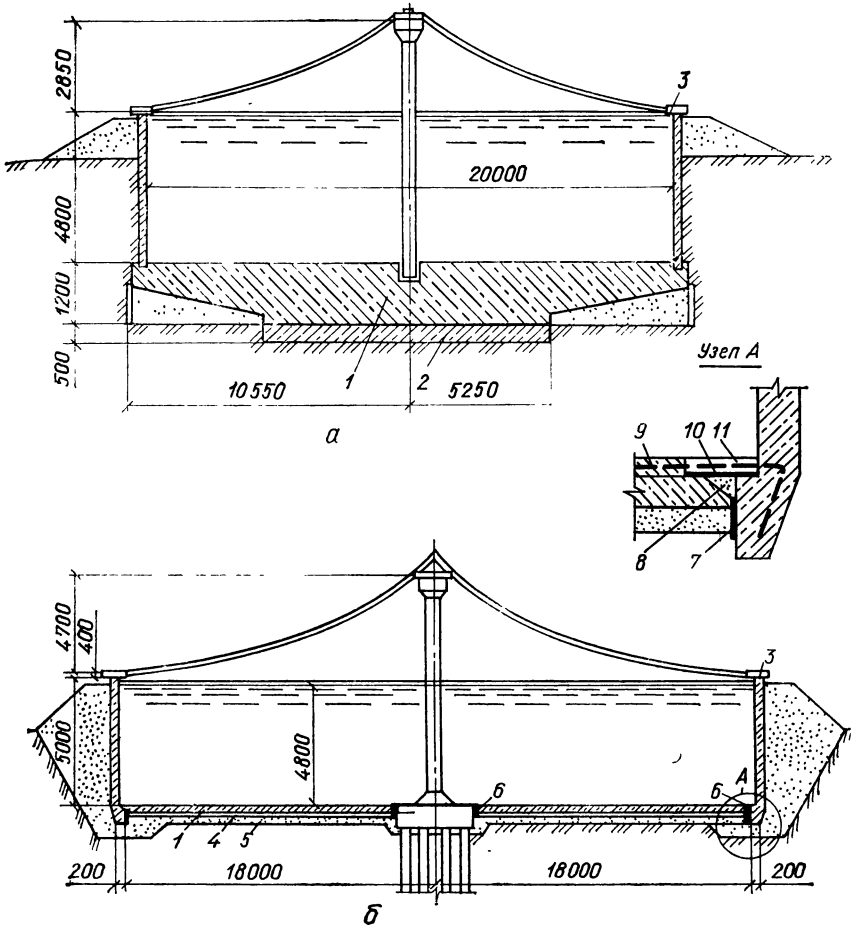


Рис. 20. Емкостные сооружения, возводимые над горными выработками:
а — конструкция жесткого типа; *б* — конструкция гибкого типа; *1* — плита днища; *2* — щебеночная подушка; *3* — деформационный стык; *4* — бетонная подготовка; *5* — песчаная подушка; *6* — кольцевой деформационный шов; *7* — прокладка из шлаковаты, пропитанная битумом; *8* — песок; *9* — выпуски арматуры; *10* — гибкая диафрагма; *11* — мастика.

руирование вводов и выводов трубопроводов с учетом возможных деформаций грунта.

Подрабатываемые территории. Емкостные сооружения, размещаемые на подрабатываемых территориях, проектируют в соответствии со СНиП 2.04.02-84 и СНиП II-8-78. Конструктивные мероприятия выбирают с учетом максимальных расчетных деформаций поверхности земли. Опыт эксплуатации железобетонных емкостных

сооружений на подрабатываемых территориях, где не проводились конструктивные мероприятия, показал, что даже незначительные деформации основания являются причиной появления многочисленных трещин и выхода сооружения из строя

Специфика работы емкостных сооружений, построенных на подрабатываемых территориях, обусловливает применение жесткой, податливой (гибкой) и комбинированной конструктивных схем.

При жесткой схеме исключается возможность взаимного перемещения конструктивных элементов сооружения. Для этого устраивают жесткую плиту днища, рассчитанную на восприятие усилий от всей нагрузки сооружения и деформаций основания при подработке территории. В этом случае стены, колонны, покрытие, перегородки и другие конструктивные элементы рассчитывают и конструируют без учета влияния деформаций основания (рис. 20, *а*).

При податливой схеме конструктивные элементы сооружения приспосабливают к восприятию всех возможных неравномерных деформаций. Для этого сооружение разделяют деформационными водонепроницаемыми швами на части, рассчитанные на восприятие деформаций земной поверхности при подработке территории. Деформационные швы устраивают на стыках сборных конструкций, в соединениях стен с днищем, покрытием, перегородками и другими элементами. В качестве примера гибкого конструктивного решения резервуара для воды на рис. 20, *б* приведена разработка Донецкого Промстройниипроекта. Резервуар разделен на три независимо работающие части: вантовое покрытие с центральной стойкой, цилиндрическую предварительно напряженную оболочку стен и гибкую плиту днища. Опорой центральной стойки, поддерживающей покрытие, служит свайный фундамент. Стены сооружений не имеют пяты, что позволяет передавать на основание большие усилия, вплоть до предельных. Возникающие деформации основания и связанные с ними осадки стен из-за жесткости их в вертикальной плоскости не приводят к возникновению опасных напряжений. Плоская плита днища, загруженная равномерно распределенной нагрузкой от веса жидкости в сооружении, может изгибаться без образования трещин при деформациях основания по радиусу кривизны поверхности земли до 2 км. По конструктивным соображениям толщину днища рекомендуется принимать 120...180 мм. При больших размерах сооружения днище разрезают деформационными швами на части. Для снижения касательных напряжений бетонное основание под плиту днища устраивают по песчаной подушке толщиной 150...200 мм. Между плитой днища и основанием из бетона укладывают противофильтрационный ковер, который в пределах деформационных швов армируют стеклотканью.

Основной конструктивной деталью емкостных сооружений при гибкой схеме являются деформационные стыки, которые обеспечивают водонепроницаемость и имеют высокую компенсационную способность. Харьковский Промстройниипроект и Водоканалпроект совместно с Донецким Промстройниипроектом предложили решение таких стыков (рис. 20, узел *А*). Основой элемент стыка — водонепро-

ницаемая диафрагма из листового полиизобутилена марки ПГС, обладающая необходимыми для деформационных стыков свойствами — долговечностью, простотой соединения листов полиизобутилена между собой и с железобетоном, водонепроницаемостью, высокой растяжимостью, хорошей адгезией к бетону (600 кПа). К горизонтальным участкам соединяемых элементов диафрагму приклеивают битумной мастикой. Для предохранения диафрагмы от механических повреждений пространство между торцами железобетонных элементов заполняют битумной мастикой, состоящей из битума марки 5 (65 %), асбестовой крошки № 7 (27 %) и веретенного масла (8 %). Арматурные выпуски и края диафрагмы омоноличивают бетоном на расширяющемся цементе.

Для гибких конструктивных схем емкостных сооружений наиболее рациональны вантовые покрытия с опорным контуром в виде железобетонного кольца, устраиваемого по периметру стен.

Емкости гибкой конструкции рекомендуется применять на подрабатываемых территориях II, III и IV групп. В случаях, когда ожидаются большие деформации основания при подработке, следует принимать жесткую конструктивную схему емкостного сооружения.

Комбинированные конструктивные схемы емкостных сооружений предусматривают податливость для одних и жесткость для других конструктивных элементов. На площадках с высоким уровнем грунтовых вод конструкция податливых швов должна обеспечивать восприятие гидростатического давления снаружи и внутри сооружения.

Для емкостных сооружений, запроектированных по податливой или комбинированной схеме с основанием из слабофильтрующих глинистых грунтов, под днищем устраивают дренажную систему.

В зависимости от группы подрабатываемых территорий, размеров и формы емкостного сооружения СНиП 2.04.02-84 рекомендует применять следующие конструктивные схемы: для резервуаров вместимостью до 500 м^3 независимо от группы подрабатываемых территорий — жесткую, вместимостью до 6000 м^3 на подрабатываемых территориях I...III групп — податливую, вместимостью 1000 м^3 и более на подрабатываемых территориях III и IV групп — комбинированную; для осветлителей, вертикальных отстойников, песколовок, смесителей, фильтров, метантенков — жесткую; для горизонтальных отстойников — податливую или комбинированную; для радиальных отстойников — жесткую или комбинированную, обеспечивающую постоянный зазор между днищем и механизмом для удаления осадка.

Открытые емкостные сооружения в ряде случаев целесообразно проектировать по податливой конструктивной схеме в виде емкостей в грунте с облицовкой откосов и днища. Заложение откосов в таких сооружениях принимают 1 : 3. В зависимости от группы грунтов облицовку принимают из железобетонных плит, полимерных листов и других материалов. Днища таких сооружений выполняют из монолитного бетона: однослойные для территорий групп Iк...IVк и двухслойные — для территорий I...IV групп. Двухслойные дни-

ща состоят из железобетонной плиты, воспринимающей основные нагрузки и деформации искривления, и армированной подготовки, воспринимающей горизонтальные деформации растяжения. Предельно допустимую ширину раскрытия трещин подготовки принимают $a_{т.кр} = 0{,}3$ мм, $a_{т.дл} = 0{,}2$ мм. Между днищем и подготовкой рекомендуется устраивать мастичную изоляцию. Для уменьшения горизонтальных нагрузок на стены и подготовку днища, возникающих при воздействии горизонтальных деформаций поверхности земли, стены сооружений обваловывают песчаным грунтом, а под днищем устраивают грунтовую подушку. При определении толщины подушки учитывают наравномерность деформаций, размеры сооружения и его конструктивную схему.

Глава 3. СПЕЦИАЛЬНЫЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

МАТЕРИАЛЫ

При проектировании и строительстве сооружений, устройств и трубопроводов водозаборов и канализационных выпусков необходим учет ряда специфических условий их работы. Наряду с выполнением общих для всех сооружений задач — восприятия действующих на них нагрузок,— специальные гидротехнические сооружения воспринимают химическое и биологическое воздействие речной и морской воды.

Нарушение работы сооружения не всегда происходит в результате механических воздействий. Очень часто причиной выхода из строя всего комплекса специальных сооружений или отдельных его устройств является коррозия бетона или металла. Кроме этого, сооружения, расположенные выше уровня спокойного горизонта, испытывают попеременное замораживание и оттаивание, увлажнение и высыхание, что также способствует их разрушению. Таким образом, срок службы специальных гидротехнических сооружений во многом зависит от степени сопротивляемости материалов, из которых они выполнены, воздействию внешней среды.

Согласно эксплуатационным данным и результатам исследований над гидротехническими сооружениями, большим диапазоном сроков службы (до 70 лет) обладают бетонные сооружения. Долговечность железобетонных гидротехнических сооружений без защитных мероприятий достигает 20 лет, а с их выполнением — свыше 50 лет.

Скорость коррозии металлических конструкций и трубопроводов, расположенных в воде, в зависимости от состава стали и внешних условий колеблется от 0,06 до 1,5 мм в год. Опыт показал, что срок службы подводных стальных незащищенных трубопроводов с толщиной стенок 11...12 мм составляет 10...12 лет (меньший срок относится к условиям теплых морей). С учетом местной коррозии стенок трубопроводов срок службы стальных подводных трубопроводов уменьшается до 5...10 лет. Долговечность подводных чугунных

труб достигает 40...50 лет, что объясняется большой толщиной их стенок.

Относительно небольшие сроки службы гидротехнических сооружений и трубопроводов в значительной степени зависят от материалов, из которых они изготовлены, и особенностей работы этих сооружений.

Бетон. Применяемый для специальных гидротехнических сооружений бетон должен отвечать требованиям ГОСТ 26633—85. В зависимости от положения конструкции по отношению к уровню воды и действующего напора бетон подразделяют на подводный, надводный, для зоны переменного уровня, для напорных и безнапорных конструкций.

К основным требованиям, предъявляемым к гидротехническому бетону, относятся водонепроницаемость, морозостойкость, механическая прочность, водопоглощение, стойкость против агрессивного воздействия воды, отсутствие вредного взаимодействия щелочей цемента с заполнителем, сопротивляемость истиранию водным потоком и наносами.

Марку бетона по водонепроницаемости для напорных конструкций устанавливают по ГОСТ 26633—85 в зависимости от градиента напора, определяемого как отношение максимального напора в метрах к толщине конструкции в метрах:

Напорный градиент	До 5	5...10	10...15	15...20	20...30
Марка бетона по водонепроницаемости	W4	W6	W8	W10	W12

Марка бетона по морозостойкости зависит от климатических условий и количества расчетных циклов попеременного замораживания и оттаивания в течение года (табл. 16).

16. Марки бетона по морозостойкости (ГОСТ 26633—85)

Климатические условия	Для зоны переменного уровня воды при максимальном количестве циклов замораживания и оттаивания						Для надводной зоны
	до 50	50...70	70...100	100..150	150...200	свыше 200	
Умеренные	F50	F100	F150	F200	F300	F400	F50
Суровые	F100	F150	F200	F300	F400	F500	F100
Особо суровые	F150	F200	F300	F400	F500	F500	F200

Примечание. Климатические условия характеризуются среднемесячной температурой наиболее холодного месяца, °С: умеренные — 0...—10; суровые —10...—20; особо суровые — ниже —20.

К основному показателю качества бетона относится класс по прочности на сжатие. Для бетонных и железобетонных конструкций применяют следующие классы бетона: тяжелого — В7,5, В10, В12,5, В15, В20, В25, В30, В35, В40, В45, В50, В55, В60; напрягающего — В20, В25, В30, В35, В40, В45, В50, В55, В60.

Минимальные классы бетона по прочности на сжатие устанавливают в зависимости от конструктивных особенностей сооружения. Так, подводные трубопроводы и береговые оголовки рекомендуется

изготавливать из бетона не ниже класса по прочности В30, оголовки русловые или островные — В20, береговые насосные станции и колодцы — В40. Для сооружений и устройств, расположенных в приурезовой зоне с галечными наносами, класс бетона по прочности на сжатие принимают не ниже В40.

Предел прочности гидротехнического бетона устанавливают в возрасте 180 сут. Допускается определять его и в возрасте 90, 60 и 28 сут, если известны способы возведения сооружения, сроки их загрузки, условия твердения и вид цемента.

Прочность на осевое растяжение назначают в том случае, когда эксплуатационные качества конструкции определяются работой бетона на растяжение или не допускается раскрытие трещин. Приняты следующие классы бетона по прочности на растяжение: $B_t0{,}8$, $B_t1{,}2$, $B_t1{,}6$, B_t2, B_t24, $B_t2{,}8$, $B_t3{,}2$.

Водопоглощение бетона, уложенного в конструкции, расположенные в зоне перменного уровня воды, не должно превышать 5 %, а в других зонах — 7 % массы высушенного бетона.

Цементы и заполнители. Для гидротехнического бетона применяют портландцемент (пластифицированный, гидрофобный, сульфатостойкий), шлакопортландцемент и пуццолановый портландцемент. Технические требования к цементам устанавливаются ГОСТ 10178—85. По механической прочности цементы подразделяются на марки 300, 400, 500, 550, 600. Вид цемента назначают в зависимости от расположения конструктивого элемента по отношению к уровню воды. Для подводных и подземных конструкций применяются все перечисленные выше цементы, для зоны переменного уровня воды — портландцемент с умеренной экзотермией, сульфатостойкий цемент, пластифицированный и гидрофобный портландцемент, для надводной зоны — пластифицированный и гидрофобный портландцемент.

Для гидротехнического бетона применяют обогащенный и природный песок из твердых и плотных каменных пород. Зерновой состав песка должен соответствовать требованиям ГОСТ 10268—80.

В качестве крупного заполнителя для гидротехнического бетона применяют гравий и щебень из гравия. Применение гравия не допускается для бетонов марки по морозостойкости F300 и выше, укладываемых в зонах переменного уровня воды. Зерновой состав и содержание примесей, а также морозостойкость крупного заполнителя регламентируются ГОСТ 10268—80.

Цементы и заполнители, применяемые для приготовления гидротехнического бетона, не должны вызывать опасных для бетона изменений, в частности трещин, возникающих в результате химического взаимодействия щелочей цемента с минеральными заполнителями.

С целью экономии цемента рекомендуется применять добавки поверхностно-активных веществ, а также золу-унос тепловых электростанций (ГОСТ 25818—83) и другие добавки, отвечающие требованиям нормативных документов по приготовлению бетона. В зонах сооружений, подверженных попеременному замораживанию и от-

таиванию, использовать золу-унос или другие тонкодисперсные минеральные добавки к бетону не допускается.

Для промывки заполнителя и приготовления бетона вода не должна содержать примесей, препятствующих схватыванию и твердению бетона и способствующих коррозии арматуры. Не допускается применение воды с водородным показателем pH < 4. Вода для приготовления бетона должна отвечать требованиям ГОСТ 23732—79.

В гидротехническом строительстве находит применение бетон на шлакощелочном вяжущем, позволяющий экономить дорогостоящие и дефицитные цементы. Шлакощелочное вяжущее представляет собой молотый гранулированный доменный шлак, активизированный соединениями щелочных металлов, дающих в водных растворах щелочную реакцию. В качестве заполнителей для таких бетонов используются песок (независимо от модуля крупности), супесь, отходы камнедробильного производства и др. Суммарное содержание глинистых и пылеватых частиц не должно превышать 25 %, в то время как для бетонов на традиционных вяжущих допускается не более 2 % глинистых и пылеватых частиц. Это объясняется тем, что возникающие в процессе гидратации щелочь вступает во взаимодействие с глинистыми частицами, а образующиеся при этом новообразования служат дополнительным вяжущим. Щелочь активизирует также поверхность песчаных частиц, что позволяет для получения высокопрочных бетонов использовать пески с низким модулем крупности. Однако заполнитель не должен содержать включений гипса, ангидрида или других солей и кислот, взаимодействующих со щелочами. Шлакощелочные бетоны естественного твердения обладают пределом прочности 20...100 МПа. По морозостойкости и водонепроницаемости они не уступают бетонам на обычных и специальных цементах.

Арматура. Арматурную сталь для армирования железобетонных гидротехнических сооружений выбирают в зависимости от ее назначения. Сталь гладкую класса А-I (ГОСТ 5781—82*) используют в качестве монтажной и конструктивной арматуры, сталь горячекатаную периодического профиля классов А-II и А-III (ГОСТ 5781—82*) — в качестве расчетной арматуры, а холоднотянутую проволоку периодического профиля класса B_p-I (ГОСТ 6727—80*) — в качестве расчетной и конструктивной арматуры. Арматурную сталь классов А-IV и А-V рекомендуется применять только для предварительно напряженных конструкций.

При воздействии агрессивной среды на конструктивные элементы необходимо выполнять требования СНиП 2.03.11-85.

Материалы для подводных трубопроводов. Материал труб и его класс прочности принимают на основании расчетов с учетом агрессивности среды, окружающей трубопровод, и требований к качеству транспортируемой воды в соответствии с указаниями СНиП 2.04.02-84. По виду материала рекомендуются следующие трубопроводы: стальные, чугунные, полимержелезобетонные, пластмассовые, асбестоцементные.

Стальные трубы бывают бесшовные и электросварные, прямошовные и спиралешовные, из спокойной и полуспокойной углеродистой стали диаметром до 500 мм, из спокойной и полуспокойной низколегированной стали диаметром более 500 мм. Бесшовные трубы изготавливают по ГОСТ 8731—87 и ГОСТ 8733—87, электросварные диаметром до 800 мм — по ГОСТ 20295—85, диаметром более 800 мм — по техническим условиям, составляемым согласно СНиП 2.05.06-85 «Магистральные трубопроводы». Трубы должны иметь сварные соединения, равнопрочные основному материалу. Соединяют их между собой согласно указаниям СНиП 2.04.02-84 и СНиП 2.05.06-85.

Железобетонные трубы диаметром 500...2500 мм изготавливают по ГОСТ 6482—79* и в соответствии с Указаниями по проектированию железобетонных предварительно напряженных труб.

Для изготовления труб из полимерных материалов используют пластмассы главным образом на основе полиэтилена высокой и низкой плотности, полипропилена, полибутена и поливинилхлорида [25]. К основным преимуществам пластмассовых труб следует отнести коррозионную стойкость, гладкость внутренней поверхности (благодаря чему потери напора на трение в них на 30 % ниже, чем в стальных) и легкость в сочетании с гибкостью. В системах водоснабжения пластмассовые трубы должны обеспечивать сохранение качества воды в соответствии с требованиями ГОСТ 2874—82.

Для подводных трубопроводов целесообразно применять полимержелезобетонные трубы, обладающие положительными свойствами железобетона и пластмасс [25]. Они долговечны, коррозиестойки, не зарастают (в связи с чем уменьшаются эксплуатационные расходы) и т. д. Такие трубы представляют собой железобетонную оболочку, внутри которой находится непроницаемый слой из полимерного материала. Полимерный материал выбирают в зависимости от вида транспортируемой жидкости.

Для балластировки подводных трубопроводов применяют чугун, бетон, железобетон, армобетон, металлургические шлаки и другие материалы с большим удельным весом. Бетон используют плотный гидротехнический (ГОСТ 26633—85) и тяжелый с удельным весом не менее 30 кН/м^3, приготовленный на цементе марки не ниже 300.

НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Классификация и сочетание нагрузок. Специальные гидротехнические сооружения рассчитывают на восприятие обычных нагрузок (по СНиП 2.01.07-85) и гидродинамических от воздействия волн и течений, а также от давления льда (по СНиП 2.06.04-82).

В зависимости от продолжительности воздействия нагрузки подразделяются на постоянные и временные. Временные в свою очередь бывают длительные, кратковременные и особые. К постоянным относятся нагрузки и воздействия, возникающие в процессе строительства и эксплуатации сооружения и действующие постоянно

(собственный вес сооружения, вес и давление грунта, гидростатическое давление, гидродинамическое давление течений и т. п.), к временным — те, которые в отдельные периоды строительства и эксплуатации могут отсутствовать. Длительными нагрузками являются давление отложившихся наносов, температурные воздействия и др., кратковременными — воздействия волн и льда, нагрузки от транспортных средств, давление от гидравлического удара, динамическая нагрузка при паводках и т. п., особыми — нагрузки, действующие в исключительно редких случаях (сейсмические воздействия, катастрофические паводки, давление льда катастрофической силы при его подвижках и срыве заторов и т. п.).

Специальные гидротехнические сооружения и устройства рассчитывают на два сочетания нагрузок — основное и особое. Основное сочетание состоит из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок и воздействий, особое — из постоянных, длительных, возможных кратковременных и одной из особых нагрузок и воздействий. Нагрузки и воздействия принимают в наиболее неблагоприятных, но возможных сочетаниях как для эксплуатационного, так и строительного периодов.

При расчете конструкций и оснований на основное сочетание расчетные нагрузки принимают с понижающим коэффициентом сочетания $n_c = 1$, а при расчете на особое сочетание — с $n_c = 0{,}9$. Для сочетаний нагрузок в период строительства $n_c = 0{,}95$.

Характер и степень изменчивости, а также достоверность нагрузок учитываются коэффициентом надежности по нагрузкам γ_f (табл. 17).

17. Коэффициент надежности по нагрузкам γ_f [6, 18]

Нагрузки и воздействия	Значения коэффициента	Нагрузки и воздействия	Значения коэффициента
Собственный вес конструктивных элементов	1,05 (0,95)	Гидростатическое и волновое давление	1
Вертикальное давление грунта	1,1 (0,9)	Ледовая нагрузка	1,1
Вертикальное давление от транспорта	1,2	Ветровая нагрузка	1,4
Боковое давление грунта	1,2 (0,8)	Снеговая нагрузка	1,4
Давление наносов	1,2	Гололедная нагрузка	1,3
		Сейсмическая нагрузка	1

Примечание. Значения коэффициентов, указанные в скобках, принимаются в том случае, когда уменьшение нагрузки может ухудшить условия работы конструкций

В зависимости от класса сооружения устанавливают коэффициент надежности по назначению сооружения γ_n, принимаемый равным 1,25, 1,2 и 1,15, соответственно для I, II и III классов (СНиП 2.06.01-86). На этот коэффициент следует умножать значения нагрузок и воздействий.

Гидростатическое давление воды. На сооружение, находящееся ниже уровня воды, действует гидростатическое давление, кПа,

которое при максимально возможном уровне воды определяют по формуле

$$q_w = \gamma_f \gamma_n H \gamma_w,$$

где H — толщина слоя воды до рассматриваемого сечения, м; γ_w — удельный вес воды, кН/м³.

Гидродинамическое давление от течений. Гидродинамическое давление p_x, кН, определяют по силовому воздействию потока воды на сооружение, располагаемое нормально к направлению потока. Оно зависит от скорости течения, размеров и формы сооружения:

$$p_x = \gamma_f \gamma_n \gamma_w c_x F_x v_т^2 / 2g, \qquad (26)$$

где c_x — коэффициент лобового сопротивления; F_x — площадь проекции сооружения на плоскость, нормальную к направлению течения, м²; $v_т$ — скорость течения, м/с; g — ускорение свободного падения, м/с².

Коэффициент лобового сопротивления зависит от таких факторов, как обтекаемость формы, характеристика поверхности сооружения, скорость течения и др. Его значения определяются на основании опытных данных. В табл. 18 приведены значения коэффициентов лобового сопротивления, пригодные для предварительных расчетов.

18. Коэффициент обтекаемости c_x [15]

Форма оголовка в плане	Условия, в которых рекомендуется применять форму оголовка	Значения коэффициента
Прямоугольная	Течение отсутствует	0,6
Ромбическая	Направление течения неизменное	0,3
Каплевидная	То же	0,07
Круглая	Направление течения неустойчивое	0,4

Волновые нагрузки и воздействия. Для определения волновых нагрузок и воздействий необходимо знать элементы волн данной обеспеченности, действующих в районе расположения сооружения (рис. 21, *а*). Элементы волн рассчитывают с учетом деления водоема на зоны по глубине — глубоководную, мелководную, прибойную и приурезовую [19].

В пределах глубоководной зоны, где глубина воды более $0{,}5\lambda$ (λ — длина волны), влияние волн практически не сказывается на устойчивости и прочности сооружения и трубопроводов, расположенных на дне, поэтому его можно не учитывать. В мелководной зоне, ограниченной глубинами $0{,}5\lambda > d > d_{cr}$ (d — глубина воды; d_{cr} — критическая глубина, при которой происходит первое обрушение гребня волны), воздействие волн сказывается на устойчивости и прочности сооружения и трубопроводов. Однако волновые нагрузки в этой зоне относительно невелики и поэтому в ней рекомендуется располагать водозаборы и канализационные выпуски. Прибойная зона в пределах глубин $d_{cr} > d > d_{cr.u}$, в которой происходит последнее обрушение волн, характеризуется наибольшими волновыми

воздействиями на сооружение. Приурезовая зона, где глубина менее $d_{cr.u}$, поток от разрушенных волн периодически накатывается на берег.

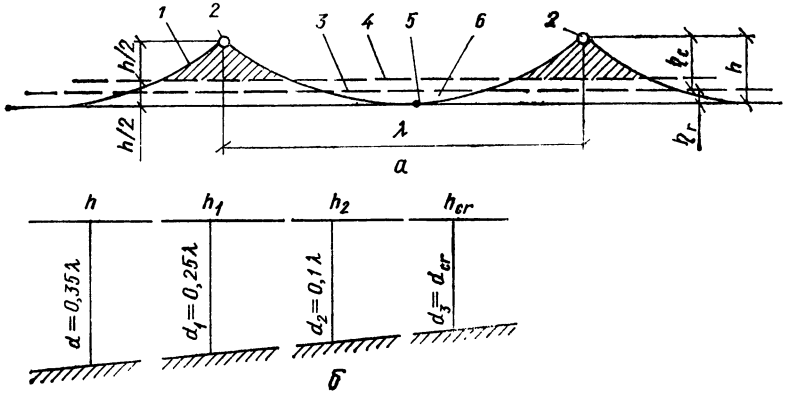


Рис. 21. Элементы волны:

а — профиль; *б* — изменение высоты в мелководной зоне; *1* — гребень; *2* — вершина; *3* — расчетный уровень воды; *4* — средняя волновая линия; *5* — подошва; *6* — ложбина.

Для различных интервалов, повторяемостей и скоростей ветра, разгонов волн и профиля дна определяют элементы волн по каждому направлению действия ветра. Повторяемость этих элементов принимают совпадающей с повторяемостью ветров данного румба, скорости и продолжительности. Расчетную скорость ветра при определении элементов волн принимают на высоте 10 м над уровнем воды.

Помимо обеспеченности элементов волн на тот или иной промежуток времени (например, на год), учитывают также их обеспеченность в данной системе волн (табл. 19), характеризуемую количеством

19. Расчетная обеспеченность высоты волн в системе [19]

Вид сооружения	Обеспеченность, %
Сооружения вертикального профиля	1
Водозаборы, оголовки и трубопроводы I класса	1
То же, II класса	5
То же, III и IV классов	13
Берегоукрепительные сооружения I и II классов	1
То же, III и IV классов	5
Оградительные сооружения откосного типа с креплением бетонными плитами	1
То же, каменной наброской, обыкновенными или фасонными массивами	2

Примечания: 1. При определении нагрузок на сооружения принимают высоту волны заданной обеспеченности в системе h_i и среднюю длину волны. — 2. При определении наката волны расчетную обеспеченность ее высоты в системе принимают 1 %.

волн рассчитанных размеров при непрерывном и последовательном прохождении 100 волн через заданную точку.

При определении элементов волн и нагрузок от них на сооружение применяется терминология, приведенная в СНиП 2.06.04-82 [19].

Наиболее достоверные результаты при определении расчетных значений элементов волн можно получить только на основании продолжительных инструментальных наблюдений. После обработки данных устанавливают повторяемость элементов волн, связь их между собой, максимальные параметры волн и кривые зависимостей между элементами волн различных длин, разгонов и направлений. При отсутствии результатов наблюдений элементы волн определяют по СНиП 2.06.04-82.

Для определения элементов волн воспользуемся графиками, приведенными в прил. 1 СНиП 2.06.04-82 [19].

Элементы волн в глубоководной зоне. Средние значения высоты волны $\bar{h}_d$, м, и периода волн $\bar{T}$, с, определяют по верхней огибающей кривой графика, представленного на рис. 1 прил. 1 [19]. Для этого предварительно определяют безразмерные величины gt/v_ω, gL/v_ω^2 и по ним снимают с графика значения $g\bar{h}_d/v_\omega^2$ и $g\bar{T}/v_\omega$ (здесь t — продолжительность действия ветра, ч; v_ω — скорость ветра, м/с; L — разгон волны, м). По полученным меньшим значениям принимают среднюю высоту и средний период волн.

Среднюю длину волн $\bar{\lambda}_d$, м, определяют по формуле

$$\bar{\lambda}_d = g\bar{T}^2/2\pi. \tag{27}$$

Высота волны i-й обеспеченности в системе

$$h_{d,i} = \bar{h}_d k_i. \tag{28}$$

Значения коэффициента k_i принимают по графику, приведенному на рис. 2 прил. 1 [19], по безразмерной величине gL/v_ω^2.

Превышение вершины волны над расчетным уровнем η_c, м, определяют по безразмерной величине $h_i/g\bar{T}^2$ по графику, приведенному на рис. 3 прил. 1 [20], с которого снимают величину η_c/h_i. При этом принимают $d/\bar{\lambda}_d = 0{,}5$, т. е. для границы между глубоководной и мелководной зонами.

Предельные значения высоты и длины волн для ряда водоемов составляют [36]: для океанов $h = 15$ м, $\lambda = 400$ м; для Северного моря — соответственно 6 и 60 м; Баренцева моря — 5 и 80 м; Средиземного моря — 9 и 300 м; Балтийского и Черного морей — 6 и 60 м; Каспийского моря — 4 и 40 м.

При предварительном определении элементов волн средние значения разгонов допускается определять для заданной расчетной скорости ветра v_ω по формуле [19]

$$L_m = k_{vts}\nu/v_\omega, \tag{29}$$

где k_{vts} — коэффициент, принимаемый равным $5 \cdot 10^{14}$; $\nu = 10^{-5}$ м^2/с — коэффициент кинематической вязкости воздуха.

Предельные разгоны волн для некоторых водоемов СССР, км [36]: для Балтийского моря — 375, Баренцева, Северного, Охотского, Японского, Берингова (южная часть) и Черного морей — 500, Берингова моря (северная часть) — 200, Белого моря — 275, океана — 1500, озер и водохранилищ — 100. Для заданной расчетной скорости ветра предельный разгон допускается также принимать по табл. 20.

20. Предельные разгоны волн [19]

Водоемы	Разгон, км, при скорости ветра, м/с				
	20	25	30	40	50
Моря	800	600	300	200	100
Океаны	1600	1200	600	200	100

Для предварительных расчетов и расчетов на стадии строительства можно воспользоваться следующими эмпирическими зависимостями для определения элементов волн глубоководной зоны:

$$h = 0{,}33v_\omega/[(1 + 3{,}62v_\omega/L)(1 + 1{,}86/t); \quad \lambda = k_\omega h,$$

где k_ω — коэффициент, принимаемый в пределах 15...40 (меньшее значение — для вынужденных волн, большее — для свободных).

Для мелководных водоемов ($d < 8$ м) высоту волн рекомендуется определять из зависимостей

$$h = 0{,}0208v_\omega^{5/4}L^{1/2}; \quad h = 0{,}0168v_\omega^{0{,}71}L^{0{,}24}d^{0{,}54}.$$

Из полученных значений следует брать среднее. Максимальная высота волны должна быть не менее $0{,}5d$.

Расчетная длина волны

$$\lambda = kh,$$

где $k = 8...15$.

Период волн

$$T = 2\sqrt{(\pi\lambda \operatorname{cth} 2\pi d/\lambda)\, 2g}.$$

Пример 2. Определить элементы волн глубоководной зоны 1 %-ной обеспеченности при ветре постоянного направления и скорости $v_\omega = 18$ м/с. Продолжительность действия ветра $t = 6$ ч. Разгон волн $L = 350$ км. Средний уклон дна $i = 0{,}015$.

Определяем среднюю высоту и длину волны. Для этого вычисляем безразмерные величины:

$$gL/v_\omega^2 = 9{,}81 \cdot 350\,000/18^2 = 10\,586; \quad gt/v_\omega = 9{,}81 \cdot 6 \cdot 3600/18 = 11\,770.$$

Затем для вычисленных значений безразмерных величин по верхней огибающей кривой графика, приведенного на рис. 1 прил. 1 [19], находим значения $g\bar{h}_d/v_\omega$: 0,11 и 0,0825. По этому же графику аналогично определяем значения величины $g\bar{T}/v_\omega$: 4,9 и 4,2.

Среднюю высоту волны $\overline{h}_d$ и средний период $\overline{T}$ вычисляем по меньшим значениям безразмерных величин $g\overline{h}_d/v_\omega^2$ и $g\overline{T}/v_\omega$:

$$\overline{h}_d = 18^2 \cdot 0{,}0825/9{,}81 \approx 2{,}8 \text{ м}; \quad \overline{T} = 4{,}2 \cdot 18/9{,}81 = 7{,}7 \text{ с}.$$

Средняя длина волны по формуле (27)

$$\overline{\lambda}_d = 9{,}81 \cdot 7{,}7^2/2 \cdot 3{,}14 = 93 \text{ м}.$$

Высоту волны 1 %-ной обеспеченности определяем по формуле (28). Для этого находим коэффициент k_i по графику, показанному на рис. 2 прил. 1 [19], для $gL/v_\omega^2 = 10\,586$ и $i = 0{,}015$ (1,5 %): $k_i = 2{,}3$.

Тогда $h_{d,1\%} = 2{,}8 \cdot 2{,}3 \approx 6{,}5$ м.

Превышение вершины волны над расчетным уровнем η_c определим по графику, представленному на рис. 3 прил. 1 [19], по безразмерной величине η_c/h_i для $h_i/g\overline{T}^2 = 6{,}5/9{,}81 \cdot 7{,}7^2 = 0{,}01$. При этом принимаем $d/\overline{\lambda}_d = 0{,}5$. Снимаем с графика величину $\eta_c/h_{d,1\%} = 0{,}56$, из которой

$$\eta_c = 0{,}56 \cdot 6{,}5 = 3{,}64 \text{ м}.$$

Элементы волн в мелководной зоне ($0{,}5\lambda > d > d_{cr}$). В мелководной зоне (рис. 21, *б*) элементы волн претерпевают ряд изменений: вначале, при $d > 0{,}35\lambda$, дно водоема незначительно влияет на высоту и длину волны; на 2-м участке, где глубина воды $0{,}35\lambda > d_1 > 0{,}25\lambda$, наблюдается уменьшение высоты и длины; при глубине $0{,}25\lambda > d_2 > 0{,}1\lambda$ высота и длина волны продолжают уменьшаться, но менее интенсивно, чем на 2-м участке; на 4-м участке, где $0{,}1\lambda > d_3 > d_{cr}$, высота и крутизна волны увеличиваются, а длина убывает.

Ориентировочные значения элементов волн на этих участках можно определить по следующим эмпирическим зависимостям:

для 2-го участка

$$h_1 \approx h\sqrt{d_1/d}; \quad \lambda_1 \approx \lambda\sqrt[4]{d_1/d};$$

для 3-го участка

$$h_2 \approx h_1\sqrt[6]{d_2/d_1}; \quad \lambda_2 \approx \lambda_1\sqrt[4]{d_2/d_1};$$

для 4-го участка

$$h_3 \approx h_2\sqrt[6]{d_2/d_{cr}}; \quad \lambda_3 \approx \lambda_2\sqrt[4]{d_{cr}/d_2}.$$

Высоту волны i %-ной обеспеченности h_i, м, в мелководной зоне с уклоном дна 0,002 и более вычисляют по формуле [19]

$$h_i = k_i k_r k_l k_i \overline{h}_d. \tag{30}$$

Коэффициент трансформации k_i определяют по графику, показанному на рис. 5 прил. 1 [19]. Коэффициент рефракции находят по формуле

$$k_r = \sqrt{a_\alpha/a}, \tag{31}$$

где a_α — расстояние между смежными волновыми лучами в глубоководной зоне, м; a — расстояние между теми же лучами по линии, проходящей через заданную точку мелководной зоны, м.

Обобщенный коэффициент k_l определяют по табл. 5 прил. 1 [19]. При уклоне дна 0,03 и более $k_l = 1$. Коэффициент перевода k_l принимают по графику, представленному на рис. 2 прил. 1 [19], по безразмерным величинам gd/v_ω^2 и gL/v_ω^2. Из полученных значений k_l выбирают наименьшее.

Среднюю высоту и средний период волн в мелководной зоне с уклоном дна 0,001 и менее определяют по графику, изображенному на рис. 1 прил. 1 [19], по безразмерным величинам. Для этого снимают с графика значения $g\bar{h}/v_\omega^2$ и $g\bar{T}/v_\omega$ и из них вычисляют $\bar{h}_м$ и $\bar{T}_м$.

Высота волны i %-ной обеспеченности в системе

$$h_{i\%} = \bar{h}_м k_i. \tag{32}$$

Средняя длина волны при известном среднем периоде

$$\bar{\lambda}_м = g\bar{T}^2/2\pi. \tag{33}$$

Превышение вершины волны над расчетным уровнем принимают по графику, представленному на рис. 3 прил. 1 [19].

Элементы волн мелководной зоны, перемещающиеся с участков с уклоном дна 0,001 и менее в зоны с уклоном дна 0,002 и более, определяют по исходной средней высоте волны $\bar{h}_м = \bar{h}_d$. Критическую глубину d_{cr} определяют по графикам, показанным на рис. 2...5 прил. 1 [19], методом последовательных приближений. По ряду задаваемых значений глубин d находят безразмерную величину $d_{cr}/\bar{\lambda}_d$, из которой вычисляют d_{cr}, численно совпадающую с одной из задаваемых глубин. Для ориентировочных расчетов принимают $d_{cr} = (0{,}75...1{,}5)\,h$.

Пример 3. Определить элементы волн мелководной зоны 1 %-ной обеспеченности. Элементы волн глубоководной зоны приняты из примера 2.

Определяем границы мелководной зоны. Со стороны глубоководной зоны мелководная ограничивается глубиной $d = 0{,}5\lambda = 0{,}5 \cdot 93 = 46{,}5$ м, а с другой стороны — критической глубиной d_{cr}, которую, без учета рефракции, определяем по графикам, представленным на рис. 5 прил. 1 [19]. Средний период волн мелководной зоны принимаем равным среднему периоду волн глубоководной, так как они примерно равны $\bar{T} = 7{,}7$ с. Средний уклон дна $i = 0{,}015$. Рефракцию волн не учитываем.

В первом приближении принимаем $h_{cr}/g\bar{T}^2 = h_{d,1\,\%}/g\bar{T}^2 = 6{,}5/9{,}81 \cdot 7{,}7^2 = 0{,}01$ и по графику находим $d_{cr1}/\bar{\lambda}_d = 0{,}085$, откуда получаем

$$d_{cr1} = 93 \cdot 0{,}085 \approx 7{,}9 \text{ м}.$$

Во втором приближении рассчитываем высоту волны мелководной зоны 1 %-ной обеспеченности по формуле (30), для чего определяем коэффициент трансформации по графику, представленному на рис. 5 прил. 1 [19], по параметру $d_{cr}/\bar{\lambda}_d = 0{,}085$ ($k_t = 0{,}94$) и обобщенный коэффициент — по табл. 5 прил. 1 [19] для относительной глубины $d_{cr}/\bar{\lambda}_d = 0{,}085$ ($k_l = 0{,}84$). Коэффициент рефракции принимаем $k_r = 0{,}8$. Коэффициент перевода определен в примере 2 ($k_l = 2{,}3$). Тогда

$$h_{м,1\%} = 0{,}94 \cdot 0{,}84 \cdot 0{,}8 \cdot 2{,}3 \cdot 2{,}8 \approx 4{,}1 \text{ м}.$$

По графику, приведенному на рис. 5 прил. 1 [19], принимая $h_i/g\overline{T}^2 = h_{м,1\%}/g\overline{T}^2 = 4{,}1/9{,}81 \cdot 7{,}7^2 = 0{,}0069$, с учетом $i = 0{,}015$, определяем значение $d_{cr2}/\overline{\lambda}_d = 0{,}065$, откуда

$$d_{cr2} = 93 \cdot 0{,}065 = 6{,}05 \text{ м}.$$

В третьем приближении определяем высоту волны по формуле (30):

$$h_{м,1\%} = 0{,}98 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}81 \cdot 2{,}3 \cdot 2{,}8 = 3{,}34 \text{ м}.$$

Коэффициент трансформации принимаем по графику по параметру $d_{cr2}/\overline{\lambda}_d = 6{,}05/93 = 0{,}065$, откуда $k_t = 0{,}98$. По табл. 5 прил. 1 [19] $k_t = 0{,}81$. Коэффициент рефракции $k_r = 0{,}8$, а коэффициент перевода $k_i = 2{,}3$. По графику рис. 5 прил. 1 [19], принимая $h_i/g\overline{T}^2 = 3{,}34/9{,}81 \cdot 7{,}7^2 = 0{,}0058$, с учетом $i = 0{,}015$, определяем $d_{cr3}/\overline{\lambda}_d = 0{,}05$, откуда

$$d_{cr3} = 0{,}05 \cdot 93 = 4{,}65 \text{ м}.$$

В чегвертом приближении определяем высоту волны, выполняя аналогичные вычисления коэффициентов. Получаем

$$h_{м4} = 1{,}02 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}63 \cdot 2{,}3 \cdot 2{,}8 = 3{,}5 \text{ м}.$$

Затем по параметру $h_{м4}/g\overline{T}^2 = 0{,}0061$ с графика рис. 5 прил. 1 [19] снимаем значение $d_{cr4}/\overline{\lambda} = 0{,}051$, откуда

$$d_{cr4} = 0{,}051 \cdot 93 = 4{,}75 \text{ м}.$$

Значит, третье приближение является окончательным. В качестве расчетной принимаем критическую глубину $d_{cr3} = 4{,}65$ м. Таким образом, мелководная зона в нашем случае ограничена глубинами 46,5 и 4,65 м.

Определим среднее значение элементов волн 1 %-ной обеспеченности для глубины воды, например 9 м. Коэффициент трансформации находим по графику рис. 5 прил. 1 [19] по параметру $d/\overline{\lambda}_d = 9/93 = 0{,}095$: $k_t = 0{,}92$. По табл. 5 прил. 1 [19] $k_t = 0{,}87$; $k_r = 0{,}8$, $k_i = 2{,}3$. Элементы волн глубоководной зоны: $h_d = 2{,}8$ м; $\overline{\lambda}_d = 93$ м; $\overline{T} = 7{,}7$ с. Тогда средняя высота волны

$$\overline{h}_{м,1\%} = 0{,}92 \cdot 0{,}87 \cdot 0{,}8 \cdot 2{,}3 \cdot 2{,}8 = 4{,}12 \text{ м}.$$

Среднюю длину волны определяем по графику рис. 4 прил. 1 [19] при $d/\overline{\lambda}_d = 0{,}096$ и $\overline{h}_{м,1\%}/g\overline{T}^2 = 4{,}12/9{,}81 \cdot 7{,}7^2 = 0{,}0071$. Снимаем с графика значение $\lambda_{cur}/\overline{\lambda}_d = 0{,}775$, откуда длина волны в прибойной зоне

$$\overline{\lambda}_{cur} = 0{,}775 \cdot 93 = 72 \text{ м}.$$

Теперь определяем превышение вершины волны над расчетным уровнем для заданной глубины (9 м). Для этого по графику рис. 3 прил. 1 [19] для параметров $d/\overline{\lambda}_d = 0{,}096$ и $\overline{h}_{м,1\%}/g\overline{T}^2 = 0{,}0071$ находим $\eta_c/h_{м,1\%} = 0{,}7$, откуда

$$\eta_c = 0{,}7 \cdot 4{,}12 = 2{,}9 \text{ м}.$$

Элементы зон в прибойной зоне. В пределах прибойной зоны начинается и завершается разрушение волн. При встрече с вертикальными или крутонаклонными препятствиями волны прибойной зоны оказывают на них большое гидродинамическое давление. Одновременно в водоеме образуется придонное движение воды, являющееся причиной размывания дна перед сооружением, в результате которого сооружение может обрушиться. В связи с этим в прибойной

зоне не рекомендуется располагать оголовки водозаборов и канализационных выпусков.

Прибойная зона ограничивается глубиной, на которой происходит последнее обрушение волн,

$$d_{cr.u} = k_u^{n-1} d_{cr}, \tag{34}$$

где k_u — коэффициент, зависящий от уклона дна i [19]:

i	0,01	0,015	0,02	0,03	0,035	0,04	0,045	0,05
k_u	0,75	0,63	0,56	0,45	0,42	0,4	0,37	0,35

n — число обрушений, принимаемое из ряда $n = 2$, 3 и 4 при выполнении неравенств $k_u^{n-2} \geqslant 0{,}43$ и $k_n^{n-1} < 0{,}43$.

Коэффициент k_u не следует принимать менее 0,35. При уклоне дна $i > 0{,}05$ $d_{cr.u} = d_{cr}$.

При переменных уклонах дна значение $d_{cr.u}$ допускается принимать по результатам последовательного определения критических глубин для участков дна с постоянными уклонами. Вторую и последующие критические глубины находят умножением глубины предыдущего обрушения на коэффициент k_u в зависимости от уклона того участка дна, где происходило предыдущее обрушение. Глубина последнего обрушения

$$d_{cr.u} = k_1 k_2 \ldots k_{n-1} d_{cr}. \tag{35}$$

При этом $k_1 k_2 \ldots k_{n-1} < 0{,}4$. Таким образом, расчет следует выполнять до тех пор, пока произведение коэффициентов не станет менее 0,43; оно также не должно быть менее 0,35.

Коэффициент перехода k_i в прибойной зоне зависит от обеспеченности высоты волны i [19]:

i, %	0,1	1	2	5	13
k_i	1,15	1	0,95	0,9	0,85

Волновые нагрузки на вертикальные обтекаемые преграды. Степень воздействия нагрузок на сооружения зависит от их места расположения в водоеме, формы и размеров, а также от параметров волн. При расположении незатапливаемых сооружений на глубине более $1{,}5h$ (стороны параллельны фронту волн; размеры их в плане — более $0{,}4\lambda$) максимальные нагрузки будут возникать от воздействия стоячих волн. Такие же воздействия волны будут оказывать и на береговые сооружения, расположенные у крутых берегов при глубине более $1{,}5h$ и не защищенные со стороны открытого моря.

При размерах сооружения в плане менее $0{,}4\lambda$ отражение волн не оказывает существенного влияния на него, так как волны обтекают сооружение. Такие сооружения относятся к обтекаемым преградам.

При расчете воздействия волн на обтекаемые преграды (рис. 22) сначала определяют элементы волн заданной обеспеченности в створе сооружения, после чего вычисляют нагрузки.

Максимальную силу от воздействия волн на вертикальную обтекаемую преграду Q_{max}, кН, принимают из ряда значений, опреде

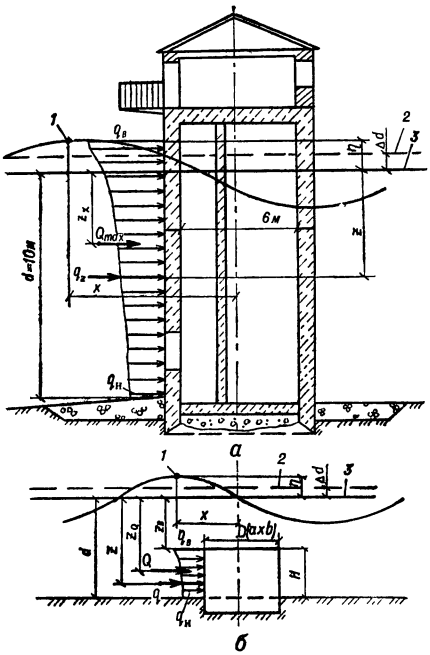


Рис. 22. Схемы определения нагрузок на обтекаемые преграды:
а — незатапливаемую; *б* — затопленную; *1* — вершина волны; *2* — средняя волновая линия; *3* — расчетный уровень воды.

ленных для различных положений преграды относительно вершины волны $\bar{x} = x/\lambda$ (рис. 22, *а*) из выражения

$$Q_{max} = Q_{l\,max}\delta_l + Q_{v\,max}\delta_v, \qquad (36)$$

где $Q_{l\,max}$ и $Q_{v\,max}$ — соответственно инерционный и скоростной компоненты силы от воздействия волн, кН, определяемые по формулам

$$Q_{l\,max} = 0{,}25\rho\pi g b^2 h k_v \alpha_l \beta_l;$$
$$Q_{v\,max} = 0{,}084\rho g b h^2 k_v \alpha_v \beta_v; \qquad (37)$$

ρ — плотность воды; b — размер преграды; h — высота волны; δ_l и δ_v — коэффициенты сочетания инерционного и скоростного компонентов максимальной силы от воздействия волн, принимаемые соответственно по графикам *1* и *2*, приведенным на рис. 15 [19]; k_v — коэффициент, зависящий от относительного размера преграды a/λ, b/λ или D/λ [19]:

a/λ, b/λ, D/λ	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,4
k_v	1	0,97	0,93	0,86	0,79	0,7	0,52

α_l и α_v — инерционный и скоростной коэффициенты глубины, принимаемые соответственно по графикам *а* и *б*, приведенным на рис. 16 [19]; β_l и β_v — инерционный и скоростной коэффициенты формы преграды с поперечным сечением в виде круга, эллипса и прямоугольника, принимаемые по графикам, приведенным на рис. 19 [19].

Расчет обтекаемых преград на волновые нагрузки производят с учетом шероховатости их поверхности.

Максимальную силу от волн Q_{max} на вертикальную обтекаемую преграду при $Q_{l\,max}/Q_{v\,max} \geqslant 2$ допускается принимать равной $Q_{l\,max}$, а при $Q_{l\,max}/Q_{v\,max} \leqslant 0{,}2$ — равной $Q_{v\,max}$. В других случаях Q_{max} определяют из ряда значений, полученных по формуле (36) при различных $\bar{x}$.

Значения скоростного коэффициента формы β_l, определенные по графикам, допускается уточнять с учетом возможного увеличения размеров сооружения при эксплуатации в результате коррозии и обрастания его морскими организмами. Выполняют это умножением β_l на поправочный коэффициент, принимаемый для подводных цилиндрических и призматических преград, покрытых морскими

обрастаниями, равным 0,665, для подводных и надводных цилиндрических преград, периодически окрашиваемых,— 1,33.

Чтобы упростить расчет, при определении Q_{max} предварительно вычисляют относительное удаление преграды от вершины волны $\bar{x} = x/\lambda$ в момент максимума волновой нагрузки. Относительная величина $\bar{x}$ зависит от параметра $X = Q_{i\,max}/Q_{v\,max}$ [29]:

X	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,7	0,9	1
$\bar{x}$	0	0,008	0,015	0,025	0,033	0,04	0,057	0,075	0,085
X		1,2	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
$\bar{x}$		0,104	0,125	0,135	0,148	0,153	0,18	0,2	0,25

Задаваясь несколькими значениями $\bar{x}$, меньшими, чем приведенные выше для X, определяют нагрузки Q, из которых выбирают наибольшую. Для предварительных расчетов можно воспользоваться первым значением Q, не варьируя значениями $\bar{x}$.

Линейную нагрузку от волн q_z, кН/м, на вертикальную обтекаемую преграду на глубине z, м (см. рис. 22, *а*) при максимальной силе от воздействия волн определяют по формуле

$$q_z = q_{i\,max}\delta_{xi} + q_{v\,max}\delta_{xv}, \tag{38}$$

где $q_{i\,max}$ и $q_{v\,max}$ — инерционный и скоростной компоненты максимальной линейной нагрузки от волн, кН/м, вычисляемые из выражений

$$\begin{aligned} q_{i\,max} &= 0{,}5\rho g\pi^2 b^2 h k_v \theta_{xi}\beta_i/\lambda; \\ q_{v\,max} &= 0{,}67\rho g\pi b h^2 k_v^2 \theta_{xv}\beta_v/\lambda; \end{aligned} \tag{39}$$

δ_{xi} и δ_{xv} — коэффициенты сочетания инерционного и скоростного компонентов линейной нагрузки от волн, принимаемые по графикам *1* и *2*, приведенным на рис. 18 [19], при значении $\bar{x} = x/\lambda$; θ_{xi} и θ_{xv} — коэффициенты линейной нагрузки от волн, принимаемые по графикам *а* и *б*, приведенным на рис. 19 [19], при значениях относительной глубины $\bar{z} = (d - z)/d$.

Превышение взволнованной поверхности над расчетным уровнем

$$\eta = \bar{\eta}h,$$

где $\bar{\eta}$ — относительное превышение взволнованной поверхности, определяемое по графику, приведенному на рис. 20 [19].

Превышение средней волновой линии над расчетным уровнем

$$\Delta d = (\bar{\eta}_c + 0{,}5)\,h, \tag{40}$$

где $\bar{\eta}_c$ — относительное превышение вершины волны, определяемое аналогично величине $\bar{\eta}$ при $\bar{x} = 0$.

Чтобы построить эпюру линейной волновой нагрузки, соответствующей силе Q_{max} по высоте преграды, определяют значение $\bar{x}$

при Q_{max}. Для найденного значения $\bar{x}$ вычисляют значения δ_{xi}, δ_{xv}, η и $\bar{\eta}$. Затем определяют q_z при различных положениях точек приложения Q_{max} по глубине $z = d...\eta$ и нескольких промежуточных точек и строят эпюру q_z (см. рис. 22, *а*).

При необходимости определения максимальной удельной нагрузки от волн q_{max} на заданной глубине z определяют q_z для ряда последовательных значений $\bar{x}$ и выбирают максимальное значение. Наибольшее значение $\bar{x}$ можно принять из данных, приведенных выше, для параметра X. В общем случае каждому значению z соответствует свое значение q_{max}.

Нагрузку от волн на затопленные преграды (рис. 22, *б*) определяют по эпюре линейной волновой нагрузки, построенной в пределах высоты преграды от ординаты верхнего среза $z_в$ до ординаты дна $z_н$. При построении эпюры линейной волновой нагрузки допускается принимать равной нулю скоростную составляющую волнового давления на глубине $0{,}3\bar{\lambda}$ и инерционную — на глубине $0{,}5\bar{\lambda}$.

Максимальное расстояние от расчетного уровня воды до точки приложения максимальной силы Q_{max}

$$z_{max} = (Q_{i\,max}\delta_i z_{Qi} + Q_{v\,max}\delta_v z_{Qv})/Q_{max}, \qquad (41)$$

где δ_i и δ_v — коэффициенты, принимаемые по графикам *1* и *2*, приведенным на рис. 15 [19], при $\bar{x}$, соответствующем Q_{max}; z_{Qi} и z_{Qv} — ординаты точек приложения соответственно инерционного и скоростного компонентов сил, м, определяемые по формулам

$$z_{Qi} = \mu_i \zeta_{ir}\lambda; \quad z_{Qv} = \mu_v \zeta_{vr}\lambda, \qquad (42)$$

в которых ζ_{ir} и ζ_{vr} — относительные ординаты точек приложения инерционного и скоростного компонентов сил, принимаемые по графикам, приведенным на рис. 21 [19]; μ_i и μ_v — инерционный и скоростной коэффициенты фаз, принимаемые по графикам, приведенным на рис. 22 [19].

Пример 4. Определить максимальную волновую нагрузку на незатапливаемый водозабор башенного типа (см. рис. 22, *а*), а также расстояние от расчетного уровня до точки приложения максимальной силы; построить эпюру линейной волновой нагрузки.

Диаметр сооружения $D = 6$ м; глубина воды у сооружения $d = 10$ м; уклон дна $i = 0{,}02$; разгон волн $L = 375$ км. Средняя высота волн глубоководной зоны $h = 5{,}7$ м; длина их $\lambda = 116$ м; период $\bar{T} = 8{,}6$ с. Сооружение расположено в мелководной зоне водоема. Расчетная скорость ветра $v_\omega = 28$ м/с. Расчетная обеспеченность высоты волны в системе для сооружения I класса — 1 %.

Расчет производим с использованием графиков и таблиц СНиП 2.06.04-82 [19].

Высоту волны 1 %-ной обеспеченности в системе определяем по формуле (30):

$$h_{1\%} = 0{,}95 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}85 \cdot 2 \cdot 5{,}7 = 7{,}45 \text{ м}.$$

Здесь коэффициент трансформации $k_t = 0{,}95$ определен по графику *1*, приведенному на рис. 5 прил. 1 [19], при $d/\bar{\lambda} = 10/116 = 0{,}86$. Принимаем коэффициент $k_r = 0{,}8$. Коэффициент $k_l = 0{,}85$ определен по табл. 5 прил. 1 [19] при $d/\bar{\lambda} = 0{,}086$ и $i = 0{,}02$. Коэффициент k_l определен по графику, приведенному на

рис. 2 прил. 1 [19], по величинам $gd/v_\omega^2 = 9{,}81 \cdot 10/28^2 = 0{,}125$ и $gL/v_\omega^2 = 9{,}81 \times 375\,000/28^2 = 4700$. Из графика получаем значения $k_l = 2{,}0$ и 2,1, из которых принимаем меньшее.

Среднюю длину волны находим по графику, приведенному на рис. 4 прил. 1 [19], при $d/\bar{\lambda} = 0{,}095$ и $h_{1\%}/g\bar{T}^2 = 7{,}45/9{,}81 \cdot 8{,}6^2 = 0{,}01$; снимаем значение $\bar{\lambda}_м/\bar{\lambda} = 0{,}8$, откуда находим $\bar{\lambda}_м = 0{,}8 \cdot 116 = 93$ м.

Максимальную силу волнового воздействия вычисляем по формуле (36), предварительно определив коэффициенты k_v, α_l, α_v, β_l и β_v. При $D/\bar{\lambda}_м = 6/93 = 0{,}065$ по табл. 13 [19] имеем $k_v = 0{,}99$. По графикам *а* и *б* рис. 16 [19] при $\bar{\lambda}_м/h_{1\%} = 93/7{,}45 = 12{,}5$ и $d/\bar{\lambda} = 0{,}095$ снимаем $\alpha_l = 1{,}05$ и $\alpha_v = 2{,}67$. Далее при $a/b = 1$ по графику рис. 17 [19] находим $\beta_l = \beta_v = 1$. Подставляя значения коэффициентов в формулы (37), получим:

$$Q_{l\,\max} = 0{,}25 \cdot 1{,}03 \cdot 3{,}14 \cdot 9{,}81 \cdot 6^2 \cdot 7{,}45 \cdot 0{,}99 \cdot 1{,}05 \cdot 1 = 2220 \text{ кН};$$

$$Q_{v\,\max} = 0{,}084 \cdot 1{,}03 \cdot 9{,}81 \cdot 6 \cdot 7{,}45^2 \cdot 2{,}67 \cdot 0{,}99^2 \cdot 1{,}33 = 986 \text{ кН}.$$

Далее по данным для $\bar{x}$ и параметру $X = 2220/986 = 2{,}25$ в первом приближении находим значение $\bar{x} = 0{,}25$. Теперь при $\bar{\lambda}/h_{1\%} = 12{,}5$ и $d/\bar{\lambda} = 0{,}095$ определяем $\delta_l = 0{,}8$ и $\delta_v = 0$. По формуле (36) вычисляем значения $Q_{\max}$ при $\bar{x} = 0{,}25$ и меньших его значениях — 0,2; 0,15; 0,1. Результаты вычислений сводим в табл. 21.

21. Результаты вычислений максимальной силы волнового воздействия (к примеру 4)

$\bar{x}$	δ_l	$Q_{l\max}\,\delta_l$, кН	δ_v	$Q_{v\,\max}\,\delta_v$, кН	$Q_{\max}$, кН
0,25	0,8	1760	0	0	1760
0,2	1	2220	0,05	4,9	2225
0,15	1,05	2340	0,18	17,8	2358
0,1	1	2220	0,4	39	2259

Из данных табл. 21 выбираем наибольшее значение $Q_{\max} = 2358$ кН при $\bar{x} = 0{,}15$.

Расстояние от расчетного уровня до точки приложения $Q_{\max}$ будем вычислять по формуле (41). Для этого предварительно определим значения δ_l и δ_v по графикам *1* и *2* рис. 15 [19] при $\bar{x} = 0{,}15$, $d/\bar{\lambda} = 0{,}095$ и $\bar{\lambda}/h_{1\%} = 12{,}5$: $\delta_l = 1{,}05$; $\delta_v = 0{,}18$. По формулам (42)

$$z_{Ql} = 0{,}8 \cdot 0{,}06 \cdot 93 = 4{,}46 \text{ м}; \quad z_{Qv} = 2 \cdot 0{,}02 \cdot 93 = 3{,}72 \text{ м}.$$

Для формул (42) по графику рис. 21 [19] при $d/\bar{\lambda} = 0{,}107$ и $\bar{\lambda}/\bar{h}_{1\%} = 12{,}5$ находим $\zeta_l = 0{,}06$ и $\zeta_v = 0{,}02$, а по графику рис. 22 [19] при $\bar{x} = 0{,}15$ — $\mu_l = 0{,}8$ и $\mu_v = 2$.

Тогда по формуле (41)

$$z_{Q\,\max} = (2220 \cdot 1{,}05 \cdot 4{,}46 + 98{,}6 \cdot 0{,}18 \cdot 3{,}72)/2358 = 4{,}44 \text{ м}.$$

Для построения эпюры q (см. рис. 22, *а*) при $\bar{x} = 0{,}15$, соответствующей $Q_{\max}$, по формулам (39) определяем $q_{l\,\max}$ и $q_{v\,\max}$ при $z = \eta$; 0; 2; 4; 6; 8; 10 м. Относительная глубина $\bar{z} = (d - z)/d$. По графикам *1* и *2* рис. 18 [19] при $\bar{x} = 0{,}15$ находим $\delta_{xv} = 0{,}3$ и $\delta_{xl} = 0{,}9$. Коэффициенты θ_{xl} и θ_{xv} определяем по

22. Результаты вычислений для построения эпюры (к примеру 4)

z, м	$\bar{z}$	θ_{xi}	$q_{i\,\max}$, кН/м	$q_{i\,\max} \times \delta_{xi}$, кН/м	θ_{xv}	$q_{v\,\max}$, кН/м	$q_{v\,\max} \times \delta_{xv}$, кН/м	q_x, кН/м
—1,84	1,1	1,8	265,6	237	0,94	74,5	22,3	259,3
0	1	1,5	222	199	0,68	54	16,2	215,3
2	0,8	1,3	191	171	0,5	39,8	11,9	182,9
4	0,6	1,18	173	155	0,45	35,6	10,7	165,7
6	0,4	1	147	132	0,38	29,3	8,8	140
8	0,2	0,85	125	112	0,35	27,6	8,3	120,3
10	0	0,75	110	99	0,32	25,3	7,6	106,6

графикам *а* и *б* рис. 19 [19] при соответствующих значениях относительной глубины $\bar{z}$, $\bar{\lambda}/\bar{h} = 12{,}5$ и $d/\lambda = 0{,}107$. Коэффициенты $k_v = 0{,}99$, $\beta_i = \beta_v = 1$ (см. выше). Результаты расчета сводим в табл. 22.

Нагрузки на морские подводные трубопроводы. Трубопроводы, лежащие на дне, относятся к горизонтальным обтекаемым преградам. Максимальную равнодействующую линейную нагрузку от волн $q_{\max}$ на лежащий на дне трубопровод, диаметр которого $D \leqslant \leqslant 0{,}1\bar{\lambda}$ и $D \leqslant 0{,}1d$, определяют для двух случаев [19]: 1) волновая нагрузка с максимальной горизонтальной составляющей $q_{x\,\max}$: кН/м, при соответствующем значении вертикальной составляющей q_z; 2) волновая нагрузка с максимальной вертикальной составляющей $q_{z\,\max}$, кН/м, при соответствующем значении горизонтальной составляющей q_x. Для определения составляющих волновой нагрузки служат выражения

$$q_{x\,\max} = q_{xi}\delta_{xi} + q_{xv}\delta_{xv};$$
$$q_z = -1{,}8q_{xv}\delta_{xv}; \quad q_{z\,\max} = -1{,}8q_{xv}; \quad q_x = q_{xv}, \tag{43}$$

где q_{xi} и q_{xv} — соответственно инерционный и скоростной компоненты горизонтальной составляющей линейной нагрузки от волн, кН/м, определяемые по формулам

$$q_{xi} = 0{,}75\rho g\pi^2 D^2 h\theta_{xi}/\bar{\lambda}; \quad q_{xv} = \rho g\pi D h^2\theta_{xv}/\bar{\lambda}; \tag{44}$$

δ_{xi} и δ_{xv} — коэффициенты сочетания инерционного и скоростного компонентов линейной нагрузки от волн, принимаемые по графикам *1* и *2* рис. 18 [19], при $\bar{x} = x/\bar{\lambda}$; θ_{xi}, θ_{xv} — коэффициенты линейной волновой нагрузки, принимаемые по графикам *а* и *б* рис. 19 [19], при относительной глубине $\bar{z} = (d - z)/d$.

При определении волновых нагрузок на подводные трубопроводы рассматривают три участка трассы — глубоководный, мелководный и прибрежный, на котором глубина воды менее $0{,}5d_{cr}$.

На глубоководном участке трассы волны практически не оказывают воздействий на лежащий на дне трубопровод, поэтому учитываются только воздействия от подводных течений. Горизонтальную $q_{x\text{т}}$ и вертикальную $q_{z\text{т}}$ составляющие линейной нагрузки

от действия на трубопровод течения определяют по формулам

$$q_{xт} = 0{,}6\gamma_w D v_т^2; \quad q_{zт} = -0{,}6 q_{xт}, \tag{45}$$

где $v_т$ — скорость придонного течения, м/с; γ_w — удельный вес воды, кН/м³.

Для мелководной зоны водоемов расчетные значения горизонтальной $q_x^р$ и вертикальной $q_z^р$ составляющих линейной нагрузки от волн и течений на лежащий на дне трубопровод вычисляют по формулам

$$q_x^р = k_{сн} q_x \cos^2 \varphi_в + q_{xт} \cos^2 \varphi_т; \tag{46}$$

$$q_z^р = k_{сн} q_z \cos^2 \varphi_в + q_{zт} \cos^2 \varphi_т,$$

где q_x и q_z определяются по формулам (43) для двух случаев; $\varphi_в$ и $\varphi_т$ — углы между нормалью к оси трубопровода и соответственно лучом волн и направлением течения; $k_{сн}$ — коэффициент снижения, учитывающий неодновременность действия нагрузки по длине трубопровода и зависящий от расстояния между опорными точками по трассе l [19]:

l	$0{,}25\bar{\lambda}$	$(0{,}25...0{,}5)\,\bar{\lambda}$	$(0{,}5...1{,}0)\,\bar{\lambda}$	$>\bar{\lambda}$ и без опор
$k_{сн}$	0,8	0,7	0,6	0,5

Обеспеченность расчетной высоты волны в системе принимают по обеспеченности, принятой для водозабора или канализационного выпуска (см. табл. 19)

Если на прибрежном участке трассы трубопровод свободно лежит на поверхности дна, на него оказывают воздействия волны и течение. Такие нагрузки рассчитывают по формулам (46) с умножением на коэффициент $k_{пр}$, определяемый по формуле

$$k_{пр} = 1 + 1{,}2\,[(h_{cr} - h_{cr.u})/d_{cr}]^{1{,}71}, \tag{47}$$

где h_{cr} — высота волны перед первым обрушением, м; $h_{cr\,u}$ — высота волны прибойной зоны, м; d_{cr} — средняя глубина прибойной зоны, м.

Из формулы (47) следует, что нагрузки в прибойной зоне увеличиваются более чем в 2 раза по сравнению с воздействиями в мелководной зоне.

Ледовые нагрузки и воздействия. Специальные гидротехнические сооружения рассчитывают на нагрузку и воздействия ото льда. Их определяют по данным ледовой обстановки в районе строительства для периода времени с наибольшими ледовыми воздействиями в соответствии с указаниями СНиП 2.06.04-82. Сооружения и устройства, расположенные на глубине, где лед не образуется, т. е. под максимальной толщиной льда, на ледовые нагрузки не рассчитывают.

Для сооружений башенного типа силу от воздействия движущихся ледяных полей принимают по наименьшему значению из определенных по формулам соответственно при прорезании и оста-

новке ледяного поля сооружением:

$$F_{в.р} = m_1 R_b b h_d; \quad F_{с р} = 0{,}04 v h_d \sqrt{m_2 A R_b},$$

где m_1 и m_2 — коэффициенты формы опоры в плане, равные соответственно 1,0 и 2,7 для прямоугольных сооружений, 0,9 и 2,4 — для круглых; R_b — нормальное сопротивление льда смятию, кПа; b — ширина сооружения по фронту, м; h_d — расчетная толщина льда, м; v — скорость движения ледяного поля, м/с, принимаемая для рек и приливных участков морей равной скорости течения, для водохранилищ и остальных участков морей — равной 3 % скорости ветра 1 %-ной обеспеченности в период движения льда, но не более 1 м/с; A — площадь ледяного поля, м^2.

Точку приложения ледовой нагрузки принимают ниже расчетного уровня воды на $0{,}3h_d$.

Нагрузки на сооружения от движущегося торосистого ледяного поля увеличивают на коэффициент, который для Балтийского, Японского, Черного, Азовского и Каспийского морей равен 1,3; для Берингова, Охотского, Белого и морей Арктического бассейна — 1,5.

Сооружения проверяют также на нагрузки от навала зажорных масс льда и от примерзшего к сооружению ледяного покрова при изменении уровня воды. В последнем случае нагрузка действует в вертикальной плоскости.

Сейсмические нагрузки. Сейсмическое воздействие на сооружение зависит от сейсмичности района строительства, геологических условий площадки и характеристики сооружения. Расчетную сейсмичность площадки строительства определяют по указаниям СНиП II-7-81 [37] с учетом инженерно-геологических сведений. Расчетную сейсмичность сооружения или устройства устанавливают в зависимости от класса ответственности сооружения (табл. 23).

23. Расчетная сейсмичность сооружений [6]

Класс ответственности	Сейсмичность сооружения при сейсмичности площадки строительства, баллы		
	7	8	9
I, II	7	8	9
III	Без учета сейсмического воздействия	7	8

Сооружения и устройства рассчитывают на сейсмические воздействия в виде статической нагрузки, определяемой по направлениям вдоль и поперек сооружения:

$$S_{ik} = k_1 k_2 k_\psi Q_k \beta_i \eta_i A,$$

где Q_k — вес рассчитываемого сооружения или элемента, отнесенного к какой-то точке k, с учетом веса присоединенной воды, кН (вес сооружения определяют без учета взвешивающего действия воды); A — коэффициент, равный 0,1; 0,2; 0,4 для расчетной сей-

смичности соответственно 7; 8; 9 баллов, $k_1k_2k_\psi$ и $\beta_i\eta_i$ — произведения коэффициентов (табл. 24).

Сейсмическую нагрузку на водозаборные сооружения S_{ik} принимают с повышающим коэффициентом 1,5 [6].

При расчете водозаборов башенного типа, кроме сейсмической нагрузки от веса сооружения с присоединенной водой, учитывают нагрузку от волн, вызванных землетрясением, а для береговых сооружений — от динамического давления грунта.

24. Произведения коэффициентов $k_1k_2k_\psi$ и $\beta_i\eta_i$ [6]

Расположение сооружений или устройств относительно поверхности земли	$k_1k_2k_\psi$ в зависимости от класса ответственности сооружения			$\beta_i\eta_i$ в зависимости от категории грунта по сейсмическим свойствам		
	I	II	III	I	II	III
Наземные	0,3	0,5	0,2	3	2,7	2
Подземные	0,25	0,2	0,15	2	1,8	1,5

Примечание. Сооружения, заглубленные в грунт, рассчитывают как подземные, если заглубление превышает половину их высоты, и как наземные — при меньшем заглублении.

Вес присоединенной воды равен произведению $m_в g$, где $m_в$ — присоединенная масса воды; g — ускорение свободного падения, м/с^2. Присоединенную массу воды для каждой стороны сооружения, соприкасающегося с ней, определяют по формуле

$$m_в = \rho d^2 \mu_i,$$

где ρ — плотность воды, т/м^3; d — диаметр круглого или размер стороны квадратного поперечного сечения сооружения, м; μ_i — безразмерный коэффициент: для круглых в плане сооружений $\mu_1 = 0{,}25\pi\,(z/H)^{d/2H}$, для прямоугольных — $\mu_2 = (z/H)^{d/2H}$; z — ордината точки, вычисленная от поверхности воды, для которой определяется масса присоединенной воды, м; H — высота сооружения, м.

При расчете сооружений типа водозаборных башен для определения сейсмического давления воды служат выражения

$$P_0 = Ak_1\rho g d^2 \Omega H; \quad h_0 = Hx,$$

где P_0 — равнодействующая гидродинамического давления на сооружение, кН; h_0 — глубина погружения точки приложения равнодействующей гидродинамического давления, м; k_1 — коэффициент, принимаемый со СНиП II-7-81; Ω и χ — коэффициенты, определяемые по следующим формулам:

для круглых в плане сооружений

$$\Omega_1 = \pi/4\,(1 + d/H); \quad \chi_1 = (2H + d)/(4H + d);$$

для прямоугольных сооружений

$$\Omega_2 = 1/(1 + b/2H); \quad \chi_2 = (2H + b)/(4H + b).$$

Если вода находится с двух сторон сооружения, то гидродинамическое давление равно сумме абсолютных значений гидродинамического давления, определенных для каждой стороны сооружения.

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ

Проектированию специальных гидротехнических сооружений предшествует детальное изучение гидрологических, метеорологических, топографических и геологических характеристик предполагаемого района строительства. Состав и объем этих характеристик определяется СНиП 2.06.01-86. Срок давности изысканий к моменту строительства не должен превышать двух лет. При сроке более двух лет перед началом строительства проводят дополнительные изыскания.

При проектировании необходимы также данные технологического решения водозабора или канализационного выпуска: предполагаемое расположение створа сооружения, нанесенное на топографический план; расстояние от сооружения до возможного положения уреза воды в реке или водоеме; вертикальный разрез вдоль всего створа подводного участка трубопровода; размеры отверстий водозабора и их расположение в плане и по вертикали; размещение верха отверстий по отношению к максимальному и минимальному уровням воды и др.

Гидрологические характеристики должны быть основаны на данных гидрометеорологических наблюдений станциями Государственного комитета СССР по гидрометеорологии, а в необходимых случаях — на дополнительных сведениях инженерно-гидрометрических изысканий, выполненных в соответствии с указаниями СНиП 2.01.14-83.

Класс водозаборных сооружений устанавливают в зависимости от категории системы водоснабжения: для I категории принимают I класс сооружений, для II и III категории — II класс [6]. Сооружения канализационных выпусков относятся ко II классу.

Расчет речных трубопроводов и сооружений

Расчет трубопроводов русловых водозаборов, канализационных выпусков и дюкеров. Статический расчет трубопроводов выполняют на восприятие внутреннего давления, давления грунта, временных нагрузок, собственного веса трубы и транспортируемой жидкости, внешнего гидростатического давления и воздействия волн и течений в тех сочетаниях, которые наиболее опасны для труб из данного материала.

Подводные участки трубопроводов водозаборных сооружений независимо от категории обеспеченности подачи воды относятся к I, а подводные трубопроводы канализационных выпусков — ко II классу.

При расчете подводных трубопроводов учитывают коэффициент

условий работы

$$m = m_1 m_2 / \gamma_n,$$

где m_1 — коэффициент кратковременности испытания, которому подвергаются трубы после изготовления; m_2 — коэффициент снижения прочности труб в процессе эксплуатации в результате старения, коррозии или абразивного износа; γ_n — коэффициент надежности, учитывающий класс ответственности участка трубопровода.

Для трубопроводов с равнопрочными стыками коэффициент m_1 следует принимать равным 0,9 для чугунных, стальных, асбестоцементных, бетонных, железобетонных, керамических труб и 1 — для пластмассовых. Коэффициент m_2 устанавливают в соответствии со стандартом или техническими условиями на изготовление труб. Коэффициент γ_n принимают для участков трубопровода I класса равным 1, II класса — 0,95 и III класса — 0,9.

В зависимости от расположения относительно берега реки трубопроводы делятся на два участка: подводный, расположенный ниже минимального горизонта воды, и пойменный, затапливаемый только во время паводков.

Для обеспечения нормальной эксплуатации и недопущения аварий трубопроводы заглубляют ниже возможной глубины размыва дна, а в необходимых случаях принимают меры по защите дна от размывов. При соответствующем заглублении расчет трубопроводов на гидродинамическое воздействие не производят. Однако в соответствии с рекомендациями СНиП 2.04.02-84 подводные трубопроводы следует проверять на всплытие. Выталкивающая сила воды, кН/м, действующая на трубопровод, погруженный в воду,

$$q_в = 0{,}25\gamma_w \pi D_н^2, \qquad (48)$$

где γ_w — удельный вес воды, кН/м^3: $D_н$ — наружный диаметр трубопровода с учетом изоляции и футеровки, м.

Устойчивость трубопровода против всплытия обеспечивается при выполнении условия

$$k_{н.в} \leqslant (q_т + q_{пр})/q_в, \qquad (49)$$

где $q_т$ — удельный расчетный вес трубы с изоляцией и футеровкой в воздухе, кН/м; $q_{пр}$ — удельный расчетный вес жидкости, транспортируемой по трубопроводу, кН/м (учитывается при гарантии защиты входного отверстия от закупорки, в ином случае $q_{пр} = 0$); $k_{н.в}$ — коэффициент надежности по устойчивости трубопровода против всплытия, принимаемый в зависимости от вида преграды [4,17]: для болот и неразмываемых пойменных участков рек, а также глубоководных зон морей и водохранилищ — 1,05; для размываемых пойменных участков и русловых частей рек шириной до 200 м с устойчивыми берегами — 1,1; для рек шириной более 200 м, горных рек и мелководных зон морей и водохранилищ — 1,15.

Если условие (49) не выполнить, то трубопровод сможет всплыть. В таком случае его следует пригрузить балластом, необходимый удельный вес которого, кН/м, для удержания трубопровода под

водой определяют по формуле

$$q_б^н = (q_в k_{н.в} - q_т - q_{пр})/\gamma_f. \quad (50)$$

Вес балласта на воздухе

$$q_б = q_б^н \gamma_б/(\gamma_б - \gamma_в k_{н.в}). \quad (51)$$

В формулах (50) и (51) γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый равным для железобетонных грузов 0,9, для чугунных — 1; $\gamma_б$ — нормативный объемный вес материала балласта, кН/м³; $\gamma_в$ — объемный вес воды, кН/м³.

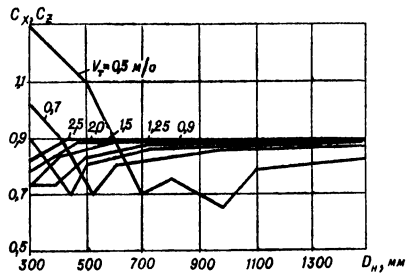


Рис. 23. График зависимости c_x и c_z от скорости течения и диаметра трубопровода.

Расстояние между балластными грузами

$$l_б = P_б/q_б, \quad (52)$$

где $P_б$ — вес одного груза в воздухе, кН.

В проекте отмечают важность определения действительного веса балластных грузов, так как при заниженном весе условие (49) не будет выполнено и трубопровод сможет всплыть.

Трубопроводы, уложенные по дну без заглубления, будут испытывать гидродинамическое воздействие потока воды, которое определяют по формулам

$$p_x = \gamma_f c_x \gamma_w v_т^2 D_н/2g;$$
$$p_z = \gamma_f c_z \gamma_w v_т^2 D_н/2g, \quad (53)$$

где p_x и p_z — горизонтальная и вертикальная составляющие давления потока на 1 м трубопровода, кН/м; $v_т$ — скорость течения у дна, м/с; c_x и c_z — коэффициенты лобового сопротивления, зависящие от наружного диаметра трубопровода и скорости течения у дна. График (рис. 23) построен для труб с шероховатой поверхностью и температуры воды 20 °С.

В материалах гидрологических изысканий приводится средняя скорость течения за расчетный период $v_{ср}$, представляющая собой частное от деления общего расхода на площадь живого сечения реки. По вертикали скорости течения распределяются неравномерно. Максимальная скорость $v_{max} = 1{,}28v_{ср}$ наблюдается на расстоянии $(0{,}3...0{,}4)d$; у дна реки $v_д = 0{,}7v_{ср}$. При отсутствии данных гидрологических изысканий, а также для случаев, когда срок давности материалов изысканий превышает два года, или для уточнения условий производства работ скорость течения у дна определяют перед укладкой трубопровода по скорости на поверхности водоема. В таких случаях $v_д \approx 0{,}6v_п$.

Устойчивость трубопровода при воздействии на него потока воды проверяют на эксплуатационный и строительный периоды.

Рассмотрим случай в эксплуатационном периоде, когда трубопровод недостаточно заглублен или уложен по дну, а также когда отсутствует гарантия достоверности материалов изысканий. Устойчивость в таком случае следует проверять по формуле

$$f_{тр}m\,[q_т + q_{пр} - (q_в + p_z)\,k_{н.в}]/p_x \geqslant k_{н.с}, \qquad (54)$$

где $f_{тр}$ — коэффициент трения трубопровода по дну (табл. 25); m — коэффициент, характеризующий условие соприкосновения трубопровода с грунтом дна (табл. 25); $k_{н.с}$ — коэффициент устойчивости положения трубопровода против сдвига.

25. Коэффициенты $f_{тр}$ и m [29]

Вид грунта дна	$f_{тр}$	m
Разрушенная скала, скальные грунты	0,65	1,15
Крупные и гравелистые пески	0,55	1,25
Мелкие пески и супеси	0,45	1,35
Илистые и суглинистые грунты	0,4	1,45

При невыполнении этого условия трубопровод пригружают. Вес балласта в воде, приходяшийся на 1 м трубопровода,

$$q_б^н = [p_x k_{н.с}/f_{тр}m + (q_в + p_z)\,k_{н.в} - q_т - q_{пр}]/\gamma_f. \qquad (55)$$

Вес балласта на воздухе и расстояние между отдельными грузами определяют по формулам (51) и (52).

Для строительного периода при проверке трубопровода, уложенного свободным изгибом, вес балласта на воздухе (течение отсутствует) определяют из условия

$$q_б^н = (q_в k_{н.в} + q_{изг} - q_т - q_{пр})/\gamma_f, \qquad (56)$$

где $q_{изг}$ — расчетная интенсивность нагрузки от упругого отпора при свободном изгибе трубопровода, кН/м.

Для выпуклых кривых интенсивность нагрузки

$$q_{изг} = 8 \cdot 10^4 E_0 I/9\beta^2 R^3;$$

для вогнутых

$$q_{изг} = 32 \cdot 10^4 E_0 I/9\beta^2 R^3,$$

где E_0 — модуль упругости, МПа; I — момент инерции сечения трубопровода, см^4; β — угол поворота оси трубопровода, рад; R — минимальный радиус упругого изгиба оси трубы, см.

Существует много способов укладки подводных трубопроводов и выбор их зависит от таких факторов, как ширина, глубина и скорость течения реки, наличие механизмов и плавучих средств, диаметр трубопровода и вид балласта.

Всесоюзным научно-исследовательским институтом по строительству магистральных трубопроводов (ВНИИСТ) разработаны методы расчета трубопроводов на нагрузки и воздействия, возникающие при строительно-монтажных работах, для проектирования

производства работ, а также программы для расчета трубопроводов при помощи ЭВМ (см. приложение).

При закреплении трубопровода на дне от смещения анкерами расчетную несущую способность анкерного устройства определяют по формуле [17]

$$Б_а = zm_aP_a,$$

где z — количество анкеров в анкерном устройстве; $m_а$ — коэффициент условия работы анкерного устройства, принимаемый при $z = 1$ или при $z \geqslant 2$ и $D_н/D_а > 3$ равным 1, а при $z \geqslant 2$ и $1 \leqslant D_н/D_а \leqslant 3$ — равным $0{,}25(1 + D_н/D_а)$; $D_н$ — наружный диаметр трубы, см; $D_а$ — максимальный размер проекции одного анкера на горизонтальную плоскость, м; $P_а = Ф_а/k_н$ — расчетная несущая способность анкера, кН , из условия несущей способности грунта основания; $Ф_а$ — несущая способность анкера, кН, определенная расчетом или в результате полевых испытаний; $k_н = 1{,}4$ — коэффициент надежности.

Расчет оголовков. К основным силовым воздействиям на русловые оголовки относится гидродинамическое давление воды, под влиянием которого сооружение может потерять устойчивость и выйти из строя. Причиной потери устойчивости может послужить также размыв дна у сооружения.

Гидростатическое давление на подошву сооружения учитывается при проверке сооружения на сдвиг и опрокидывание. Оно определяется давлением на глубине подошвы сооружения с учетом противодавления:

$$P_с = k_п\gamma_в d_{max},$$

где $k_п$ — коэффициент противодавления, зависящий от характеристики грунтов основания: для мелкого и среднего песка — 0,8...0,95, глины — 0,7...0,8, суглинка и супеси — 0,85...0,9, сильно трещиноватой скалы — 0,75...1,0, неразрушенной скалы — 0,35 [15]; d_{max} — глубина реки от расчетного максимального уровня в месте установки сооружения, м.

Гидродинамическое давление определяется силовым воздействием потока воды на сооружение, расположенное нормально к направлению этого потока, по формуле (26).

Под действием в течение определенного времени галечных наносов возможно истирание поверхностей сооружения. В связи с этим при проектировании, кроме проверок сооружения на сдвиг, опрокидывание и местный размыв дна, учитывают возможность истирания незащищенных поверхностей сооружения.

Проверку на опрокидывание производят по формуле

$$k_{опр} \leqslant \Sigma M/(P_д b_1 + P_с a_1),$$

где $k_{опр}$ — коэффициент устойчивости против опрокидывания (табл. 26); ΣM — сумма моментов вертикальных удерживающих сил без учета временных нагрузок, кН·м; $P_с$ и $P_д$ — расчетные равнодействующие соответственно гидростатического и гидродинамиче-

26. Коэффициенты устойчивости положения [29]

Сочетание нагрузок	Значения $k_{опр}$ и $k_{сдв}$ при классе сооружения			
	I	II	III	IV
Основное	1,4	1,3	1,2	1,15
Особое	1,2	1,15	1,1	—

ского давления, кН; b_1 и a_1 — расстояния от равнодействующих соответственно гидродинамического и гидростатического давления до ребра, вокруг которого происходит опрокидывание, м.

Проверку на сдвиг выполняют по условию

$$k_{сдв} \leqslant f_{тр}(G_c - P_c)/P_д,$$

где $k_{сдв}$ — коэффициент устойчивости положения против сдвига (табл. 26); G_c — вес сооружения с постоянными нагрузками, кН; $f_{тр}$ — коэффициент трения, зависящий от характеристики основания и подошвы сооружения и составляющий [29]: для бетона по бетону — 0,5, по каменной наброске — 0,6, по глине — 0,2, по песку — 0,45, по супеси — 0,35, по суглинку — 0,25; для ряжей по каменной наброске — 0,6, по песку — 0,4.

Установлено, что в зоне потока, куда помещен предмет, скорость движения воды увеличивается в зависимости от формы и размеров предмета. Таким образом, в пределах расположения оголовков русловых водозаборов и канализационных выпусков создаются условия для размыва дна реки. В этом случае скорость течения превосходит неразмывающую скорость и происходят вынос грунта и размыв дна. Неразмывающую скорость, зависящую от характеристики грунта, можно определить по формуле

$$v_н = \sqrt{1{,}34gdf_{тр}(\gamma_{гр} - \gamma_w)/s\gamma_в},$$

где d — диаметр частиц грунта, слагающего дно водоема, м; $f_{тр}$ — коэффициент трения частиц грунта о дно; $\gamma_{гр}$ и γ_w — удельный вес грунта и воды, кН/м³; s — коэффициент обтекания частиц грунта.

Скорости, при которых происходят размывы дна, зависят от вида грунта и составляют, м/с [16]: для ила — 0,1, мелкого песка — 0,25, крупного песка — 0,65, суглинка и супеси — 0,45...0,75, гравия и мелкой гальки — 1,1, плотной глины и мергеля — 1,5, булыжника и каменной наброски — 2,15. Эти данные свидетельствуют о том, что даже небольшие изменения гидрологического режима реки в результате устройства оголовка могут вызвать размыв дна вокруг сооружения, особенно при оголовках плохо обтекаемой формы. Чтобы предотвратить размыв, дно укрепляют.

Основной причиной аварий специальных гидротехнических сооружений и трубопроводов, расположенных в прибрежных участках морей и водохранилищ, является недостаточно полный учет волновых воздействий на сооружения, а также на окружающее их дно. Поэтому при расчете первостепенное значение уделяют определению максимально возможных волновых нагрузок и воздействий.

Учитывают следующие виды волновых воздействий: воздействие на сооружение типа вертикальной стены неразбитой стоячей, прибойной и разбитой волн; воздействие на обтекаемые сооружения, в том числе и подводные трубопроводы, неразбитой, прибойной и разбитой волн, а также прибойного потока; воздействие на основание сооружения и его отдельные элементы при подходе и накате волн; переформирование берегов под воздействием волн. При расчете специальных гидротехнических сооружений, подверженных воздействию волн, проверяют: общую устойчивость сооружения и трубопроводов на всплытие, опрокидывание и сдвиг; размыв дна у сооружения и вдоль трубопровода; высоту подъема волн у сооружений, не допускающих переливов через них воды; береговое укрепление в местах расположения водозаборов или прохода трубопроводов. Кроме этого, выполняют другие проверки прочности основания сооружения и его частей.

Расчет трубопроводов. Как правило, подводные трубопроводы, укладываемые на прибрежных участках, должны быть заглублены ниже возможного размыва дна на 0,5 м в мелководной зоне, и на расстояние не менее 1,5 м — в прибойной зоне (имеется в виду расстояние от нижней границы возможного размыва дна до верха футеровки или балласта). В таких случаях трубопровод на волновые нагрузки не рассчитывают, а только проверяют его на всплытие по формуле (49).

Если по какой-либо причине трубопровод укладывают без заглубления или на недостаточную глубину, его проверяют на устойчивость против всплытия и сдвига, а также на размыв дна вдоль него под воздействием волн и течений. Устойчивость свободно лежащего на дне водоема трубопровода при воздействии на него волн и течений проверяют по условию

$$(q_т + q_{пр} - q_в - q_z)/f_{тр}m \geqslant k_{н.с}. \qquad (57)$$

Если условие (57) не будет выполнено, то трубопровод потребуется пригрузить балластом, вес которого определяется выражением

$$q_б^н = [q_x k_{н.с}/f_{тр}m + k_{н.в}(q_в + q_z) - q_т - q_{пр}]/\gamma_f. \qquad (58)$$

Использованные в формулах (57) и (58) величины $q_т$, $q_{пр}$, $q_в$, $k_{н.с}$, $f_{тр}$, m расшифрованы в формулах (48), (49), (54), (55); q_x и q_z — горизонтальная и вертикальная составляющие линейной нагрузки, определяемые по формулам (43) для двух расчетных случаев:

$q_{x\max}$ и соответствующее значение q_z; $q_{z\max}$ и соответствующее значение q_x.

Вес воды в трубопроводе учитывают лишь при гарантии защиты входного отверстия от закупорки. Вес балласта в воздухе и расстояние между грузами определяют по формулам (51) и (52).

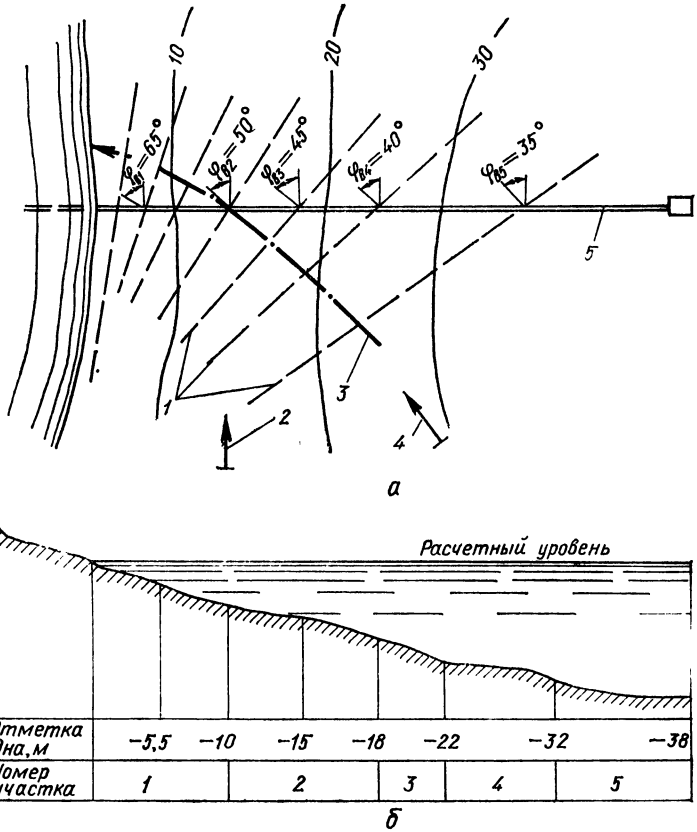


Рис. 24. Подводный трубопровод (к примеру 5):

а — план рефракции волн по трассе трубопровода; *б* — профиль трассы; *1* — линии фронта волн; *2* — направление вдольберегового течения; *3* — луч волн; *4* — направление распространения волн; *5* — трубопровод.

При применении сплошной балластировки или при расстоянии между грузами меньше длины одного груза повторно проверяют устойчивость трубопровода с учетом его диаметра, увеличенного за счет толщины балласта. В этом случае в формулы (53) вместо $D_н$ подставляют $D_б = D_н + 2b$, где b — толщина балластного слоя или грузов.

Пример 5. Проверить устойчивость морского канализационного выпуска сточных вод диаметром $D_н = 1200$ мм (план и профиль трассы показаны на рис. 24). Скорость придонного вдольберегового течения $v_д = 0{,}4$ м/с; направление течения перпендикулярно к оси трубопровода. Элементы расчетной волны глубо-

ководной зоны: $h_{1\%} = 5{,}5$ м; $\lambda = 100$ м; $\bar{T} = 8$ с; плотность воды $\rho = 1{,}03$ т/м^3. Дно сложено крупным песком.

Определяем нагрузки от волн и течения. Для этого первоначально разбиваем трассу трубопровода на ряд участков и определяем среднюю расчетную глубину моря для каждого участка. Затем на плане акватории в районе трассы трубопровода (согласно прил. 1 СНиП 2.06.04-82) строим план рефракции волн, по которому определяем углы подхода волн к трассе $\varphi_в$ и расчетные характеристики элементов волн 1 %-ной обеспеченности для каждого участка трубопровода (табл. 27).

27. Расчетные характеристики волн (к примеру 5)

Характеристика	Значения расчетных характеристик для участков				
	1	2	3	4	5
Средняя расчетная глубина моря d_i, м	5	14	20	27	35
Элементы расчетной волны:					
$h_{1\%}$, м	3,8	4,9	5,1	5,2	5,3
$\bar{\lambda}$, м	56	81	87	92	96
$d/\bar{\lambda}$	0,09	0,173	0,23	0,294	0,365
$\bar{\lambda}/h_{1\%}$	14,2	16,5	17	17,7	18,1
Угол подхода волн $\varphi_в$	65°	50°	45°	40°	35°

Последовательность определения нагрузок проследим на примере второго участка трубопровода.

По формулам (44) вычисляем инерционный и скоростной компоненты горизонтальной составляющей нагрузки от волн:

$$q_{xI} = 0{,}75 \cdot 1{,}03 \cdot 9{,}81 \cdot 3{,}14^2 \cdot 1{,}2^2 \cdot 4{,}9 \cdot 0{,}55/81 = 3{,}58 \text{ кН/м};$$

$$q_{xv} = 1{,}03 \cdot 9{,}81 \cdot 3{,}14 \cdot 1{,}2 \cdot 4{,}9^2 \cdot 0{,}16/81 = 1{,}8 \text{ кН/м}.$$

Для этих вычислений коэффициенты линейной нагрузки от волн θ_{xI} и θ_{xv} принимаем по графикам *а* и *б* рис. 19 [19] при относительной глубине $\bar{z} = (d - z)/d$. Получаем $\theta_{xI} = 0{,}55$ и $\theta_{xv} = 0{,}16$.

По формулам (43) определяем максимальную горизонтальную $q_{x\max}$ и соответствующую ей вертикальную q_z, а также максимальную вертикальную $q_{z\max}$ и соответствующую ей горизонтальную q_x проекции линейной нагрузки от волн:

$$q_{x\max} = 3{,}58 \cdot 0{,}55 + 1{,}8 \cdot 0{,}79 = 3{,}4 \text{ кН/м};$$

$$q_z = (-1{,}8) \cdot 1{,}8 \cdot 0{,}79 = -2{,}56 \text{ кН/м};$$

$$q_{z\max} = (-1{,}8) \cdot 1{,}8 = -3{,}24 \text{ кН/м}; \quad q_x = 1{,}8 \text{ кН/м}.$$

Для этого коэффициенты сочетания инерционного и скоростного компонентов линейной нагрузки от волн δ_{xI} и δ_{xv} принимаем по графикам *1* и *2* рис. 18 [19] по параметрам $\bar{\lambda}/h_{1\%}$ и $x = \bar{x}/\bar{\lambda}$. Относительное удаление преграды от вершины волны в момент максимальной нагрузки $Q_{\max}$ принимаем по параметру $X = q_{xI}/q_{xv} = 3{,}58/1{,}8 = 1{,}95$: $\bar{x} = 0{,}26$. С графика снимаем значения $\delta_{xI} = 0{,}55$ и $\delta_{xv} = 0{,}79$.

Теперь по формулам (45) определяем горизонтальную и вертикальную составляющие нагрузок от течения:

$$q_{xv} = 0{,}6 \cdot 1{,}03 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}4^2 = 0{,}12 \text{ кН/м}; \quad q_{zт} = (-0{,}6) \cdot 0{,}12 = -0{,}072 \text{ кН/м}.$$

Зная нагрузки от волн и течения, можем определить расчетные значения горизонтальной и вертикальной составляющих нагрузок для двух случаев по формулам (46). Коэффициент снижения $k_{сн}$, учитывающий неодновременность действия нагрузки по длине трубопровода, для труб, не имеющих промежуточных креплений, равен 0,5. Для второго участка $\cos^2 \varphi_в = 0{,}47$, $\cos^2 \varphi_т = 1$.

В первом случае (с учетом воды в трубе)

$$q^р_{x\,max} = 3{,}5 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}47 + 0{,}12 \cdot 1 = 0{,}95 \text{ кН/м};$$

$$q^р_z = -2{,}64 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}47 - 0{,}072 \cdot 1 = -0{,}71 \text{ кН/м}.$$

Во втором случае (без учета воды в трубе)

$$q^р_{z\,max} = -3{,}32 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}47 - 0{,}072 \cdot 1 = -0{,}85 \text{ кН/м};$$

$$q^р_x = 1{,}85 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}47 + 0{,}12 \cdot 1 = 0{,}56 \text{ кН/м}.$$

Выталкивающую силу воды, действующую на 1 м трубопровода, определяем по формуле (48):

$$q_в = 0{,}25 \cdot 3{,}14 \cdot 1{,}2^2 \cdot 1{,}03 \cdot 9{,}81 = 11{,}5 \text{ кН/м}.$$

По найденным нагрузкам на трубопровод проверяем его устойчивость при воздействии волн и течений. Удельный вес трубопровода диаметром 1,2 м с толщиной стенки $\delta = 16$ мм $q_т = 4{,}68$ кН/м. Коэффициенты $f_{тр}$ и m определяем по табл. 25: $f_{тр} = 0{,}45$; $m = 1{,}35$.

По формуле (57) в первом случае

$$(4{,}68 + 10{,}94 - 11{,}5 - 0{,}71)\, 1{,}35 \cdot 0{,}45/0{,}95 = 2{,}97 > k_{н.с} = 1{,}15;$$

во втором случае

$$(4{,}68 + 10{,}94 - 11{,}5 - 0{,}85)\, 0{,}45 \cdot 1{,}35/0{,}56 = 3{,}4 > k_{н.с} = 1{,}15.$$

В проверке учтен вес воды в трубопроводе $q_{пр} = 10{,}94$ кН/м; балластировка труб при этом не требуется.

Если вес воды в трубопроводе невозможно учесть, то

$$(4{,}68 - 11{,}5 - 0{,}71)\, 0{,}45 \cdot 1{,}35/0{,}95 = -1{,}96 < k_{н.с} = 1{,}15,$$

т. е. условие (57) не удовлетворено, поэтому требуется балластировка.

Вес балласта определяем по формуле (58):

$$q^н_б = [0{,}95 \cdot 1{,}15/0{,}45 \cdot 1{,}35 + 1{,}1\,(11{,}5 + 0{,}71) - 4{,}68]/0{,}95 = 9{,}6 \text{ кН/м}.$$

По формуле (51) определяем вес балласта на воздухе:

$$q_б = 9{,}6 \cdot 2{,}5/(2{,}5 - 1{,}03 \cdot 1{,}15) = 18{,}18 \text{ кН/м}.$$

Принимаем вес одного балластного груза $P_б = 22$ кН. Тогда по формуле (55) расстояние между грузами

$$l_б = 22/18{,}18 = 1{,}21 \text{ м}.$$

Длина подводных морских трубопроводов колеблется в больших пределах: от нескольких десятков метров до нескольких километров. Проходя вдоль трубопровода, волны оказывают различное воздействие на отдельных его участках. Если дно сложено из легкоразмываемых грунтов, особенно в прибойной и приурезовой зонах, особую сложность представляет прогнозирование длины и глубины размывов его вдоль трубопровода. Ориентировочно размеры ожидаемого размыва можно определить последовательным увеличением глубины воды и отысканием таких придонных скоростей,

которые окажутся меньшими неразмывающих (табл. 28). Пользуясь таким способом, можно построить диаграмму размывов грунта дна вдоль трубопровода. Полный ожидаемый размыв ориентировочно определяют по формуле [16]

$$h_р = d_{ср}(k_р - 1),$$

где $h_р$ — глубина размыва, м; $d_{ср}$ — средняя глубина водоема в пределах рассматриваемого участка; м; $k_р$ — коэффициент размы-

28. Ориентировочные значения неразмывающих донных скоростей, м/с [16]

Диаметр фракций грунта, мм	Глубина моря, м						
	3	4	5	6	8	10	12
0,1	0,44	0,46	0,5	0,58	0,6	0,64	0,68
0,5	0,7	0,72	0,76	0,8	0,83	0,88	0,91
1	0,75	0,8	0,83	0,87	0,9	0,96	0,98
2	0,88	0,92	0,96	1	1,05	1,12	1,15
5	1,07	1,14	1,2	1,23	1,28	1,36	1,4
10	1,25	1,32	1,38	1,45	1,51	1,6	1,65
20	1,4	1,46	1,52	1,6	1,66	1,76	1,82
50	1,9	2	2,08	2,2	2,26	2,4	2,48

ва, равный отношению максимальной донной скорости $v_д$ (рис. 25) к неразмывающей скорости $v_{нр}$.

Пример 6. Определить глубину наибольшего размыва дна на участке трубопровода со средней глубиной $d_{ср} = 7$ м. Элементы волны: $h_{1\%} = 3$ м; $\bar{\lambda} = 45$ м. Грунт дна — гравий с фракциями 5 мм. Согласно рис. 25, максимальная донная скорость $v_д = 1{,}35$ м/с.

По табл. 28 для глубины $d_{ср} = 7$ м и диаметра фракций грунта 5 мм неразмывающая донная скорость $v_{нр} = 1{,}23$ м/с. Таким образом, донная скорость больше неразмывающей, поэтому дно будет размываться. Предположим, что глубина размыва $h_р = 0{,}5$ м, тогда глубина воды $d_{ср} = 7+0{,}5=7{,}5$ м. Для этой глубины по рис. 25 находим (интерполируя) донную скорость $v_д = 1{,}25$ м/с; неразмывающая скорость (по табл. 28) $v_{нр} = 1{,}26$ м/с. Следовательно, максимальная глубина ожидаемого размыва на изобате 7 м ориентировочно равна 0,5 м.

Расчет водозаборных сооружений и оголовков канализационных выпусков. Водозаборные сооружения и выпуски рекомендуется располагать в мелководной зоне прибрежной полосы морей и водохранилищ, т. е. на глубине, большей критической. В этом случае на затопленные сооружения и устройства волновое воздействие не оказывает существенного влияния. На незатапливаемые водозаборные сооружения вертикального типа или затапливаемые только при максимальных уровнях воды существенное влияние оказывает волновое воздействие. Определение нагрузок на такие сооружения и устройства приведено в разделе «Нагрузки и воздействия».

Устойчивость водозаборного сооружения или оголовка выпуска зависит от многих факторов: веса сооружения, его конструктивных особенностей, прочности основания и др. При расчете водозабор-

ных сооружений учитывают также взвешивающее давление воды, так как при недостаточном весе сооружение может всплыть, т. е. потерять устойчивость. Нарушение прочности грунта основания может привести к полному или частичному разрушению сооружения. Основными причинами потери устойчивости грунтов основания являются: чрезмерные нагрузки от сооружения, приводящие к нарушению механической прочности грунта, которое сопровождается выпиранием его или неравномерными деформациями сооружения; воздействие на грунт основания придонных скоростей и течений; сейсмические нагрузки и агрессивность воды.

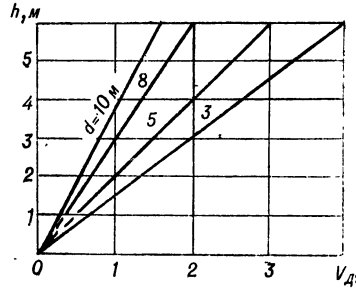


Рис. 25. Зависимость максимальной донной скорости $v_д$ от высоты волны h при глубине воды d.

Гидростатическое давление на подошву сооружения учитывают при расчете на опрокидывание и сдвиг. Оно определяется глубиной подошвы сооружения, умноженной на коэффициент противодавления $k_п$, который принимают для мелкого и среднего песка равным 0,9...0,95, плотного глинистого и песчано-глинистого грунта — 0,7...0,8, суглинистых и супесчаных грунтов — 0,85...0,9, ненарушенной скалы — 0,35, трещиноватой скалы — 0,35...0,5 и сильно трещиноватой — 0,75...1.

При проектировании незатапливаемых сооружений учитывают нагрузки от воздействия льда. Ледовые нагрузки определяют согласно указаниям СНиП 2.06.04-82.

Устойчивость водозаборных сооружений и канализационных оголовков обеспечивается при удовлетворении следующих условий:

на опрокидывание

$$\Sigma N_i a_i/(\Sigma H_i z_i + N_г a_г) \geqslant k_{опр},$$

где $\Sigma N_i a_i$ — сумма моментов удерживающих вертикальных сил, кН·м, без учета временных нагрузок; $\Sigma H_i z_i$ — сумма моментов горизонтальных сил, кН·м, включая и волновые нагрузки; $N_г$ — гидростатическое давление на подошву сооружения, кПа, при наибольшем расчетном уровне с учетом коэффициента противодавления (за вычетом гидростатического давления на обрезах фундамента); $a_г$ — плечо гидростатического давления, м, относительно ребра или точки подошвы фундамента, вокруг которой происходит опрокидывание;

на сдвиг

$$(\Sigma N_i - N_г) f_{тр}/\Sigma H_i \geqslant k_{сдв},$$

где ΣN_i, ΣH_i — соответственно сумма вертикальных и горизонтальных сил, кН; $f_{тр}$ — коэффициент трения, принимаемый по табл. 25.

Коэффициенты устойчивости $k_{опр}$ и $k_{сдв}$ должны быть не менее 1,15.

При возведении опускным способом водозаборные сооружения рассчитывают в соответствии с указаниями, приведенными в гл. 4.

КОНСТРУИРОВАНИЕ СПЕЦИАЛЬНЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Речные водозаборы. На форму и размеры русловых речных водозаборов, помимо их пропускной способности, гидрологических условий, количества и диаметров отводящих трубопроводов, оказывает влияние обтекаемость сооружений. Это требование обусловлено тем, что оголовки должны в наименьшей степени оказывать влияние на естественный режим реки и переформирование дна и берегов. Обтекаемость снижает воздействие гидродинамического потока на переднюю грань сооружения, а также обеспечивает устойчивость и прочность сооружения от ударов якорей и волокуш рыболовецких судов.

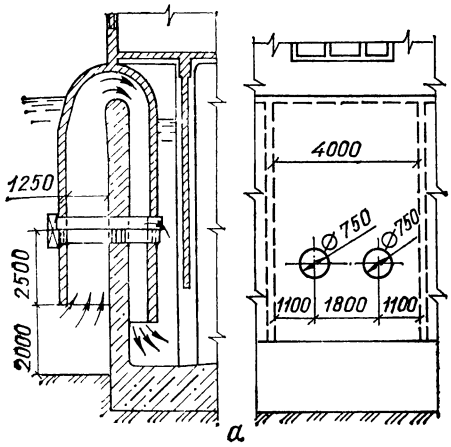
На основании многочисленных исследований и опыта эксплуатации определено, что наиболее оптимальными формами в плане сооружения, находящегося в потоке, считается удлиненная каплевидная и эллипсообразная формы. Они рекомендуются при гарантии неизменности направления динамической оси водотока и параллельном ей направлении оси оголовка. Если динамическая ось водотока может изменять свое направление, то оголовкам придают круглую или близкую к ней форму. Для снижения вторичных (отраженных) скоростей течения и силы ударов якорей и волокуш по оголовку вертикальные грани их выполняют под углом не менее 45°.

При конструировании оголовков определяют размеры и расположение входных отверстий. Эти параметры зависят от гидрологического и ледового режимов реки, количества взвеси в воде, расхода воды через оголовок и ряда других факторов. При большом количестве наносов и размываемых грунтах дна реки в оголовках устраивают окна на верхней грани или на боковой, расположенной против течения. На сильно зашугованных участках рек целесообразнее располагать окна только с боков. Во всех случаях расстояние от дна реки до низа водоприемных окон должно быть не менее 0,5 м при небольших глубинах рек и 1...1,5 м — в глубоких реках. На предгорных участках рек этот размер рекомендуется увеличивать до 2 м.

Верх водоприемных окон определяют по наинизшим горизонтам воды в реке при ледоставе. При этом верх оголовка должен находиться на 20...30 см ниже ледяного покрова наибольшей расчетной толщины. На судоходных реках верх оголовка на 1...1,5 м ниже наибольшей осадки судна [5].

На количество наносов, попадающих в водоприемное устройство, влияет скорость входа воды в приемные окна. Входную скорость рекомендуется принимать равной примерно половине скорости течения в реках с быстрым течением и 0,2...0,3 м/с — в реках со слабым течением. При легком доступе к решеткам входных отверстий скорость может быть большей.

Оголовки конструируют с учетом характера ледовых явлений в реке, которые могут привести к повреждению сооружения и ухудшению его эксплуатации (закупорка входных отверстий). К конструктивным мероприятиям, облегчающим эксплуатацию водоприемника в зимний период, относятся: применение шугозащитных коробов, препятствующих поступлению шуги во входные окна



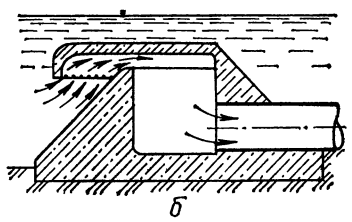


Рис. 26. Сифонный водозабор: *а* — незатапливаемый; *б* — затопленный.

оголовка при низкой шуге; увеличение размеров входных окон, обеспечивающих забор воды с малыми скоростями; использование для оголовка и решеток специальных покрытий, препятствующих обрастанию льдом; придание оголовку очертаний, сводящих к минимуму возможность образования около него вихревых потоков и ускоряющих образование шуги; обогрев входных решеток электрическим током, паром или горячей водой; устройство дублирующего забора воды через дно оголовка.

Во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева разработана схема водозабора, принципиальное отличие которого от обычных заключается в применении сифонов вместо водоприемных окон. Сифонный водозабор можно применять в береговых и русловых затапливаемых и незатапливаемых оголовках (рис. 26). Главное преимущество сифонного водозабора в возможности применения его при ограниченных глубинах и переменных уровнях воды в реке. В случаях переменных уровней дополнительно устанавливают перепускные трубы, в которых допускается скорость воды 1,5...2 м/с. Условия забора воды при этом не ухудшаются, так как трубы по глубине расположены в зоне, сравнительно свободной от наносов. Скорость восходящего потока в сифонах должна быть не более 0,5 м/с. При этом часть взвешенных в воде частиц выпадает.

Неотъемлемым элементом оголовка являются сороудерживающие решетки, которые проектируют прямоугольными или круглыми из полосовой (50 × 6 мм) или круглой (d = 10...14 мм) стали.

Расстояние между прутьями — 30...70 мм (бóльшее принимается при наличии береговых колодцев).

В зависимости от геологических и гидрологических условий, пропускной способности водозабора и ряда других причин, оголовки устраивают из дерева, бетона, железобетона и металла.

Ряжевые оголовки (рис. 27, *а*) применяют в реках с достаточной глубиной. Ряжи устраивают ромбической, реже прямоугольной формы из сосновых бревен диаметром 16...22 мм сплошной или сквозной рубки. Пол ряжей выполняют из пластин толщиной 10...12 см. Для обеспечения жесткости во всех углах ряжа устанавливают парные сжимы из брусьев или пластин, схватываемые стальными болтами диаметром 16...25 мм. Сверху, над входными отверстиями, устанавливают решетки из дубовых брусьев. На боковых стенах ряжа делают узкие прорези, обеспечивающие пропускание воды при забивке шугой входных отверстий. Ряжевые оголовки устанавливают на постель из каменной наброски, укладываемой на дно котлована. Отметку дна котлована определяют из условия возможного местного размыва. После установки ряжа нерабочие клетки заполняют рваным камнем, галечником или гравием, а котлован засыпают крупным камнем до поверхности дна. При неразмываемых грунтах ряжи устанавливают непосредственно на дно реки.

Бетонные оголовки (рис. 27, *в*) представляют собой массивы, имеющие в плане каплевидную, эллипсообразную или круглую форму. Устраивают их на предварительно подготовленной постели из каменной наброски способом подводного бетонирования. Опалубку для бетонных оголовков изготовляют из стальных листов толщиной 6...8 мм, привариваемых к каркасу из уголков и швеллеров. На шугоносных реках поверхность бетонных оголовков защищают деревянной облицовкой или материалом, препятствующим обледенению.

Монолитный железобетон применяют при возведении незатапливаемых водозаборов, устраиваемых в опускных колодцах, а также затапливаемых, аналогичных бетонным. Затапливаемые оголовки из железобетона выполняют цельной или сборной конструкции. Цельные оголовки (рис. 27, *б*, *в*), в зависимости от конструктивного решения, бывают двух типов: сплошные, применяемые для небольших водозаборов, и сквозные, которые могут применяться для сравнительно больших водозаборов. Оголовки сплошной конструкции представляют собой железобетонные ящики с рабочими и нерабочими камерами. В рабочих камерах при бетонировании закладывают металлические патрубки и закладные детали для крепления решеток, рыбозаградительных устройств и других элементов. Нерабочие камеры после погружения оголовка заполняют камнем. В перегородках между камерами оставляют отверстия, служащие для поступления воды в рабочие камеры при забивке шугой верхних водозаборных отверстий. Оголовки сквозной конструкции после установки на место и подсоединения трубопроводов засыпают каменной наброской.

Сборные железобетонные оголовки (рис. 27, *г*) проектируют из нескольких блоков, изготовленных на берегу. В связи с этим

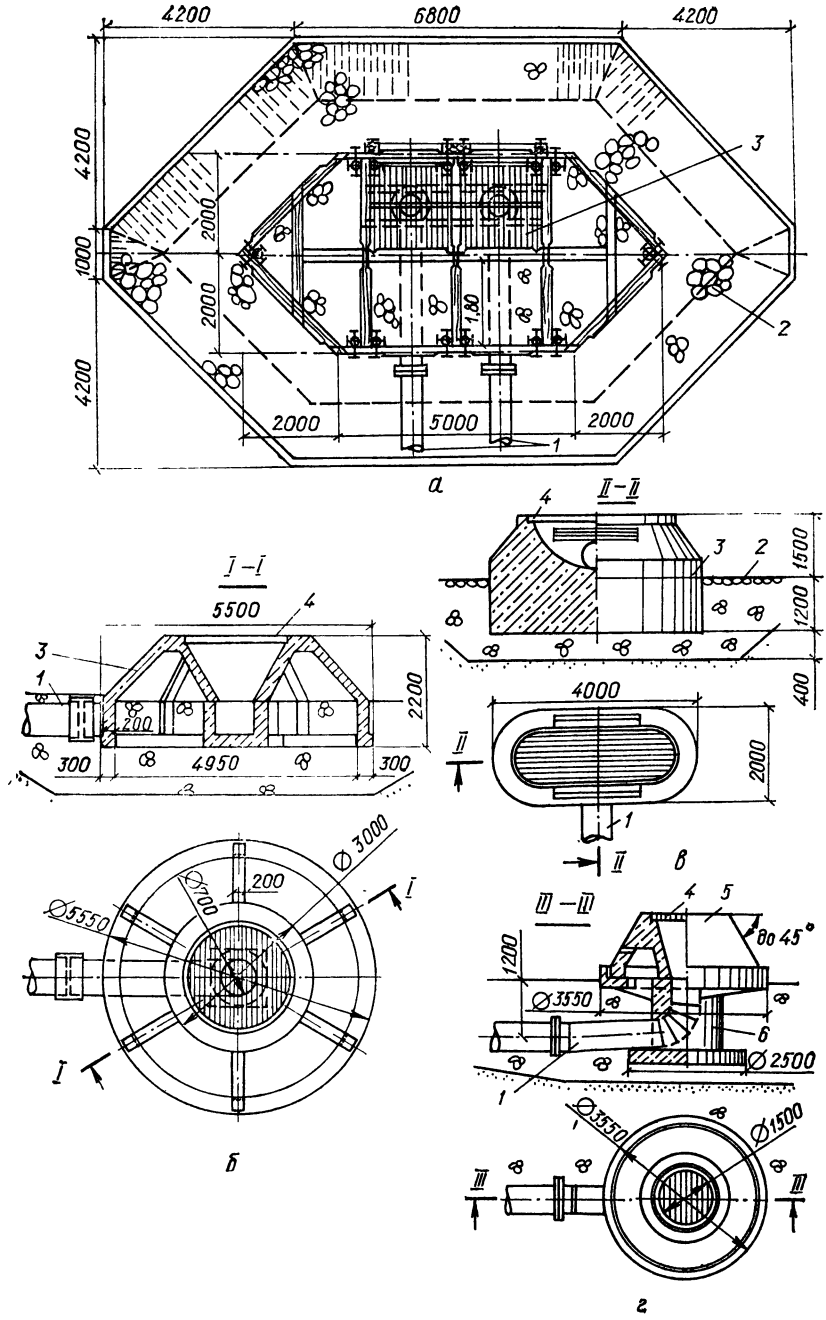


Рис. 27. Речные водоприемные оголовки:

а — ряжевый; *б* — монолитный железобетонный; *в* — бетонный; *г* — сборный железобетонный; *1* — трубопровод; *2* — каменная наброска; *3* — оголовок; *4* — решетка; *5* — верхний блок; *6* — нижний блок.

конструирование их не отличается от конструирования обычных железобетонных элементов, но для них применяется гидротехнический бетон. К особенностям конструирования оголовков относится необходимость принятия мер по защите арматуры и бетона от коррозии, а также применение наиболее простых и надежных сты-

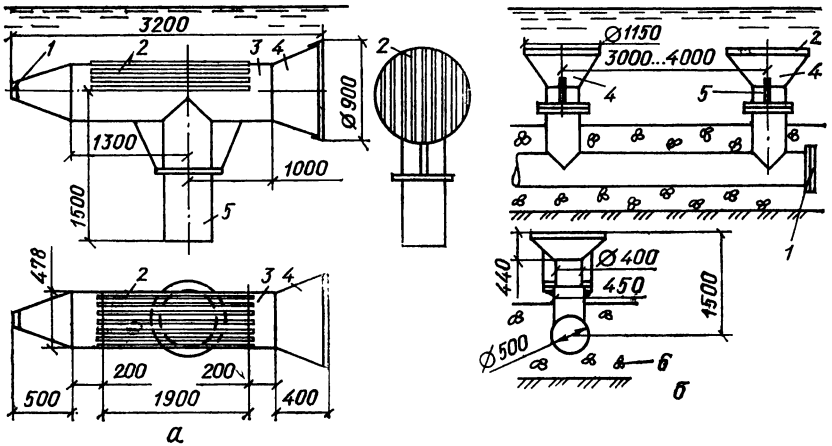


Рис. 28. Стальные оголовки:
а — трубчатый; *б* — тарельчатый; *1* — заглушка; *2* — решетка; *3* — приемный цилиндр; *4* — приемный конус; *5* — патрубок; *6* — каменная наброска.

ков соединения отдельных блоков оголовков, монтируемых в подводных условиях. Нижний блок устанавливают в котлован на каменную наброску и после присоединения отводящих трубопроводов засыпают камнем до поверхности дна. Дно реки вокруг оголовка защищают от размыва каменной наброской, толщина которой зависит от возможной глубины размыва дна, но должна быть не менее 1,5 м (включая слой обратного фильтра толщиной до 0,5 м) для нескальных грунтов и не менее 0,5 м — для скальных. Оголовки из сборного железобетона устраивают для больших водозаборов.

Стальные оголовки применяют в основном на неглубоких реках. Э. Д. Лазарян [15] предложил конструкцию трубчатых и тарельчатых оголовков (рис. 28), позволяющих применять их на реках глубиной до 1 м в двух вариантах: для рек с большим и малым объемом наносов. При большом содержании наносов в комплекс водозабора входит песколовка. Вода поступает в водозабор через раструбы, помещенные на низовом конце оголовка, а также через защищенные решеткой вырезы в верхней части образующей трубы. Простота и дешевизна таких оголовков позволяет рекомендовать их на участках рек со свободным меандрированием и пойменной многорукавностью. В таких случаях оголовки устанавливают в разных точках с расстоянием между ними 10...30 м.

Береговые водоприемники устраивают, как правило, совмещенного типа. В плане они бывают круглой и прямоугольной формы. Водоприемные окна располагают в один или несколько рядов

по высоте. Для отключения приемных камер во время ремонта и осмотра окна перекрывают затворами, которые перемещаются в вертикальных пазах. Круглые водозаборные сооружения устраивают в опускных колодцах.

Кроме рассмотренных конструкций, в типовых проектах представлены и другие решения: раструбные на железобетонной плите (стальные) пропускной способностью 10...300 л/с для минимальной глубины 1,6 м; ряжевые фильтрующие с открытой вихревой камерой пропускной способностью 270...1000 л/с для минимальной глубины 1,8 м; железобетонные и бетонные в металлической оболочке пропускной способностью 270...4500 л/с для минимальных глубин 2,65 м.

В соответствии с указаниями СНиП 2.04.02-84, на судоходных и лесосплавных реках размещение оголовков в пределах зон движения судов и плотов не допускается. Для остальных зон рек оголовки проектируют с учетом предотвращения повреждения их якорями и волокушами рыболовецких судов. С этой целью применяют оголовки сплошной конструкции из бетона или железобетона в металлической рубашке со скошенными вертикальными гранями.

Водоприемные ковши. На реках с тяжелыми условиями шуголедового и наносного режимов рекомендуется забирать воду из искусственных заливов — ковшей, предназначенных в основном для защиты водозабора от шуголедовых помех и наносов. Одновременно с этим ковши служат для частичного осветления воды от взвешенных частиц, увеличения глубины у места приема воды на 1...2 м, а также повышения расхода, отводимого из русла в период минимального стока. Размеры ковшей (длина и ширина) зависят от условий всплывания глубинного льда или выпадения осадков. Проточная скорость в них находится в пределах 0,2...0,5 м/с.

Водоприемные ковши образуются дамбами, выдвинутыми в реку, или выемками, вырытыми в берегу. Тип водоприемного ковша выбирают, исходя из необходимости сведения к минимуму изменения речного режима. Ковш не должен служить причиной образования заторов и ухудшения существующего водопользования.

Применяются следующие типы водоприемных ковшей [5]: незатапливаемые — полностью выдвинутые в реку, заглубленные в берег и частично выдвинутые в реку, а также частично или полностью затапливаемые в паводок (рис. 29). Кроме этого, различают ковши с верховым, низовым входом и комбинированные. Наиболее надежная защита водозабора от шуги достигается при устройстве ковша с низовым входом и частично или полностью выдвинутыми в реку дамбами.

Для борьбы с избыточной заносимостью водоприемного ковша наносами применяют самопромывающиеся ковши (рис. 29, *г*), отличительной особенностью которых является то, что часть верховой дамбы затапливается в паводок. Отметку гребня затапливаемого участка дамбы принимают на уровне шугохода. При этом создают условия, обеспечивающие во время паводков вынос отложившихся наносов при низких уровнях воды в реке. В этот период ковш рабо-

тает с низовым входом и незатапливаемыми дамбами, что обеспечивает защиту его от шуги. В половодье вода затапливает концевой участок дамбы и, переливаясь через него, встречает откос низовой дамбы; при этом образуется спиралевидное течение, промывающее вход в ковш.

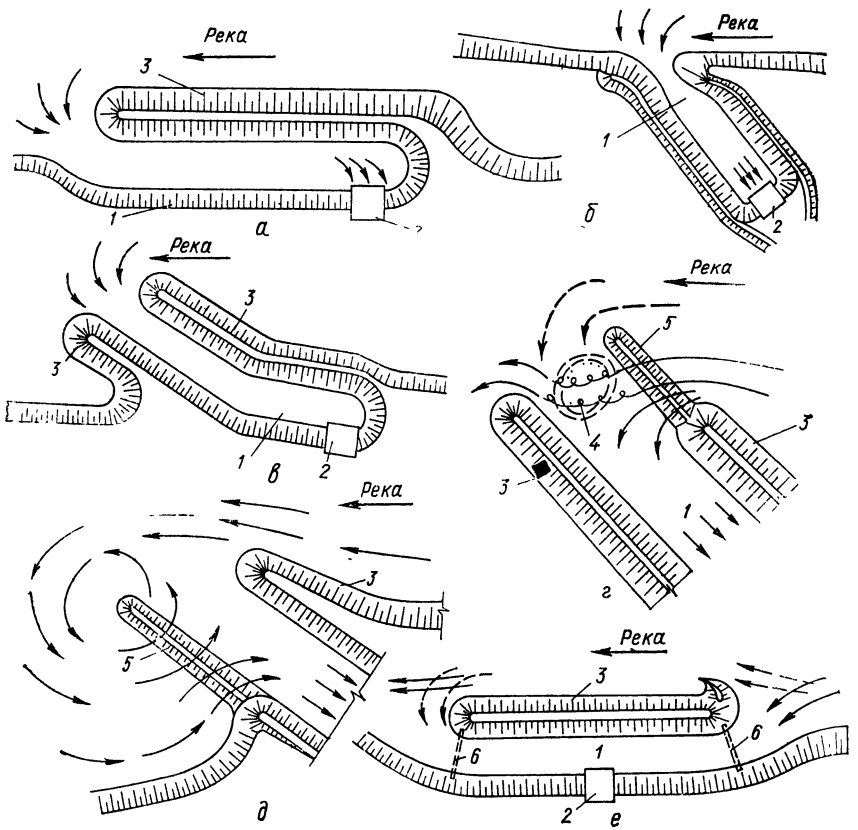


Рис. 29. Водоприемные ковши:

а — незатапливаемый, выдвинутый в реку; *б* — заглубленный в берег; *в* — частично выдвинутый в реку; *г* — самопромывающийся с затапливаемой верховой дамбой; *д* — то же, с низовой дамбой; *е* — комбинированный с регуляторами; *1* — ковш; *2* — водоприемник; *3* — незатапливаемая дамба; *4* — отложение наносов; *5* — затапливаемая часть дамбы; *6* — щитовое заграждение

У ковшей с низовым водоворотом низовая дамба у берега и верховая дамба не затапливаются, а русловая часть низовой дамбы затапливается только в период высоких шугоходов. В период шугохода ковш работает как обычный с незатапливаемыми дамбами и низовым входом, а в паводок — по схеме, для которой характерно образование водоворота ниже ковша по течению (рис. 29, *д*). Из водоворота происходит подсасывание расхода в поток, а остальная часть его образует возвратное течение. Поскольку низовая дамба в паводок затоплена, горловина ковша оказывается в зоне прохож-

дения возвратных течений, препятствующих поступлению наносов из русла в ковш. При этом заиливается не весь ковш, а только та часть, которую занимает водоворот, что упрощает и облегчает выполнение периодических очисток.

При проектировании ковшей могут быть использованы и другие мероприятия, которые в конкретных условиях повысят надежность их работы в самых разнообразных гидрологических условиях (комбинированный ковш, показанный на рис. 29, *е*). Наиболее целесообразное решение ковшей может быть найдено только при гидравлических исследованиях, в процессе которых учитывается многообразие факторов, присущих рассматриваемому участку реки.

Устройство ковшей существенно удорожает строительство водозабора, поэтому их применение должно быть обосновано технико-экономическими расчетами.

Дамбы водоприемных ковшей рекомендуется возводить из материалов, позволяющих устраивать крутые откосы. Крепление надводной части откосов внутри ковша защищают только от атмосферного влияния. Подводную часть откосов желательно выполнять без крепления, затрудняющего очистку ковша. Выходы грунтовых вод должны быть дренированы. Внутренние окраски ковша в зоне циркуляции воды на входе защищают облегченным покрытием. Внешние откосы дамб и берега обычно укрепляют каменной наброской или мощением. Части дамб, подвергающиеся воздействию льда при весеннем ледоходе, защищают наброской из камня или мощением с заливкой поверхности цементным раствором. Гребни затапливаемых дамб с отметками ниже отметок уровней при ледоходе защищают блочными коврами и снабжают полозьями из рельсов, обеспечивающими сползание льдин. Расстояние между рельсами принимают в пределах 1,5...2 м.

При выборе размеров дамб руководствуются следующими соображениями: отметка гребня незатапливаемой дамбы должна быть выше расчетного горизонта воды в реке на 0,5 м, отметка гребня низовой затапливаемой дамбы — выше отметки верховой затапливаемой, а отметка гребня верховой затапливаемой дамбы равна уровню шугохода 25 %-ной обеспеченности [5].

Бортовые струенаправляющие стенки, устраиваемые на входе в ковш, выполняют из массивов или свайно-каркасных обшивных конструкций, располагаемых выше уровня зимней межени.

Ширину гребня дамб принимают в пределах 4...5 м, а ширину берм — 1,5...2 м.

Морские и водохранилищные водозаборы. Помимо значительных волновых нагрузок и тяжелых условий зимнего периода, особенно в северных районах, морские водозаборные сооружения испытывают воздействие морской воды и истирание поверхностей сооружений наносами. В связи с этим отличительной особенностью морских сооружений является их массивность.

Морские водозаборные сооружения устраивают, как правило, из бетона или железобетона. Размеры водозаборов принимают из условий устойчивости и прочности, а также в зависимости от диа-

метров отводящих трубопроводов и размеров водоприемных окон. Особое внимание уделяют конструированию основания под сооружение, так как основной причиной аварий и повреждений морских сооружений является недостаточная устойчивость и прочность основания, подвергающегося воздействию волн и течений, особенно на глубинах, меньших критических.

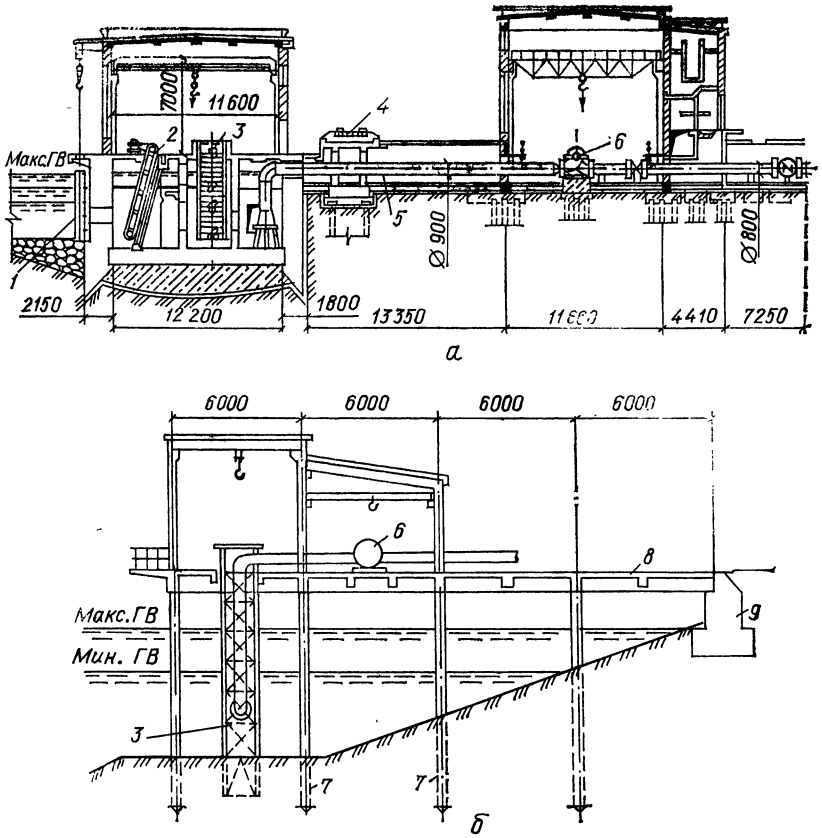


Рис. 30. Морские незатапливаемые водозаборы, располагаемые в акваториях:

а — раздельного типа; *б* — совмещенный облегченного типа; *1* — грубая решетка; *2* — решетка с подвижными щетками; *3* — вращающаяся сетка; *4* — подъездная ветка; *5* — галерея для всасывающих труб; *6* — насос; *7* — железобетонные сваи; *8* — эстакада; *9* — береговой устой.

В зависимости от места расположения, к морским водозаборам предъявляются конструктивные требования, обеспечивающие их нормальную эксплуатацию. В искусственных акваториях или портах водозаборы находятся в благоприятных условиях и поэтому не требуют специальных защитных устройств. Обычно их встраивают в причалы или набережные и проектируют вместе с ними. На рис. 30, *а* представлен тип раздельного водозабора в порту. В естественных акваториях, укрытых от значительных волнений (бухты,

заливы, лиманы), водозаборные сооружения устраивают облегченными на железобетонных или металлических свайных эстакадах раздельного и совмещенного типов (рис. 30, *б*).

При расположении водозаборных сооружений на открытом побережье конструктивные решения принимают в зависимости от интенсивного волнового воздействия, рельефа морского дна и крутизны берегов. В зоне пологого дна моря и глубины, необходимой для забора воды на большом расстоянии от берега, водозаборы устраивают раздельного типа с выносом оголовка в открытое море, который может быть затопленным или незатапливаемым. Затопленные оголовки, располагаемые на глубинах, больших критических, конструируют облегченного типа и любой формы, так как волновое воздействие не оказывает на них значительных силовых влияний. Такие оголовки устраивают из бетона и сборного железобетона (рис. 31).

В зоне критических глубин оголовки устраивают массивными с наклонными гранями стен, смягчающими удары волн и уменьшаю-

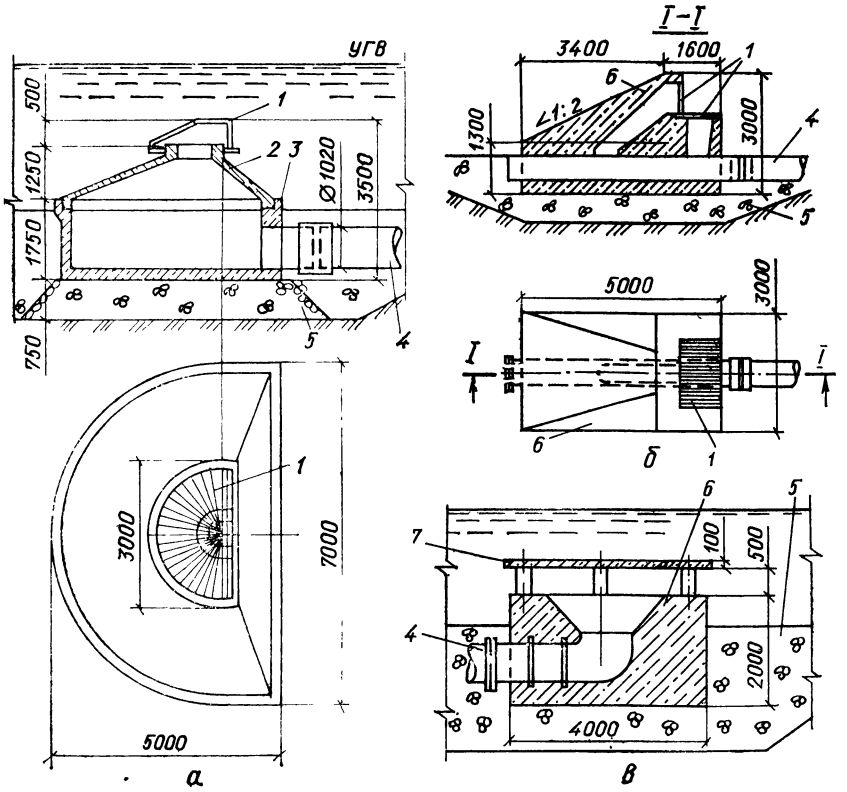


Рис. 31. Морские затопленные водозаборные оголовки:

а — сборный железобетонный; *б* — массивный бетонный; *в* — бетонный с верхним отверстием; *1* — решетка; *2* — верхний блок; *3* — нижний блок; *4* — самотечная труба; *5* — каменная наброска; *6* — оголовок; *7* — стальная плита.

щими воздействие течений (рис. 31, *б*). Входные отверстия в таких оголовках рекомендуется обращать в сторону берега. Вертикальный уступ у дна, обращенный в сторону моря, должен быть высотой не более 0,7 м. Высоту оголовка следует принимать как можно меньшей. При сложении дна из легкоразмываемых грунтов подошву оголовка располагают на глубине, гарантирующей сооружение от подмыва, с учетом возможного переформирования дна. Дно моря вокруг оголовка шириной 5...10 м укрепляют наброской из камня или бетонными плитами. Водозаборные окна целесообразно размещать в боковых стенках. При небольших глубинах окна, защищенные плитой, можно располагать сверху оголовка (рис. 31, *в*).

Водоприемные отверстия защищают решетками из стальных прутьев с расстояниями между ними 100...250 мм. Максимальную скорость во входных отверстиях следует принимать 0,1...0,3 м/с. При незначительном объеме наносов скорость может быть увеличена.

Затопленные оголовки снабжают плавучими судоходными знаками, чтобы исключить возможность повреждения их судами.

Для обеспечения бесперебойной работы водозабора рекомендуется устраивать две линии с самостоятельными оголовками, расположенными на расстоянии не менее 50 м друг от друга в направлении моря.

Для защиты от волновых нагрузок водозаборов, расположенных в районе побережья с приглубленным дном, устраивают дамбы или волноломы. На мелководных участках морских побережий в ряде случаев воду к водозаборам подводят каналами (рис. 32), которые бывают трех типов: с защитными дамбами по всей длине или только на участке, расположенном у берега, и без дамб. При применении каналов водозаборы должны быть совмещенного типа прямоугольные в плане. Конструирование их аналогично обычным водозаборам промышленного типа.

Проектирование водохранилищных водозаборов связано с рядом факторов, осложняющих их работу. К ним относятся значительное переформирование берегов под воздействием волн и вдольбереговых течений, образующихся под влиянием различных причин. Течения имеют большие скорости (свыше 3 м/с), которые для многих грунтов прибрежной зоны являются размывающими. На выбор конструктивных решений водохранилищных водозаборов влияют также крутизна берегов и высота призмы срабатывания водохранилища. При большой призме срабатывания или значительных колебаниях уровня воды применяют водоприемники башенного типа (рис. 33, *а*). В случае пологих берегов и малой призмы срабатывания проектируют совмещенные водоприемники, располагаемые вблизи уреза воды и соединяемые с водохранилищем каналом-прорезью. При больших волновых воздействиях перед каналом устраивают дамбу или волнолом из бетонных блоков или каменной наброски. При большой крутизне и высоте берегов целесообразно устраивать подводный тоннель, соединяющий водохранилище с водоприемным колодцем, расположенным в одном блоке с насосной станцией 1-го подъема (рис. 33, *б*).

Береговые водозаборные сооружения раздельного и совмещенного типов устраивают как и морские — в опускных колодцах.

Если водозаборные сооружения предполагается устраивать до

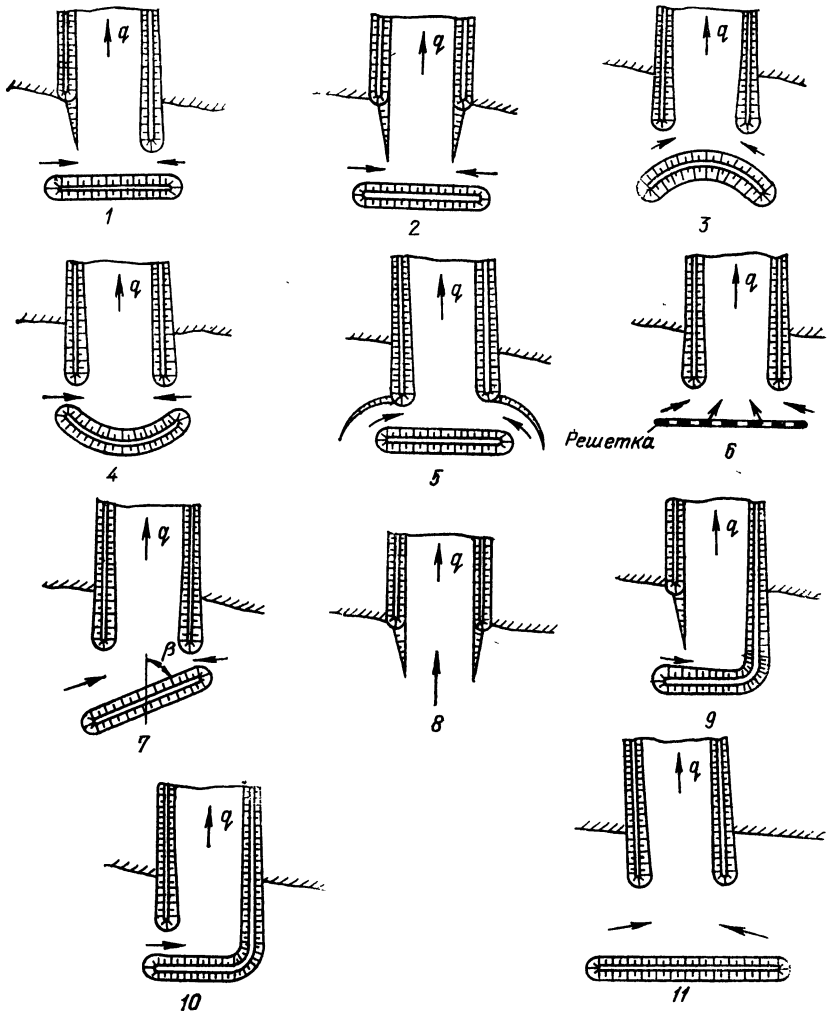
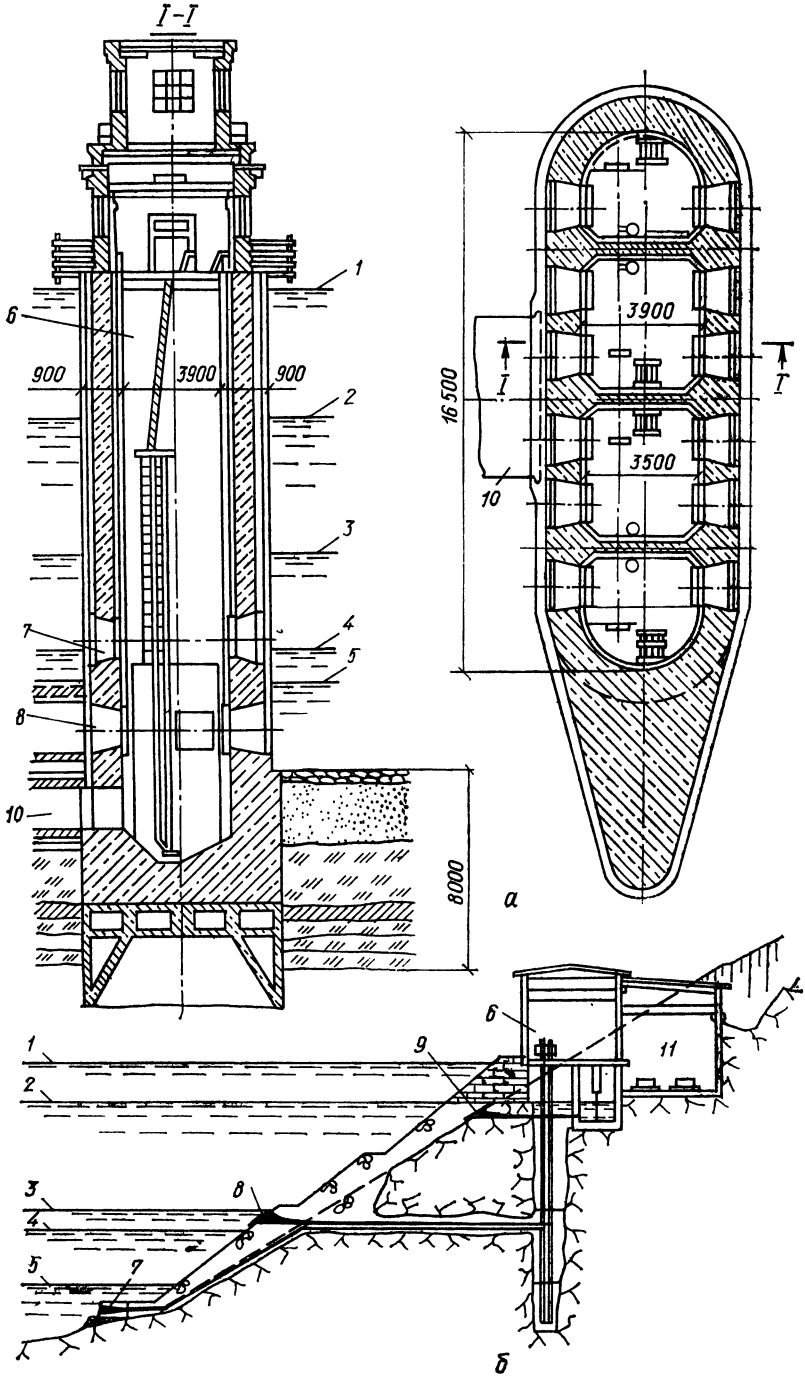


Рис. 32. Варианты компоновки входа в канал морского водозабора:

1...7 — с защитными дамбами, волноломом и двусторонним входом; *8* — с прямым входом без защиты; *9, 10* — с защитными дамбами и односторонним входом; *11* — с дамбой на гряде.

затопления водохранилища, т. е. в сухих условиях, их конструируют с учетом обычных способов производства работ.

В верховьях водохранилищ и в суженных участках гидрологические условия ближе к условиям больших рек, поэтому здесь могут применяться речные типы водозаборных сооружений.


I-I
1
6
900
3900
900
2
3
7
4
5
8
10
8000
16 500
3900
I
I
3500
10
а
6
11
1
9
2
3
8
4
5
7
б

Речные канализационные выпуски. Основные принципы конструирования речных канализационных выпусков аналогичны конструированию оголовков водозаборов. Отличительной особенностью выпусков является то, что в одном оголовке, как правило, устраивают только одно отверстие вверху, а также то, что жидкость транспортируется в сторону реки.

Канализационные выпуски разделяют на русловые и береговые. Русловые бывают сосредоточенные и рассеивающие. В сосредоточенных выпусках подводный участок коллектора заканчивается одним оголовком. Рассеивающий выпуск имеет несколько оголовков или диффузор, представляющий собой участок трубы, в стенах которого устроены выпускные отверстия.

Береговые выпуски не имеют подводного участка коллектора, а заканчиваются оголовком вблизи уреза воды, запроектированного по типу подпорной стены. С целью предотвращения подмыва дна при сбросе вод устраивают каменную наброску или защиту дна железобетонными плитами перед оголовком. Участки берега с обеих сторон оголовка должны быть укреплены от размывов.

Одним из основных вопросов, возникающих при проектировании береговых выпусков, является определение положения его по отношению к переменному уровню воды в реке. Как правило, оголовок должен располагаться так, чтобы истечение жидкости происходило под уровень воды. При больших колебаниях уровней выпуск допускается располагать так, чтобы только в межень истечение происходило в атмосферу.

Сосредоточенные русловые оголовки устраивают из дерева, бетона, железобетона и металла. Верх оголовка рекомендуется располагать выше дна не менее чем на 0,5 м. При больших глубинах (более 10 м) верх оголовка может быть приподнят на 1...1,5 м над дном реки. Подошва оголовка должна заглубляться ниже возможного размыва дна не менее чем на 1,5 м. Это расстояние может быть уменьшено до 0,5 м при скальном дне. Под основание оголовка на дно котлована укладывают подготовку из гравия или щебня. Конфигурация оголовка в плане зависит от режима реки и наличия судоходства или лесосплава. На судоходных и лесосплавных реках верховая грань оголовка, выступающая над дном, должна быть скошена. При наличии больших плотов оголовки располагают вне фарватера. На судоходных и лесосплавных реках оголовки рекомендуется устраивать в металлических кожухах.

Морские канализационные выпуски. Оголовки канализационных выпусков рекомендуется располагать за зоной критических глубин. Тип выпуска, форму в плане, расположение отверстий и размеры их определяют аналогично речным. Выпуски конструируют с обязательным учетом способов производства работ при их

Рис. 33. Водохранилищные незатапливаемые водозаборы:

а — башенного типа; *б* — береговой с тоннелем; *1* — максимальный уровень воды; *2* — нормальный подпорный уровень; *3* — уровень максимального ежегодного сработывания; *4* — минимальный уровень; *5* — катастрофический минимальный уровень; *6* — водоприемный колодец; *7, 8, 9* — водоприемные устройства соответственно 1-го, 2-го и 3-го ярусов; *10* — самотечная галерея; *11* — насосная станция.

устройстве, оснащенности водолазным оборудованием, а также грузоподъемности транспортных и подъемных средств.

Получили распространение глубоководные морские канализационные выпуски, оголовки которых размещают на значительных глубинах и больших расстояниях от берега. Это в ряде случаев поз-

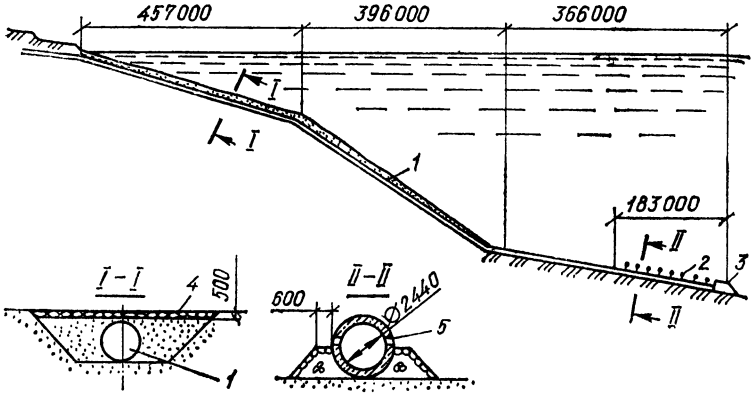


Рис. 34. Глубоководный выпуск с рассеивающим оголовком:

1 — подводный трубопровод; *2* — диффузор; *3* — концевой элемент; *4* — щебень; *5* — отверстие.

воляет сбрасывать сточные воды под слой морской воды, обладающий плотностью, большей, чем слой, принимающий стоки.

Одно из решений глубоководного выпуска предложено Укрюжгипрокоммунстроем при проектировании системы канализации для г. Ялты. Так как в районе расположения диффузоров имеется значительный слой ила, установить их непосредственно на дно не представилось возможным. Возникла необходимость в устройстве опорных площадок для поддержания диффузоров над поверхностью дна. При этом учитывали большую глубину в районе устройства оголовка (100 м) и связанные с этим особенности производства работ. Из ряда возникших решений (забивка свай, засыпка камнем и др.) был выбран вариант, при котором диффузоры устанавливали на плавучих платформах. Платформы запроектированы из трехсекционных понтонов грузоподъемностью 1,1 т, что на 10 % выше веса диффузора. Для предотвращения сдвига оголовка проектом предусмотрены якоря, погруженные до плотных грунтов дна, которые во время производства монтажных работ удерживали также платформы от всплытия. С целью увеличения долговечности платформ все их элементы защищены от коррозии.

Заслуживает внимания решение глубоководного выпуска (рис. 34) для сброса сточных вод с очистных сооружений [41]. Сбросной трубопровод диаметром 2440 мм и длиной 1100 м собран из отдельных секций железобетонных труб, соединенных между собой стыками в четверть с уплотняющими прокладками. Часть трубопро-

вода длиной около 800 м уложена в траншею и засыпана слоем щебня толщиной 0,6 м на береговом участке и крупным песком на остальной части трубопровода. Конец выпуска длиной 366 м уложен на выровненное дно и обсыпан с обеих сторон до половины диаметра щебнем с целью обеспечения устойчивости. Оголовок рассеивающего типа в виде диффузора длиной 183 м расположен на глубине более 61 м. Отверстия диффузора различных размеров (114... 146 мм) и формы, что обеспечивает равномерность выпуска сточной жидкости при изменяющихся гидравлических условиях. В конце диффузора предусмотрен шарнирный затвор нулевой плавучести, дающий возможность водолазу без больших усилий открывать его для очистки трубопровода. Устойчивость концевого участка при выпуске сточных вод обеспечивается соединением его болтами с пятью секциями труб.

При небольших глубинах и значительных размывах дна оголовки рекомендуется устанавливать на искусственном основании в виде каменной подушки или на свайном фундаменте, что обеспечивает устойчивость и долговечность работы выпуска. Наиболее распространены оголовки в виде наклонных отрезков выпускного трубопровода, установленного на железобетонную плиту. Трубу к плите крепят хомутами из полосовой стали.

В конструктивном отношении оголовки из бетона и железобетона могут быть монолитными и сборными, аналогично речным. Разница заключается лишь в некотором увеличении массы и класса бетона. В портовых условиях оголовки облицовывают стальными листами, защищенными антикоррозионным покрытием.

Подводные трубопроводы. Подводные участки трубопроводов водозаборов и канализационных выпусков, а также дюкеры могут быть выполнены из стальных, железобетонных, асбестоцементных и пластмассовых труб. В настоящее время для подводных трубопроводов применяются в основном стальные трубы, которые способствуют существенному снижению трудоемкости монтажа, особенно затрат водолазного труда. Одним из существенных недостатков стальных трубопроводов является их недолговечность, что обязывает проектировщиков работать над внедрением труб из других материалов (пластмасс, железобетона и асбестоцемента). Практика проектирования и строительства подводных трубопроводов подтверждает возможность и целесообразность применения труб из этих материалов. Так, в приведенном выше описании канализационного выпуска [41], несмотря на сложные условия (глубина — около 70 м; диаметр трубопровода — 2,4 м), подводный участок коллектора собран из железобетонных труб.

Решение подводного трубопровода из предварительно напряженных железобетонных балок-труб применено при прокладке канализационного коллектора по дну озера на глубине 3,6...8,5 м (рис. 35) [41]. Условие прокладки осложнялось наличием на дне озера слоя торфа и ила. По этой причине было принято решение укладывать коллектор на свайные опоры, а секции труб изготовить в виде предварительно напряженных балок длиной 36 м квад-

ратного сечения с внутренним диаметром 1,22 м. Для соединения балок-труб и передачи нагрузок на свайные опоры применены стыковые элементы. Для очистки коллектора во время эксплуатации в стыковых элементах предусмотрены сверху люки, к которым при необходимости спуска присоединяют переставную шахту. Преимуществом железобетонных труб, помимо долговечности и более простой изоляции, является также то, что при укладке их в подводное положение нет необходимости в применении балластировки.

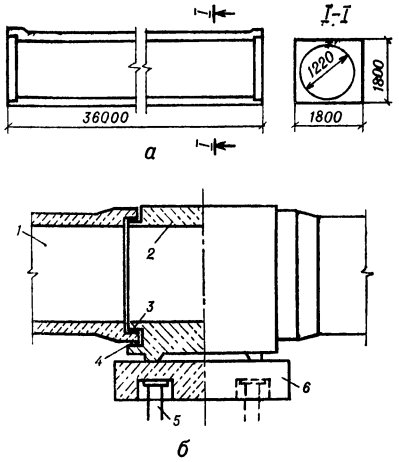


Рис. 35. Подводный трубопровод из железобетонных предварительно напряженных балок-труб:

а — секция трубы; *б* — стык; *1* — трубопровод; *2* — стыковый элемент; *3* — резиновый уплотнитель; *4* — фиксатор; *5* — свая; *6* — ростверк.

Пластмассовые трубы, основное преимущество которых заключается в их долговечности, практически не обрастают внутри. Пропускная способность их не уменьшается, следовательно, не снижается производительность водозабора или канализационного выпуска [25].

Трубопроводы должны быть заглублены ниже возможного размыва дна не менее чем на 1,5 м до верха футеровки. При размываемых грунтах, когда створ трубопровода расположен в верхнем или нижнем течении реки, где возможны значительные размывы, предусматривают укрепление дна и берегов. Если дно реки имеет сложное строение (встречаются отдельные линзы ила, торфа в песках или глинистых грунтах либо скопления ила, торфа на поверхности дна), слабые грунты удаляют, а образовавшиеся выемки заполняют до проектных отметок щебнем или гравием. При значительной толщине слабых грунтов трубопроводы укладывают на сваи. Для дна, сложенного из скальных пород, глубину заложения трубопровода принимают 0,5 м от отметки поверхности дна до верха футеровки.

В ряде случаев трубопроводы допускается укладывать на меньшую глубину, а то и по поверхности дна. При этом принимают конструктивные мероприятия по защите их от воздействия течений и наносов. К таким мероприятиям относятся пригрузка траншей крупным камнем или железобетонными плитами, а при поверхностной прокладке — засыпка трубопровода каменной наброской или обетонирование. Устойчивость трубопровода может быть обеспечена креплением его к дну водоема металлическими анкерами или балластировкой отдельными блоками из тяжелого бетона или чугуна, а также сплошным покрытием его поверхности железобетонной оболочкой.

В пределах зоны критических глубин, где волновое воздействие на дно достигает максимума, трубопровод заглубляют ниже

границы возможного размыва с защитой верха траншеи и участков дна вдоль трубопровода наброской из камня или железобетонными плитами. В зоне критических глубин и на прибойных участках трубопровод рекомендуется заглублять ниже отметки возможного размыва дна не менее чем на 1 м до верха футеровки [17], а в пределах берегового участка — на 2...3 м. В любом случае в береговой зоне трубопровод должен располагаться ниже глубины промерзания.

При применении балластировки размещение грузов на трубопроводе должно соответствовать волновой нагрузке. За пределами кри-

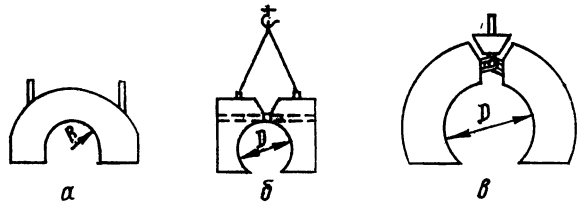


Рис. 36. Балластные грузы:
а — полумуфты, не прикрепляемые к трубопроводу; *б* — разъемные парные полумуфты; *в* — шарнирные грузы.

тических глубин (в сторону моря) грузы могут быть расположены с большим интервалом либо совсем отсутствовать, что определяется расчетом. В противоположном направлении расстояние между балластными грузами уменьшают.

При большой толщине ила, слагающего дно водоема, прокладка трубопровода осложняется из-за его малой несущей способности. В таком случае и речные и морские трубопроводы устанавливают на сваях. Возможна укладка трубопровода на песчаную подушку, отсыпаемую на поверхности ила. Такую подушку после отсыпки выдерживают без нагрузки несколько месяцев. Чтобы компенсировать возможные деформации основания, на трубах предусматривают шарнирные стыки. Недостатком этого способа является потребность в большом количестве песка и опасность размыва основания в прибойной зоне.

При невозможности устройства свайного основания под трубы и отсутствии песка для отсыпки подушки можно использовать опыт прокладки дюкера с применением понтонов [16] Чтобы уменьшить массу труб, доведя нагрузку на ил до минимума, к трубопроводу с обеих сторон парами прикрепляли жесткие понтоны из отрезков труб. Грузоподъемность одной пары понтонов составляла 2...3 т. Интервал между ними находился в пределах 10...25 м. Для предотвращения сдвига трубопровода, особенно на прибрежных участках, его крепили к неподвижным опорам (сваям).

Из технико-экономического сравнения вариантов прокладки подводных трубопроводов при илистом сложении дна получены результаты, показывающие, что при использовании понтонов расход стали намного выше, чем при других вариантах [16]. В эксплуатационном отношении преимущество полностью на стороне свайного основания. Вариант с песчаной подушкой может быть рекомендован только при наличии дешевого крупнозернистого песка.

Для балластировки трубопроводов применяются балластные грузы трех типов (рис. 36): полумуфты, устанавливаемые на трубопровод без крепления к нему; разъемные парные полумуфты, прикрепляемые к трубопроводу при помощи стяжных болтов; шарнирные грузы. Неприкрепляемые полумуфты рекомендуются при укладке трубопровода на заболоченных участках, где исключается его смещение. В остальных случаях предпочтение отдается двум другим типам, однако следует иметь в виду, что парные полумуфты сложны при монтаже под водой. Шарнирные балластные грузы не имеют недостатков парных полумуфт, их монтаж почти полностью исключает труд водолазов.

Сплошное балластное покрытие устраивают из бетона с конструктивным армированием. В качестве утяжеляющей добавки используют сульфат бария с удельным весом 43 кН/м^3. Смесь цемента с тяжелым шпатом в соотношении 1 : 4 по объему образует бетон с удельным весом более 30 кН/м^3. Сплошная балластировка одновременно усиливает антикоррозионную защиту трубопровода.

Ответственным мероприятием, обеспечивающим защиту подводного трубопровода от разрушения, является укрепление берегов в зоне его укладки от размыва. Протяженность и конструкцию берегоукрепления определяют на основании многолетних наблюдений и гидрологических изысканий.

КОНСТРУИРОВАНИЕ РЫБОЗАЩИТНЫХ УСТРОЙСТВ И ШЛАМОНАКОПИТЕЛЕЙ

Рыбозащитные устройства. В большинстве случаев забор воды осуществляется из рыбохозяйственных водоемов, неотъемлемой частью которых являются рыбозащитные устройства. По существующему законодательству, ни один проект водоснабжения не может быть утвержден без согласования с рыбоохранными органами. Проектные решения принимаются на основании ихтиологической записки, включающей такие разделы, как видовой, размерный состав и количество защищаемой рыбы; период ската и миграции рыб; их вертикальное и горизонтальное распределение в водоеме; сезонное и суточное изменение распределения рыб; адаптивная изменчивость распределения рыб.

Государственным научно-исследовательским институтом озерного и речного рыбного хозяйства (ГосНИОРХ) изучены закономерности поведения рыбы и причины попадания ее в водозаборные сооружения. По данным этого института, повышенные скорости потока в районе водозабора дезориентируют рыбу и она направляется к водоприемным окнам. Особенно такая дезориентация свойственна молоди рыбы.

В зависимости от способов защиты рыбы рыбозащитные устройства подразделяются на механические, гидравлические и физиологические.

К механическим рыбозащитным устройствам относятся металлические сетки (плоские, барабанные, конусные и др.), а также фильтры из различных материалов. Сетчатые заградители устраивают при легких природных условиях забора воды и в водоемах, где молодь рыбы проходит первые стадии развития. ГосНИОРХ рекомендует принимать гладкие сверленные или штампованные сетки с раз-

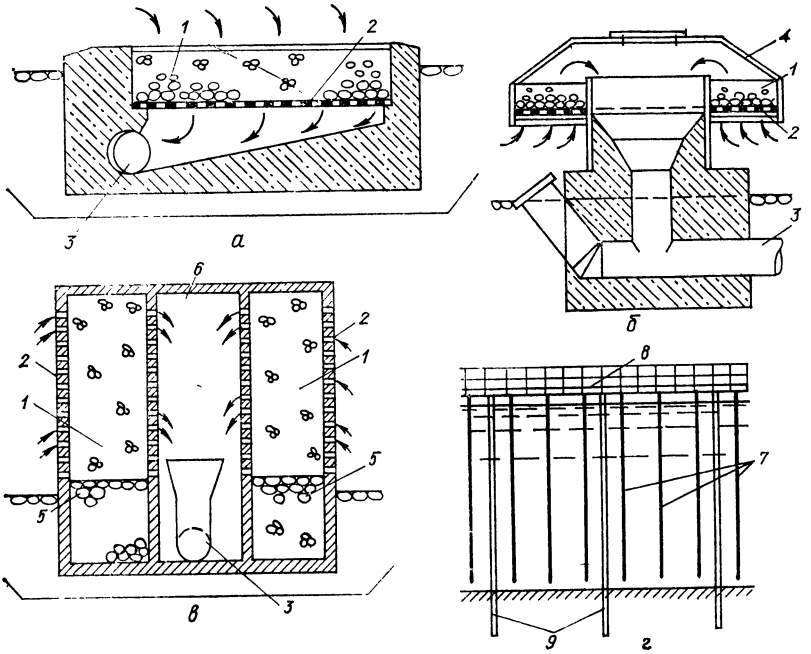


Рис. 37. Рыбозащитные устройства:

а, б, в — фильтрующие; *г* — физиологическое; *1* — фильтрующая засыпка; *2* — решетка; *3* — самотечная труба; *4* — верхняя часть оголовка; *5* — загрузка камнем; *6* — галерея; *7* — электроды; *8* — мостик; *9* — сваи

мерами отверстий, зависящими от размеров рыб. Минимальный диаметр отверстий — 2 мм при длине рыб до 10 мм, максимальный — 10 мм при длине рыб до 90 мм. Площадь сетчатых заградителей устанавливают из условия обеспечения скорости движения воды через отверстия, равной половине сносящей скорости для защищаемых рыб. Рыбозаградители фильтрующего типа (рис. 37, *а*, *б*, *в*), в зависимости от направления движения воды к фильтру, могут быть горизонтальные с поступлением воды сверху вниз, горизонтальные с поступлением воды снизу верх и вертикальные с поступлением воды с боков (наиболее распространенные). Одним из главных условий надежной и бесперебойной работы механических фильтров является обеспечение их промывающими устройствами.

К гидравлическим рыбозащитным устройствам относятся жалюзийные заграждения, всевозможные струенаправляющие системы, запани и т. п. Такие устройства обеспечивают в районе водозабора

определенные гидравлические условия, способствующие отклонению рыб от водозаборных сооружений.

К физиологическим заградителям относятся устройства, влияющие на физиологию рыб при помощи электрического поля, прерывистого звука или завесы из пузырьков воздуха. В Советском Союзе нашел применение электрический способ защиты, разработанный в ГосНИОРХ. В таких заградителях в качестве электродов применяют стальные трубы, пластины, стержни и тросы. Расстояние между электродами определяется расчетом и может изменяться от 0,5 до 3 м. На электрод подается импульсный ток частотой 4...8 импульсов в секунду при продолжительности импульса 0,02...0,06 с. Систему электродов устанавливают в районе водозабора на плаву или подвешивают к мостику, поддерживаемому сваями (рис. 37, *г*).

В настоящее время проблема защиты рыбы еще не полностью решена. Отсутствует специальная нормативная и техническая литература с рекомендациями по расчету и конструированию рыбозащитных устройств.

Шламонакопители. Одной из разновидностей специальных гидротехнических сооружений являются шламонакопители, представляющие собой открытые емкости, образованные на естественном рельефе с впадинами, крутыми склонами, оврагами или искусственными выемками. Шламонакопители предназначаются для сбора и хранения жидких отходов — шлама.

В зависимости от способа устройства шламонакопители бывают трех типов: плотинные, в которых ограждение возводится сразу на

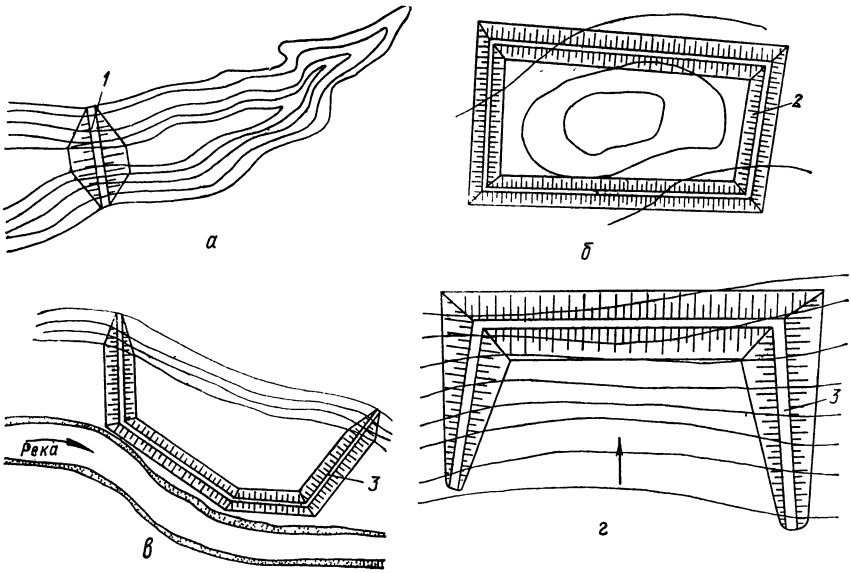


Рис. 38. Шламонакопители:

а — овражный; *б* — равнинный; *в* — пойменный; *г* — косогорный; *1* — плотина; *2* — обвалование; *3* — дамба.

всю высоту; плотинные, в которых ограждение возводится в несколько очередей — сначала одна дамба, затем, по мере накопления шлама, ее наращивание; бесплотинные.

Для размещения шламонакопителей должны использоваться бросовые земли, не пригодные для сельского хозяйства. В зависимости от рельефа местности различают следующие типы шламонакопителей: овражно-равнинные, устраиваемые на равнине, пересеченной оврагами (равнинные участки перегорожены обвалованием, овраги — дамбами); овражные, образованные в больших оврагах или балках, перегороженных плотиной (рис. 38, *а*); равнинные, устраиваемые на равнине с обвалованием по всему периметру (рис. 38, *б*); пойменные, располагаемые в поймах рек с обвалованием с трех сторон (рис. 38, *в*); косогорные, устраиваемые на косогорах с ограждением дамбами с трех сторон и косогором — с четвертой (рис. 38, *г*); котлованные, располагаемые в котлованах, старых карьерах или разрезах без возведения дамб или с обвалованием небольшой высоты.

29. Классы капитальности шламонакопителей [28]

Класс капитальности	Вместимость шламонакопителя, млн. м³	Выход шлама, тыс. т/сут	Высота ограждения, м	Степень ответственности сооружения и последствия аварии
I	>100	>10	>50	Особо ответственные; аварии сопряжены с катастрофическими последствиями и отравлением водоемов питьевого назначения
II	>100	>10	>50	Особо ответственные; аварии не сопряжены с катастрофическими последствиями для населенных пунктов и предприятий, а также с загрязнением водоемов, имеющих народнохозяйственное значение
III	10...100	5...10	20...50	Малоответственные; аварии не могут вызвать серьезных последствий для населенных пунктов и предприятий; затопляемая местность не имеет народнохозяйственного значения
IV	<10	1...5	<20	Малоответственные; аварии вызывают затопление земель и водоемов, не пригодных к использованию
V	<10	<1	<10	Временные сооружения; при авариях затоплению подвергаются не пригодные к использованию земли и водоемы

В зависимости от степени ответственности и последствий аварий, вместимости и условий эксплуатации определяют класс капитальности шламонакопителей (табл. 29).

Плотины, дамбы и обвалования проектируют в соответствии с требованиями СНиП 2.06.05-84 «Плотины из грунтовых материалов». При расположении шламонакопителей на болотистой мест-

ности руководствуются указаниями Рекомендаций [28], а на подрабатываемой территории — Инструкции [11].

Конструктивные решения и компоновку шлаконакопителей выбирают на основании технико-экономических показателей, разработанных с учетом природных условий района и места возведения, топографических, гидрологических и других факторов окружающей среды, наличия местных материалов, надежности и долговечности сооружений, требований охраны окружающей среды.

В связи с повышенными требованиями защиты водных ресурсов от загрязнения, необходимым элементом шлаконакопителей являются малофильтрующие или нефильтрующие экраны. Тип экрана принимают в зависимости от химического состава стоков, потерь жидкости, режима работы предприятия, геологических и гидрологических условий площадки строительства, а также с учетом технико-экономических показателей (СНиП 2.06.05-84). Харьковским институтом Водоканалпроект разработана серия Т-22354 «Узлы и детали противофильтрационных устройств шламохранилищ», в которой приведены необходимые сведения по проектированию экранов. В ряде случаев для экранов рекомендуется применение полиэтиленовой пленки. В СН 551-82 приведены условия применения таких экранов и их конструктивные решения.

В процессе эксплуатации в шламонакопителях накапливаются значительные объемы осветленной воды, которую целесообразно использовать для оборотного водоснабжения и для других целей. Для отвода осветленной воды из шламонакопителей устраивают шахты или башенные водосбросы с донными водоотводящими галереями проходного или непроходного сечения. Надежную работу оборотного водоснабжения обеспечивают иногда дублированием водоотводящих сооружений. В зависимости от местных природных и эксплуатационных условий могут применяться и другие решения по отводу осветленной воды, в частности, устройство двухсекционных шламонакопителей, где в одном из отсеков, помимо складирования, происходит вторичное отстаивание шлама. Из первого отсека во второй, в котором располагается водозабор, постоянно сбрасывают частично осветленную воду.

УКРЕПЛЕНИЕ БЕРЕГОВ

Для защиты береговых водозаборных сооружений от подмыва течениями и волновыми воздействиями, сохранения благоприятных форм русла и берегов, обеспечения транзитного движения наносов, шуголедовых масс и мусора, а также соблюдения необходимой глубины воды у водозабора предусматривают укрепление берегов по обе стороны защищаемого сооружения. Границы берегоукрепления назначают на основании изучения процессов формирования русла, берегов и их размываемости, а также регуляционных работ, производимых на соседних участках. Минимальную длину укрепления по обе стороны водозабора принимают в пределах 50...100 м.

Разрушение берегов обычно начинается с верховой по течению

стороны, поэтому для предотвращения такого процесса укрепление с этой стороны врезают в берег шпорой на достаточную глубину. Береговому укреплению придают плавные очертания в плане без выступов и резких переломов, особенно в местах сопряжения с неукрепленными участками берега.

Особое внимание уделяют прогнозированию размыва берегов у водозабора из источников со значительными колебаниями уровней.

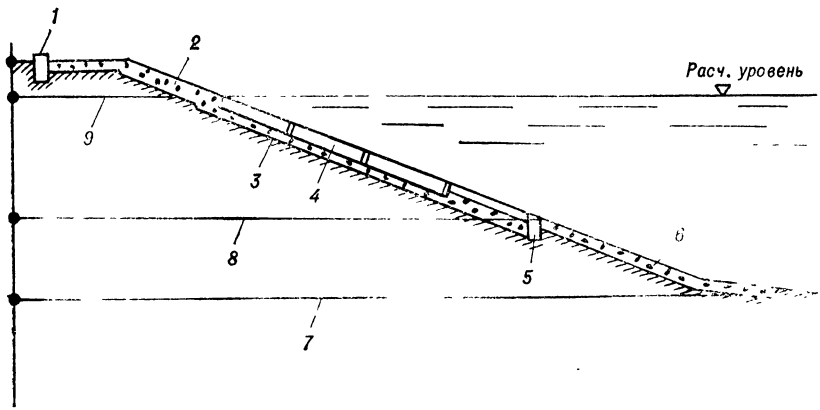


Рис. 39. Берегоукрепление:

1 — зуб из бетонных камней; *2* — верхнее крепление; *3* — фильтровая подготовка; *4* — основное крепление; *5* — упорный пояс; *6* — нижнее крепление; *7* — нижняя граница облегченного крепления; *8*, *9* — соответственно нижняя и верхняя границы основного крепления.

Одной из причин выхода из строя водозаборных сооружений могут быть оползни береговых склонов. Поэтому при выборе участка под строительство водозабора необходимо иметь сведения о возможных подвижках грунтовых масс и при необходимости принимать меры по их предупреждению.

На берегоукрепление оказывают воздействие колебания уровней воды, течения, ветровые и судовые волны, ледовые явления и движения наносов, переформирование русла и берегов (особенно сильное на крупных водохранилищах), снижение прочностных свойств глинистых грунтов с образованием ползучести, режим подземных вод в бортах водоема. При проектировании берегоукрепления необходимо обеспечивать надежную защиту берега от разрушения, учитывать экономичность строительства, широко использовать местные, новые синтетические материалы и железобетонные типовые элементы, внедрять прогрессивные методы производства работ.

Верхняя граница берегоукрепления определяется максимальным расчетным уровнем воды: для площадки водозаборного сооружения — по его классу капитальности, за пределами площадки — на класс ниже. Верхнюю границу укрепления берегов морей и водохранилищ принимают по высоте наката волн 50 %-ной обеспеченности при высоте волн в системе 1 %-ной обеспеченности.

Элементы волн определяют для румбов, составляющих не менее 30° с линией уреза воды. При расчете учитывают волны трех направлений, которые оказывают максимальное силовое воздействие. Нагрузку и воздействия от волн на откосы берегоукрепления определяют в соответствии с указаниями СНиП 2.06.04-82.

При конструировании берегоукрепления откос разграничивают относительно расчетного уровня на следующие участки: нижний и верхний — облегченное крепление; промежуточный — основное крепление (рис. 39). Нижняя граница облегченного крепления нижнего участка располагается на глубине, где донные скорости не превышают неразмывающих для грунтов дна. Верхняя граница этого участка крепления определяется из условия защиты откоса от максимальных волновых воздействий на глубине $d = (1{,}5...2{,}0) \times h_{1\%}$, где h — высота волны. Верхняя граница основного крепления располагается выше расчетного уровня воды на 0,5 м.

Так как интенсивность волнового воздействия на откосы берегоукрепления неодинакова по высоте, для снижения стоимости его устройства рекомендуется в различных по высоте зонах устраивать укрепления различной капитальности.

Одной из основных причин деформации и разрушений берегоукрепления является подмыв его основания течениями, поэтому сопряжение укрепления с основанием должно быть надежно закреплено и защищено от размывов в подводной части упорными поясами, а в надводной — зубом, заглубленным в грунт на 0,5...1,0 м. Конструкции упорного пояса и зуба берегоукрепления должны быть грунтонепроницаемы и не допускать выноса грунта течениями, волновыми воздействиями и грунтовыми водами. Для этого в конструкции берегоукрепления предусматривают дренирующую систему, обеспечивающую прямую гидравлическую связь с водоемом. Берегоукрепление должно быть устойчивым против воздействия ледовых нагрузок.

При большой амплитуде колебаний уровней воды берегоукрепление разбивают на две террасы — верхнюю и нижнюю, которые размещают с учетом отметок выклинивания подземных вод. Отметку верхней террасы назначают на уровне паводка 10 %-ной обеспеченности с учетом высоты волны от воздействия ветра 50 %-ной обеспеченности.

Конструкция берегоукрепления состоит из фильтровой подготовки, собственно покрытия и упоров. Подготовку укладывают по спланированному срезкой основанию. Глинистые и мелкозернистые грунты защищают песчаной пригрузкой, пучинистые грунты дренируют и защищают от промерзания слоем непучинистого. Фильтровую подготовку устраивают по типу обратного фильтра. Она может быть выполнена из одного слоя разноразмерного песчано-гравийного грунта или из двух-трех слоев различного по крупности материала.

Покрытие берегоукрепления бывает следующих типов: монолитные железобетонные плиты; сборные железобетонные плиты с открытыми или закрытыми швами; гибкое (тюфячного типа) — сбор-

ные железобетонные плиты с открытыми швами, закрепленные за сваи или за верхнюю часть крепления; решетчатые железобетонные плиты с заполнением ячеек камнем или (для малых водоемов) растительной землей с посевом трав (облегченное); каменная наброска.

Каменную наброску выполняют из рваного камня плотных нетрещиноватых морозо- и водостойких пород. Этот тип крепления может быть выполнен из несортированного камня горной массы, в которой камни массой более расчетной составляют не менее 50 % всего объема (коэффициент неоднородности $k_{60} = d_{60}/d_{10} = 3...15$). При устройстве наброски из сортированного камня объем неполноразмерного камня должен составлять не более 25 % общего объема.

Размеры карт из сборных омоноличенных плит следует принимать в пределах 20...30 м. Размеры швов между плитами или картами должны быть минимальными, соответствующими гранулометрическому составу фильтра. Горизонтальные швы должны располагаться вне зоны максимальных волновых воздействий, вертикальные — вразбежку. Плиты размерами до 8 × 8 м следует укладывать на сплошную фильтровую подготовку, а больших размеров — на ленточные фильтры шириной 0,6...1,0 м, располагаемые под швами.

Плиты покрытия рассчитывают на прочность и трещиностойкость от воздействия на них волновой нагрузки и вырывающего воздействия примерзшего к плите льда при толщине ледяного покрова не менее 0,5 м.

Упоры в основании берегоукрепления выполняют из железобетонных массивов, размеры которых определяют из условия удержания покрытия от сползания. При этом должно учитываться взвешивающее действие волн на покрытие.

Верхнее облегченное покрытие выполняют из слоя гравия или щебня толщиной 0,3 м или из дерна и травяных ковров.

Глава 4. ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

МАТЕРИАЛЫ

Материалы, применяемые для подземных сооружений глубокого заложения, аналогичны применяемым для емкостных сооружений (см. гл. 2), за исключением бетона монолитных стен сооружений, возводимых способом «стена в грунте». Бетон должен отвечать требованиям, предъявляемым к гидротехническому бетону, укладываемому методом вертикально перемещающейся трубы, в соответствии с ГОСТ 26633—85. В связи с этим рассмотрим только материалы, из которых приготовляются тиксотропные (глинистые) растворы, используемые для уменьшения трения стен о грунт при погружении опускных колодцев, а также для удержания в верти-

кальном положении стен траншей при возведении сооружений способом «стена в грунте».

Тиксотропный раствор способен в спокойном состоянии с течением времени превращаться в гель (загустевать), а при механическом воздействии — снова возвращаться в жидкое состояние. Раствор приготовляют из бентонитовых глин или из местных глин с добавками, повышающими их тиксотропные свойства. Для приготовления высококачественных растворов наиболее применимы бентонитовые глины.

Характеристика глины, применяемой для приготовления тиксотропного раствора [35]

Плотность, кг/м³	2700...2750
Число пластичности	⩾0,2
Гранулометрический состав, %:	
песчаные частицы размером 1...0,05 мм	10
глинистые частицы размером 1...0,005 мм	30
то же, менее 0,001 мм	10
Набухание, %	15
Влажность грунта на пределе раскатывания, %	25

Массу глины, необходимой для получения 1 м³ глинистого раствора заданной плотности, ориентировочно можно рассчитать по формуле [35]

$$P = \rho_г (\rho_р - \rho_в)/(\rho_г - \rho_в)(1 - W),$$

где $\rho_г$, $\rho_р$, $\rho_в$ — плотность, кг/м³, соответственно глины, глинистого раствора и воды; W — влажность глины, доли единицы.

Для уменьшения плотности в глинистый раствор добавляют воду, объем которой

$$\Delta V = V(\rho_{р1} - \rho_{р2})/(\rho_{р2} - \rho_в),$$

где V — объем имеющегося глинистого раствора, м³; $\rho_{р1}$ и $\rho_{р2}$ — плотность имеющегося и нового глинистого раствора, кг/м³.

Свойства глинистого раствора, необходимые для производства работ в тех или иных гидравлических условиях, определяются из расчета сохранения устойчивости стенок траншеи.

В связи с высокой стоимостью и ограниченностью месторождений бентонитовых глин применяют местные глины. Для придания им необходимых свойств производят механическую или химическую обработку. К механическим способам улучшения местных глин относятся длительное перемешивание раствора, перекачивание его через специальные диспергаторы, вибропомол и добавление небольшого объема бентонитовых глин; к химическим — обработка раствором химических реагентов. Дозу и вид применяемого реагента определяют для каждого типа местной глины индивидуально. В качестве химического реагента применяют кальцинированную соду в виде 20 %-ного водного раствора, расход которого составляет 0,5...1,0 объема глинистого раствора. Кроме соды, используют едкий натр, фосфат натрия, карбоксиметилцеллюлозу и др. Предпочтительнее применять натриевые глины ввиду их большей ра-

створимости в воде и возможности получения тиксотропного раствора с хорошими показателями.

Вода для приготовления тиксотропных растворов не должна содержать солей и других химических примесей, вызывающих коагуляцию глинистых частиц. Рекомендуется использовать пресную воду общей жесткостью 12...15 мг·экв/л, определяемой содержанием солей кальция и магния.

Подбор и приготовление тиксотропных растворов необходимо осуществлять в соответствии с указаниями [30, 32, 35].

НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Опускные колодцы и стены, устраиваемые способом «стена в грунте», рассчитывают для двух периодов: строительного и эксплуатационного. Нормативные нагрузки и их сочетания определяют согласно СНиП 2.01.07-85, а значения коэффициентов надежности по нагрузкам и воздействиям (табл. 30) принимают из руководств по проектированию опускных колодцев и сооружений, возводимых способом «стена в грунте» [30, 32]. В соответствии с указанием Госстроя СССР (постановление № 41 от 19.03.81) при расчете сооружений учитывают степень их ответственности коэффициентом надежности по назначению γ_n: для сооружений I класса ответственности $\gamma_n = 1$, II — 0,95 и III — 0,9.

Нагрузки и воздействия на стены опускных колодцев. В строительный период, до устройства днища, на колодец оказывают воздействия следующие нагрузки (рис. 40, *а*, *в*):

вертикальные — собственный вес стен; усилия трения стен по грунту, возникающие при погружении массивных колодцев или ножа с уплотнителем при погружении колодца в тиксотропной рубашке; усилия под подошвой ножа;

горизонтальные — основное давление грунта на стены колодца; гидростатическое давление тиксотропного раствора на стены колодца; дополнительное давление грунта, вызываемое наклоном пластов, креном или навалом, а также нагрузками, расположенными на поверхности земли.

Нормативный собственный вес стен $G_c^н$ и днища $G_д^н$ определяют по проектным размерам рассматриваемых элементов (в начальной стадии расчета — по ориентировочным размерам).

В зависимости от характеристики грунтов, в которые погружается колодец, возникают усилия трения, препятствующие его погружению. Для массивных колодцев, погружаемых под воздействием собственного веса стен (рис. 40, *а*, *б*) нормативное усилие трения, кН,

$$T_c^н = f_{ср} U_н (H - 1{,}5), \qquad (59)$$

где $f_{ср}$ — среднее значение удельного нормативного сопротивления грунта по поверхности стен, кПа, определяемое по формуле

$$f_{ср} = (f_1 h_1 + f_2 h_2 + \cdots + f_n h_n)/(h_1 + h_2 + \cdots + h_n); \qquad (60)$$

30. Классификация нагрузок по продолжительности действия и коэффициенты надежности по нагрузкам γ_f [30, 32]

Нагрузки	Значения γ_f для периодов	
	строительного	эксплуатационного
Постоянные		
Вес строительных конструкций, включая вес тампонажа щели; горизонтальное основное давление грунта на колодец; дополнительное давление грунта, вызванное наклоном пластов; гидростатическое давление грунтовых вод	1,1 (0,9)	1,1 (0,9)
Усилие трения стен, ножа и тампонажа щели тиксотропной рубашки по грунту при всплытии колодца	1	1
Пригрузка сооружения анкерами в прилегающем грунте против всплытия	1	1
Кратковременные		
Гидростатическое давление глинистого раствора в зоне тиксотропной рубашки	1,2 (0,8)	—
Дополнительное горизонтальное давление на колодец, вызываемое нагрузками, расположенными на поверхности грунта, креном и навалом колодца	1	—
Усилия трения ножа по грунту при погружении колодца	1,1	—
Пригрузка колодца при погружении	1	—
Усилия сопротивления грунта под подошвой ножа при погружении колодца и сопротивления грунта под днищем	1	—
Временные длительные		
Дополнительное горизонтальное давление грунта на колодец, вызываемое длительными нагрузками, расположенными на поверхности грунта, и весом стационарного оборудования	1	1,2 (0,8)
Особые		
Давление грунта на колодец, вызванное деформацией земной поверхности при подработке территории	—	По СНиП II-8-78
Сейсмическое инерционное давление грунта	—	По СНиП II-7-81
Силы морозного пучения	—	По СНиП 2.02.01-83

Примечания: 1. Значения коэффициентов, указанные в скобках, следует принимать при проверке сооружений на всплытие, устойчивости положения против опрокидывания, а также в других случаях, когда ухудшаются условия работы конструкции.— 2. При расчете сооружений и их оснований по деформациям коэффициенты надежности по нагрузкам следует принимать равными единице.

f_1, f_2, ..., f_n — нормативное удельное сопротивление отдельных слоев грунта, кПа; h_1, h_2, ..., h_n — толщина слоев грунта, м; $U_н$ — наружный периметр колодца, м; H — глубина погружения колодца, м.

Для колодцев погружаемых в тиксотропной рубашке (рис. 40, *в*, *г*), нормативные усилия трения ножа $T_н^н$, кН, и уплотнителя по грунту $T_у^н$, кН, определяют из выражений

$$T_н^н = U_н f_н^н h_н; \quad T_у^н = U_н f_у^н h_у, \tag{61}$$

где $h_н$ и $h_у$ — соответственно высота ножа и уплотнителя, м.

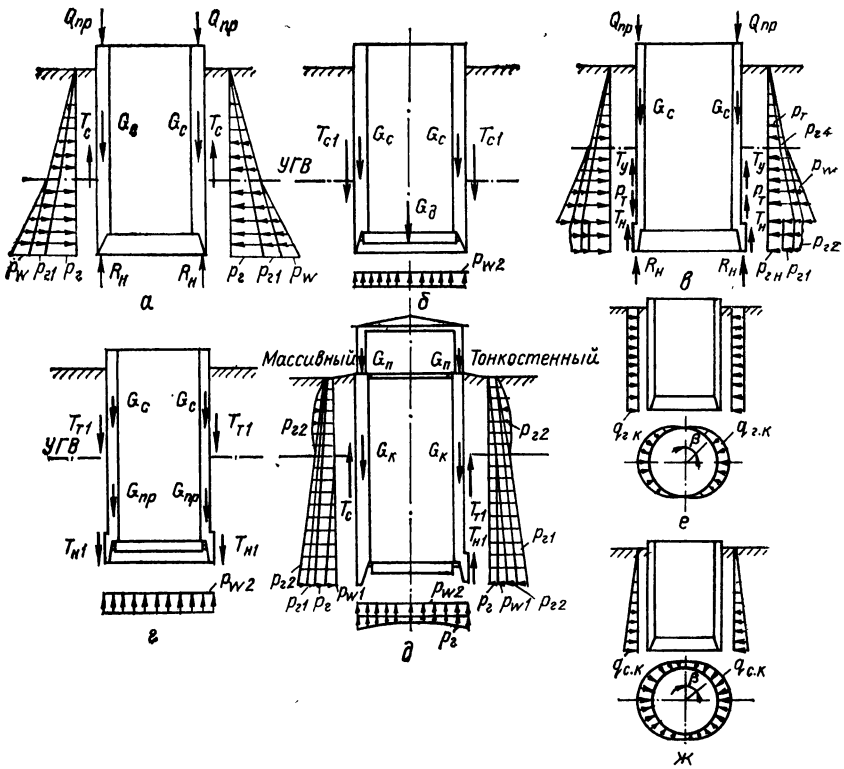


Рис. 40. Схемы загружения опускных вколодцев:

а, *б* — массивных, соответственно до и после устройства днища; *в*, *г* — погружаемых в тиксотропной рубашке, соответственно до и после устройства днища; *д* — в условиях эксплуатации; *е* — вызванное деформацией земной поверхности; *ж* — при сейсмическом воздействии.

Нормативное удельное сопротивление грунта по боковой поверхности определяют по опытным данным. Для предварительных расчетов можно воспользоваться данными табл. 31.

Нормативное удельное сопротивление грунта по боковой поверхности уплотнителя $f_у^н$ принимают равным 20 кПа [9].

Усилие сопротивления грунта под подошвой ножа при погружении колодца, кН,

$$R_н = F_н R, \tag{62}$$

где $F_н$ — площадь ножа, м²; R — расчетное сопротивление грунта основания, определяемое по СНиП 2.02.01-83.

Одной из основных нагрузок, как и для любого подземного сооружения, является горизонтальное давление грунта (см. рис. 40, *а*). Его нормативное значение

$$p_г^н = k_0 \gamma^н H_x, \tag{63}$$

где k_0 — коэффициент бокового давления грунта, который для предварительных расчетов можно принимать равным: для крупнообломочных грунтов — 0,3, для песков и супесей — 0,4, для суглинков — 0,5, для глин — 0,7; $\gamma^н$ — нормативный удельный вес грунта, кН/м³, в состоянии естественной влажности; H_x — расстояние от поверхности грунта до рассматриваемого сечения колодца, м.

31. Нормативное удельное сопротивление грунта $f^н$, кПа, на боковой поверхности погружаемого колодца [9]

Глубина погружения, м	Пески средней плотности			Глинистые грунты при показателе текучести I_L		
	крупные и средней крупности	мелкие	пылеватые	до 0,25	0,25...0,75	0,75..,1
5	26	17	10	20	18	6
10	35	28	23	30	24	10
15	39	34	29	36	30	12
20	48	44	34	43	36	17
25	56	51	39	51	40	20
30	62	58	45	59	45	22
35	71	60	50	68	49	25

Примечание. Для промежуточных значений глубины погружения колодца сопротивление $f^н$ определяют интерполяцией.

Нормативное гидростатическое давление тиксотропного раствора (см. рис. 40, *в*)

$$p_т^н = \gamma_т^н H_{тх}, \tag{64}$$

где $\gamma_т^н$ — нормативный удельный вес тиксотропного раствора, принимаемый по лабораторным данным в пределах 10,5...11,5 кН/м³; $H_{тх}$ — расстояние от верха тиксотропного раствора до рассматриваемого сечения, м.

При определении основного горизонтального давления на нож колодца-оболочки $P_{г.н}^н$ эпюру давления принимают прямоугольной и определяют для глубины от поверхности грунта до середины высоты ножевой части по формуле

$$p_{г.н}^н = k_0 \gamma^н (H - 0{,}5 h_н). \tag{65}$$

Дополнительное горизонтальное давление, кПа, вызываемое наклоном пластов грунта,

$$p_{г1}^н = \alpha p_г^н, \tag{66}$$

где α — коэффициент, зависящий от угла наклона пластов грунта ψ:

ψ	8°	10°	15°	20°	25°
α	0,02	0,06	0,13	0,25	0,37

Дополнительное давление $P^{н}_{г1}$ учитывают в случаях, когда в геологическом отношении площадка состоит из обводненных песчаных грунтов, супесей или суглинков, которые подстилаются скальными и крупнообломочными грунтами или полутвердыми и твердыми глинами с наклонной поверхностью.

Нормативное дополнительное горизонтальное давление грунта на стены, вызываемое нагрузками, расположенными на поверхности грунта $P^{н}_{г2}$, креном $P^{н}_{г3}$ и навалом колодца в зоне тиксотропной рубашки $P^{н}_{г4}$, кПа, определяется по формулам

$$p^{н}_{г2} = k_0 q^{н}_{п}; \quad p^{н}_{г3} = 0{,}12 h_{н} E / D_{н} \sqrt{H_{т}}; \quad p^{н}_{г4} = 0{,}15 p^{н}_{т}, \qquad (67)$$

где $q^{н}_{п}$ — поверхностная равномерно распределенная нагрузка или сосредоточенная эквивалентная ей, кПа; E — модуль деформации грунта на глубине погружения колодца, кПа; $D_{н}$ — наружный диаметр колодца в зоне ножа, м; $H_{т}$ — высота тиксотропной рубашки, м; $p^{н}_{т}$ — нормативное гидростатическое давление, кПа, действующее в зоне тиксотропной рубашки.

Дополнительное давление грунта, вызываемое креном или навалом колодца, неравномерно нагружает колодец с одной стороны, вызывая одновременно симметричный отпор с другой. При расчетах его принимают изменяющимся по синусоиде: $p_{г1}\sin\beta$; $p_{г3}\sin\beta$; $p_{г4}\sin\beta$, где β — полярный угол.

При устройстве вблизи колодца котлована или расположении соседнего сооружения на откосе (в пределах призмы обрушения) горизонтальное давление грунта на колодец определяют с учетом выемки или веса сооружения.

В случае погружения колодцев с помощью вибраторов горизонтальное давление грунта на стены увеличивают в зависимости от вида грунта, его влажности, плотности и других факторов. Так, при погружении в песчаные грунты давление рекомендуется увеличивать на 20...40 %, а в глинистые — на 20...25 %.

При определении горизонтального давления грунта учитывают влияние грунтовых вод. Для грунтов, расположенных выше уровня грунтовых вод, в расчет принимают характеристики грунта, соответствующие прогнозируемой влажности. Для грунтов, расположенных ниже уровня грунтовых вод, горизонтальное давление на стены является суммой гидростатического давления и давления взвешенного грунта с удельным весом γ_{sb}, кН/м³, определяемым по формуле

$$\gamma^{н}_{sb} = (\gamma^{н}_{s} - \gamma^{н}_{w})/(1 - e), \qquad (68)$$

где $\gamma^{н}_{s}$ и $\gamma^{н}_{w}$ — нормативный удельный вес соответственно частиц грунта и воды, кН/м³; e — коэффициент пористости.

Кратковременные нагрузки и воздействия, возникающие в период строительства, следует снижать на 20 % [9].

При расчете колодцев на сочетание возникающих при погружении нагрузок от дополнительного горизонтального давления на нож колодца должно быть соблюдено условие

$$p^{н}_{г1} + p^{н}_{г2} + p^{н}_{г3} \geqslant 0{,}25p^{н}_{г}. \qquad (69)$$

После устройства днища и томпонажа щели тиксотропной рубашки водопонижение грунтовых вод прекращают. В этот период на колодец будут действовать следующие нагрузки (рис. 40, *б*, *г*):

вертикальные — выталкивающая гидростатическая сила; собственный вес стен и днища; вес тампонажа щели тиксотропной рубашки; вес пригрузки; усилия трения стен массивных колодцев по грунту или тампонажа щели и ножа по грунту для колодцев-оболочек, возникающих при всплытии колодца;

горизонтальные — давление грунта (основное и дополнительное); гидростатическое давление.

Выталкивающая гидростатическая (подъемная) сила, кН,

$$p_{w2} = H_w F \gamma_w, \qquad (70)$$

где H_w — высота слоя воды от максимального для периода строительства уровня грунтовых вод до низа плиты днища, м; F — площадь колодца, м^2; γ_w — удельный вес воды, кН/м^3.

Нормативное усилие трения стен массивных колодцев при всплывании, кН,

$$T^{н}_{с1} = \gamma_с U H f_{ср}, \qquad (71)$$

где $\gamma_с$ — коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,5; остальные обозначения приведены выше.

Нормативное усилие трения ножа колодца по грунту $T^{н}_{н1}$, кН, и нормативное усилие трения тампонажа щели тиксотропной рубашки по грунту $T^{н}_{т1}$, кН, возникающие при всплывании, определяются по формулам

$$T^{н}_{н1} = \gamma_с U h_н f^{н}_{н}; \quad T^{н}_{т1} = \gamma_с U H_т f_т, \qquad (72)$$

где $f_т$ — нормативное удельное сопротивление грунта по боковой поверхности тампонажа щели при всплывании (принимается равным 40 кПа при тампонаже цементно-песчаным раствором).

Нормативное горизонтальное гидростатическое давление грунтовых вод на стены колодца, кПа,

$$p^{н}_{wс} = \gamma_w H_i,$$

где H_i — высота слоя воды до рассматриваемого сечения колодца, м.

В эксплуатационный период возникают нагрузки (рис. 40, *д*), которые определяют аналогично нагрузкам, возникающим в процессе строительства. При этом в вес сооружения включают вес всех конструктивных элементов, расположенных над колодцем и внутри его (перегородки, перекрытия и т. п.).

Расчет колодца на сочетание нагрузок от дополнительного горизонтального давления грунта выполняют с соблюдением условия

$$p^{н}_{г1} + p^{н}_{г2} \geqslant 0{,}1p^{н}_{г}.$$

Гидростатическое давление грунтовых вод определяют с учетом их максимально возможного уровня.

Нормативное горизонтальное дополнительное давление на колодец, вызываемое вблизирасположенными сооружениями или стационарным оборудованием, рассчитывают, принимая вертикальные нагрузки от них приложенными на уровне подошвы их фундаментов.

Давление грунта на колодец, кПа, вызываемое деформацией земной поверхности при подработке территории (рис. 40, *е*)

$$q^{н}_{г.к} = \varepsilon E \sin \beta, \qquad (73)$$

где ε — прогнозируемые относительные горизонтальные деформации сжатия земной поверхности, принимаемые по СНиП II-8-78; E — модуль деформации грунта, кПа; β — полярный угол.

В этом случае давление грунта принимают симметричным и постоянным по высоте.

Сейсмическое воздействие вызывает увеличение давления грунта на стены колодца по направлениям этого воздействия. При этом с одной стороны колодца увеличивается активное давление, а с противоположной — пассивное, т. е. отпор грунта (рис. 40, *ж*). Расчетное сейсмическое инерционное давление несвязанного грунта, кПа, для круглого колодца

$$q_{с.к} = p_г (1 + 2k_с \operatorname{tg} \varphi \sin \beta), \qquad (74)$$

где $p_г = p^{н}_г \gamma_f$ — расчетное основное давление грунта, кПа; $p^{н}_г$ — нормативное основное давление грунта, определяемое по формуле (63); γ_f — коэффициент надежности по нагрузке; $k_с$ — коэффициент сейсмичности, принимаемый равным 0,025, 0,05 и 0,1 при сейсмичности соответственно 7, 8 и 9 баллов; φ — расчетный угол внутреннего трения грунта; β — полярный угол.

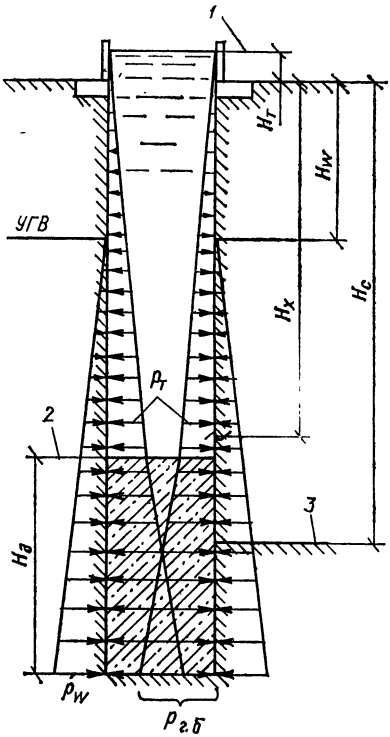
Нагрузки на сооружения, устраиваемые способом «стена в грунте». При строительстве сооружений устраивает стены (монолитные или сборные) в предварительно отрытых глубоких траншеях под защитой глинистого раствора, удерживающего стенки траншей от обрушения. После устройства стен (бетонирования или монтажа) пазухи между ними и грунтом тампонируют. Оказывая гидростатическое давление на грунт траншеи изнутри, глинистый раствор, кроме удерживания стенок, препятствует проникновению грунтовых вод, кольматируя окружающий грунт. При этом значительно снижается водопроницаемость грунта и стен сооружения.

Нормативные нагрузки следует определять в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85 [18], а также Руководства [32].

При расчете нагрузок на сооружения, погружаемые способом «стена в грунте», учитывают коэффициенты надежности по нагрузкам γ_f (дополнительно к табл. 30), которые в строительном и эксплуатационном периодах имеют следующие значения [32]: для бокового давления грунта при заполнении траншей бетоном, передаваемого грунтом на стены после затвердевания,—1,1 (0,9); для дополнительного неравномерного давления грунта на стены, вызы-

ваемого неоднородностью грунта в плане,—1; для нагрузок на перекрытиях и других кратковременных нагрузок — 1,1. Рассчитывая стены и их основания на нагрузки, возникающие на стадии возведения, кратковременные нагрузки следует уменьшать на 20 %.

Нормативный вес строительных конструкций $G_к$ следует определять по принятым размерам элементов и удельному весу железобетона.



Нормативное основное горизонтальное давление грунта $p_г$, дополнительное горизонтальное давление грунта, вызванное наклоном пластов $p_{г1}$ и поверхностной нагрузкой $p_{г2}$, а также гидростатическое давление на стены p_w и усилие трения стен по грунту, возникающее при всплывании сооружения T_c, определяются по формулам, применяемым для опускных колодцев.

Нормативное боковое давление, возникающее в грунте при заполнении траншеи бетоном монолитных стен и передаваемое грунтом на стены после его затвердевания (рис. 41), определяется по следующим формулам:

Рис. 41. Расчетная схема траншеи при устройстве стен способом «стена в грунте»: *1* — уровень тиксотропного раствора; *2* — уровень бетонной смеси; *3* — уровень верха водоупорного слоя.

при $H_x > H_д$

$$p^н_{г.б} = H_д(\gamma^н_б - \gamma^н_т) + \gamma^н_т(H_x - H_т) - \gamma^н_w(H_x - H_w)\,\eta;$$

при $H_x \leqslant H_д$

$$p^н_{г.б} = H_x\gamma^н_б - \gamma^н_w(H_x - H_w)\,\eta,$$

где H_x и $H_т$ — соответственно расстояние от поверхности грунта до уровня глинистого раствора и рассматриваемого сечения, м; $H_д$ — высота столба бетонной смеси, м; $\gamma^н_б$, $\gamma^н_т$, $\gamma^н_w$ — нормативный удельный вес соответственно бетона, глинистого раствора и воды, кН/м^3; η — коэффициент, равный 0 для сечений, расположенных выше уровня грунтовых вод или ниже поверхности водоупорного слоя, и 1 — для остальных сечений.

Для определения нормативного дополнительного неравномерного давления грунта на стены, вызываемого его неоднородностью в плане, служат выражения:

при $p_{г}^{н} > p_{г.б}^{н}$

$$p_{г.н} = 0{,}25 p_{г}^{н} \sin\beta;$$

при $p_{г.}^{н} < p_{г.б}^{н}$

$$p_{г.н}^{н} = 0{,}25 p_{г.б}^{н} \sin\beta,$$

где β — полярный угол.

Нагрузки и воздействия, возникающие в эксплуатационный период, определяются как и для строительного периода. При этом учитывают прогнозируемый максимальный уровень грунтовых вод.

Нормативное давление грунта на стены $q_{г.к}$, вызываемое деформацией земной поверхности при подработке территории, а также инерционное сейсмическое давление грунта на стены определяются по формулам (73) и (74), как для опускных колодцев.

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ

Для обеспечения надежной работы подземной части сооружение необходимо запроектировать так, чтобы ни одно из возможных предельных состояний не наступало в течение всего периода эксплуатации. Исходя из этого, подземную часть сооружения рассчитывают по следующим группам предельных состояний: 1 — устойчивость положения против всплытия; устойчивость положения против опрокидывания и сдвига; прочность конструктивных элементов сооружения и его основания; 2 — осадки; крен; неравномерные деформации основания сооружения; деформации конструктивных элементов.

При расчете опускных колодцев для периода строительства выполняют следующие проверки и расчеты:

по схеме колодца без днища — расчет погружения колодца и определение толщины стен массивных колодцев; расчет колодца перед погружением, когда он стоит на последних четырех подкладках; расчет стен колодца и ножа в процессе погружения;

по схеме колодца, погруженного до проектной отметки, с днищем и при прекращении водоотлива или водопонижения — проверку колодца на всплытие; расчет прочности днища; расчет прочности и устойчивости формы стен; проверку колодца на сдвиг по подошве и опрокидывание его при расположении на косогоре или при односторонней выемке грунта вблизи него.

В связи с тем что расчет колодцев во многом зависит от принятого способа погружения, рассмотрим отдельно колодцы массивные и погружаемые в тиксотропной рубашке.

Расчет массивных колодцев

Строительный период. Массивные колодцы, как правило, погружаются под воздействием собственного веса стен, толщину которых определяют из условия преодоления сил трения наружной

поверхности стен по грунту в процессе погружения до проектной отметки.

Расчет стен колодца. Необходимый вес стен G_c, кН, колодца, погружаемого с водопонижением грунтовых вод, можно определить из условия

$$\gamma_f G_c \geqslant \gamma_c T_c, \tag{75}$$

где γ_c — коэффициент надежности, принимаемый равным 1,15; T_c — сумма расчетных сил трения стен по грунту в процессе погружения, кН.

При наращивании стен колодца в процессе погружения проверку выполняют сначала для первого, затем последовательно для каждого наращиваемого яруса.

Вес стен колодца, погружаемого без водопонижения грунтовых вод, определяют из условия

$$G_c - G_w \geqslant \gamma_c T_c, \tag{76}$$

где G_w — расчетный вес воды, вытесненной стенами колодца, кН.

Если погружение под воздействием собственного веса требует большого увеличения толщины стен, применяют погружение с пригрузкой или при помощи вибраторов.

В случае применения вибраторов вес стен колодца можно определить из неравенства

$$G_c + G_в + Q_в \geqslant 2{,}2\gamma_c T_c,$$

где $G_в$ и $Q_в = 0{,}1019nM_э\omega_0^2$ — соответственно вес вибратора и динамическая нагрузка от него, кН; n — количество вибраторов; $M_э$ — момент эксцентриков вибратора, кН · м; ω_0^2 — угловая скорость, °/с^2.

При применении вибраторов учитывают увеличение горизонтальной нагрузки на стены.

Для предварительного определения толщины стен массивного колодца можно воспользоваться формулой

$$b \approx 1{,}15T_c/\gamma_б UH,$$

где $\gamma_б$ — удельный вес бетона, кН/м^3; U, H — соответственно периметр и высота колодца, м.

Перед погружением, когда колодец стоит на последних четырех подкладках, в вертикальной плоскости его стен под воздействием собственного веса возникают изгибающие моменты — опорные $M_{оп}$, пролетные $M_{пр}$ и крутящие $M_{кр}$ в пролетах между прокладками, кН·м (рис. 42, *а*), определяемые по формулам

$$M_{оп} = -0{,}125q_0R_к^2; \quad M_{пр} = 0{,}1103q_0R_к^2; \quad M_{кр} = 0{,}0297q_0R_к^2, \tag{77}$$

где q_0 — вес 1 м стены колодца, кН; $R_к$ — радиус оси стены колодца, м.

В процессе погружения колодца возможно защемление его верхней части грунтом. При этом колодец оказывается зависшим. При расчете стен колодца на разрыв высоту зависшей части ориентировочно принимают равной $0{,}65H$. Возникающие растягивающие усилия в этом случае должны полностью восприниматься вертикальной арматурой стен. Вертикальная сила, кН,

$$N_{\text{р}} = 0{,}65G_{\text{с}}\gamma_f. \qquad (78)$$

Расчетные горизонтальные усилия возникают в стенах от давления грунта, дополнительных давлений от наклона пластов и нагрузки, расположенной на поверхности, от гидростатического давления, направленного радиально периметру стен. В связи с тем что горизонтальное давление по высоте колодца существенно изменяется (рис. 42, *б*), усилия в стенах рекомендуется определять по зонам. Для этого колодец по высоте разбивают на поясы шириной 2...4 м в зависимости от общей его высоты. Кроме этого, при определении усилий необходимо учитывать неравномерность распределения обжатия колодца в плане под воздействием основного и дополнительных горизонтальных давлений. Такая неравномерность определяется уравнением

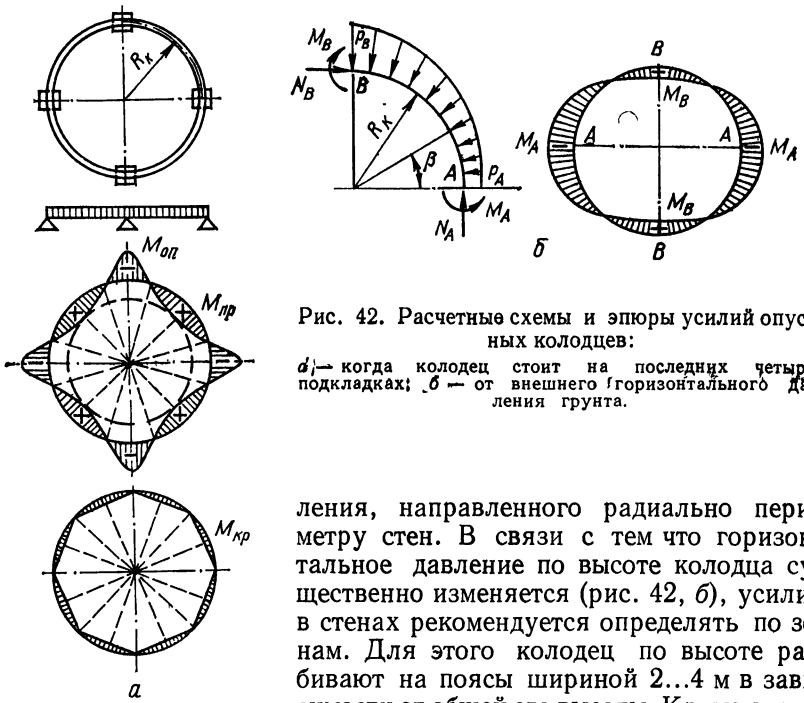


Рис. 42. Расчетные схемы и эпюры усилий опускных колодцев:
а — когда колодец стоит на последних четырех подкладках; *б* — от внешнего горизонтального давления грунта.

$$p_x = p_A(1 - k_{\text{н}} \sin \beta),$$

где p_x — давление грунта в любой точке периметра колодца при изменении его от минимального значения P_A до максимального P_B, кПа; $k_{\text{н}} = (P_B/P_A) - 1$ — степень неравномерности распределения давления; β — полярный угол.

Расчетные усилия в отдельных поясах на 1 м высоты, с учетом неравномерности горизонтального давления, определяют по формулам

$$M_A = -0{,}1488 P_A R_к^2 k_н; \quad M_B = 0{,}1366 P_A R_к^2 k_н;$$

$$N_A = P_A R_к (1 + 0{,}7854 k_н);$$

$$N_B = P_A R_к (1 + 0{,}5 k_н), \qquad (79)$$

где M_A, M_B — соответственно минимальный и максимальный изгибающие моменты, кН·м; N_A, N_B — соответственно сжимающие усилия, кН, в сечениях с M_A и M_B.

Расчетные усилия следует принимать по наиболее невыгодным комбинациям M и N.

В нижнем поясе к усилиям, полученным по формулам (79), добавляют крутящий момент, равный изгибающему моменту, действующему на нож и рассчитываемому как консоль по формуле (81).

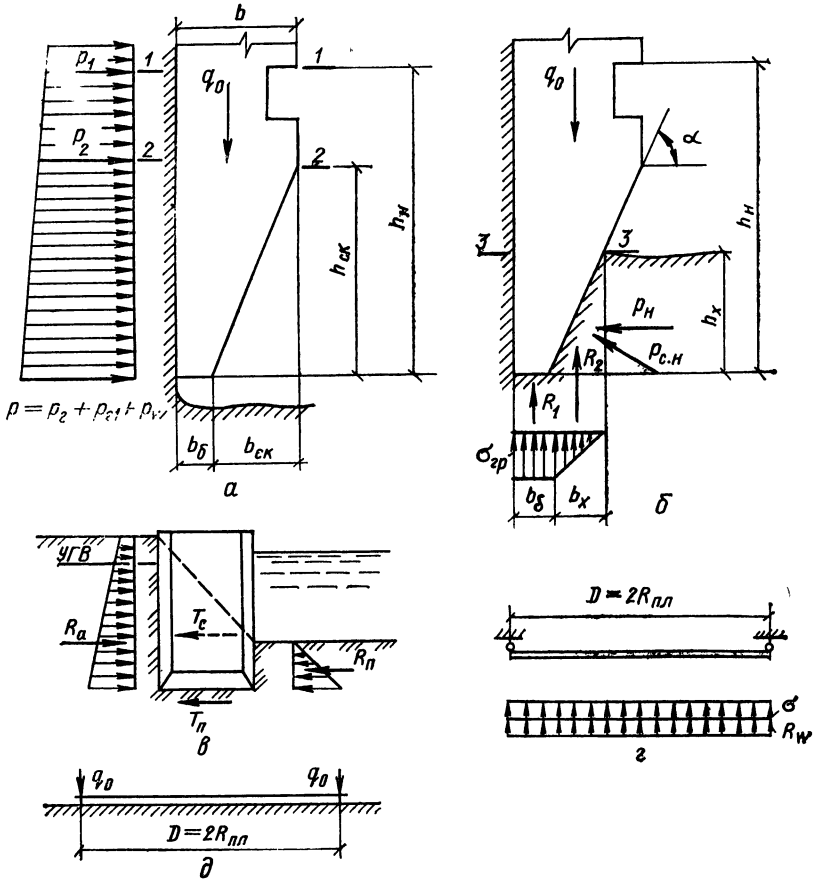


Рис. 43. Расчетные схемы элементов колодца:

а — грунт под ножом выбран; *б* — нож врезан в грунт; *в* — при проверке колодца на сдвиг; *г* — плита днища с шарнирными опорами; *д* — плита днища, лежащая на упругом основании.

Расчет ножевой части. Выполняют такой расчет по двум схемам: 1) колодец опущен до проектной отметки, грунт под ножом выбран и с наружной стороны действует горизонтальная нагрузка (рис. 43, *а*); 2) колодец опущен до проектной отметки, нож врезан в грунт на высоту h_x (рис. 43, *б*). В первом случае усилия определяют по расчетной схеме консоли длиной, равной полной высоте ножа или высоте скоса ножа при отсутствии паза для стыка с днищем. Во втором случае нож рассчитывают на действие распора грунта $p_н$, кН, вызывающего кольцевое растягивающее усилие $S_н$, кН.

Равнодействующую реактивного давления грунта на 1 м банкетки ножа R_1 и скоса ножа R_2, а также горизонтальную составляющую реактивного давления на 1 м скоса ножа $p_{с.н}$, кН, (см. рис. 43, *б*) определяют по формулам

$$R_1 = \sigma_{гр} b_б; \quad R_2 = 0{,}5\sigma_{гр} b_x; \quad p_{с.н} = R_2 \operatorname{tg}(\alpha - \varphi), \tag{80}$$

где $\sigma_{гр} = q_0/(b_б + 0{,}5b_x)$ — среднее давление под подошвой ножа, кН; q_0 — вес 1 м стен колодца полной высоты, кН; $b_б$, b_x — соответственно ширина банкетки и заглубленной части ножа, м; α — угол скошенной части ножа, обычно принимаемой в массивных колодцах в пределах 50°...60° к горизонту; φ — угол внутреннего трения грунта.

По первой расчетной схеме усилия в ноже

$$M_{1-1} = 0{,}5(p_1 + p)h_н^2; \quad M_{2-2} = 0{,}5(p_2 + p)h_{ск}^2, \tag{81}$$

где p_1 и p_2 — соответственно ординаты интенсивности давления в уровне сечений *1—1* и *2—2* (см. рис. 43, *а*).

По наибольшему из полученных изгибающих моментов определяют сечение вертикальной арматуры ножа.

По второй расчетной схеме кольцевое растягивающее усилие в ножевой части от распора

$$S_н = R_к p_н.$$

По этому усилию подбирают кольцевую арматуру ножа.

Проверка на всплытие. После опускания колодца до проектной отметки и устройства днища (или подушки) колодец может всплыть под воздействием гидростатического давления. Всплытие предотвращается при удовлетворении условия

$$\gamma_{f1}(G_б + G_д) + 0{,}5T_с \geqslant \gamma_{f2}\gamma_с F H_\omega \gamma_\omega, \tag{82}$$

где $\gamma_с$ — коэффициент условий работы при всплытии, принимаемый равным 1,25 (без учета трения стен по грунту $\gamma_с = 1{,}1$); F — площадь колодца по наружной кромке ножа, м²; H_ω — расстояние от низа днища до уровня грунтовых вод, м;

Проверка устойчивости на сдвиг и опрокидывание. В случаях, когда колодец располагается на косогоре или вблизи колодца с одной стороны размещается выемка, выполняют проверку на сдвиг и опрокидывание (рис. 43, *в*). При

этом должны удовлетворяться следующие условия:

$$\gamma_f (T_п + R_п + 2T_с) \geqslant \gamma_f \gamma_с R_а; \quad M_{уд} \geqslant \gamma_с M_{оп}, \tag{83}$$

где $T_п$ и $T_с$ — полная сила трения по грунту соответственно днища и боковой поверхности стен, кН; $R_п$ и $R_а$ — соответственно сила пассивного и активного давления грунта, кН; $M_{уд}$ и $M_{оп}$ — соответственно удерживающий и опрокидывающий моменты, кН·м.

Полную силу трения днища о грунт и силу трения боковой поверхности стен сооружения определяют по формулам

$$T_п = (\Sigma G_0 - 0{,}5T_с) f_б; \quad T_с = R^б_{гр} f_б, \tag{84}$$

где $f_б$ — коэффициент трения при сдвиге; $R^б_{гр}$ — равнодействующая давления грунта по боковой поверхности стены, кН.

Для упрощения расчета на сдвиг круглый контур колодца может быть заменен на квадратный со сторонами, равными диаметру.

По второму предельному состоянию колодец проверяют в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01-83. При этом среднее давление под подошвой плиты $\sigma_{ср}$, кПа, определяют с учетом взвешивающего действия воды. Оно не должно превышать расчетного сопротивления грунта R:

$$\sigma_{ср} = \Sigma G - G_w / F \leqslant R.$$

Расчет бетонной подушки и плиты днища. До устройства плиты днища гидростатическое и реактивное давление грунта должна воспринимать бетонная подушка (в расчете принимается большее значение из двух возможных). Усилие в подушке определяют как для круглой плиты, опертой по контуру. В плите возникают радиальные M_R и тангенциальные M_t, кН·м, моменты. В середине плиты они имеют максимальные значения и равны между собой:

$$M_R = M_t \approx 0{,}198 q_п R^2_{пл}. \tag{85}$$

В опорной части по контуру плиты действуют тангенциальные изгибающие моменты M^0_t и перерезывающая сила Q, определяемые по формулам

$$M^0_t \approx 0{,}104 q_п R^2_{пл}; \quad Q = 0{,}5 q_п R_{пл}, \tag{86}$$

где $q_п = p_w - q_{с.в} + \sigma$ — равномерно распределенная нагрузка на уровне низа подушки, кПа; $q_{с.в}$ — вес 1 м² подушки, кПа; σ — реактивное давление грунта на подушку от веса колодца, кПа; $R_{пл}$ — радиус подушки, принимаемый до скоса ножа, м.

Для предварительных расчетов толщину подушки можно определить по формуле

$$h_п \approx 0{,}95 \sqrt{M} + (0{,}25 \ldots 0{,}3 \text{ м}),$$

где M — максимальный изгибающий момент, кН·м, получаемый из формулы (86).

Плиту днища рассчитывают на следующие случаи загружения: суммой реактивного давления грунта и гидростатического давления

грунтовых вод — если постоянные вертикальные нагрузки от веса колодца больше выталкивающей гидростатической силы; гидростатическим давлением грунтовых вод — если постоянные вертикальные нагрузки от веса колодца меньше выталкивающей гидростатической силы; кольцевой равномерной нагрузкой по краю плиты от веса стен колодца и конструктивных элементов, опирающихся на них, — при отсутствии грунтовых вод.

В первых двух случаях расчетную схему плиты принимают в виде пластины с шарнирно опертыми краями (рис. 43, *г*). Усилия в такой плите — радиальные и тангенциальные изгибающие моменты, а также перерезывающие силы — определяют по формулам (85) и (86). В третьем случае загружения расчетную схему плиты принимают в виде пластины, лежащей на упругом основании, с кольцевой равномерно распределенной нагрузкой по краю (рис. 43, *д*), которую определяют по формуле

$$q_к = (\Sigma G - 0{,}5T_с)/\pi D_{ср},$$

где ΣG — сумма вертикальных нагрузок от веса стен и конструктивных элементов, опирающихся на них, кН; $T_с$ — усилие трения стен по грунту, кН; $D_{ср}$ — диаметр оси стен колодца, м.

Определение усилий в круглой плите, лежащей на упругом основании, может быть выполнено на ЭВМ по одной из программ, приведенных в приложении, или по таблицам М. И. Горбунова-Посадова [7].

Расчет по таблицам [7] производят в следующем порядке. Определяют показатель гибкости плиты (в нашем случае — круглой):

$$S \approx 3E_0R_п^3/Eh_п^3, \qquad (87)$$

где E и E_0 — соответственно модуль упругости плиты и модуль деформации грунта, кПа; $R_п$ и $h_п$ — радиус и толщина плиты, м.

В зависимости от значения показателя гибкости плиты подразделяют на следующие категории: абсолютно жесткие ($S \leqslant 0{,}5$); имеющие конечную жесткость ($0{,}5 < S \leqslant 10$); абсолютно гибкие ($S > 10$). Железобетонные плиты днищ опускных колодцев, как правило, относятся к абсолютно жестким или имеющим конечную жесткость, поэтому рассмотрим порядок определения усилий только для таких плит.

После определения показателя гибкости вычисляют приведенные расстояния от центра плиты до рассматриваемых сечений $\rho = r/R$ и приведенный радиус нагрузки $\alpha = a/R_п$. Здесь r — действительное расстояние от центра плиты до рассматриваемого сечения, м; $R_п$ — радиус плиты, м; a — действительный радиус кольцевой нагрузки, м.

По табл. 32 находят безразмерные величины $\overline{M}_r$, $\overline{M}_t$, $\overline{Q}_r$, $\overline{\sigma}_q$ для абсолютно жестких плит, а по табл. 33 — для плит, имеющих конечную жесткость.

Вычисляют действительные изгибающие моменты M_r и M_t, кН·м, перерезывающие силы Q_r, кН, и реактивное давление грун-

32. Безразмерные величины $\overline{M}_r$, $\overline{M}_t$, $\overline{Q}_r$, $\overline{\sigma}_q$ для абсолютно жестких плит радиусом $R_п$ при кольцевой нагрузке, распределенной по краю плиты, с приведенным радиусом $\alpha = 1$ [7]

Усилия	Значения усилий при приведенном расстоянии ρ					
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
$\overline{M}_r$	—0,248	—0,24	—0,216	—0,173	—0,107	0
$\overline{M}_t$	—0,248	—0,244	—0,233	—0,213	—0,183	0
$\overline{Q}_r$	0	0,02	0,084	0,2	0,4	1
$\overline{\sigma}_q$	0,159	0,162	0,174	0,199	0,255	∞

33. Безразмерные величины $\overline{\sigma}_q$, $\overline{M}_r$, $\overline{M}_t$, $\overline{Q}_r$ для плит конечной жесткости при кольцевой нагрузке, распределенной по краю плиты, с приведенным радиусом $\alpha = 1$ [7]

Показатель гибкости S	Значения безразмерных величин при приведенном расстоянии ρ					
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
	Величина $\overline{\sigma}_q$					
0,5	0,92	0,95	1,07	1,34	2,08	0
1	0,77	0,81	0,95	1,27	2,1	0
2	0,51	0,57	0,75	1,15	2,15	0
3	0,31	0,37	0,59	1,05	2,18	0
5	0	0,07	0,33	0,89	2,23	0
10	—0,43	—0,35	—0,07	0,6	2,28	0
	Величина $\overline{M}_r$					
0,5	0,264	0,256	0,233	0,191	0,122	0
1	0,247	0,241	0,222	0,184	0,12	0
2	0,22	0,216	0,201	0,172	0,117	0
3	0,197	0,194	0,185	0,162	0,114	0
5	0,161	0,161	0,158	0,145	0,109	0
10	0,106	0,108	0,116	0,12	0,1	0
	Величина $\overline{M}_t$					
0,5	0,264	0,26	0,249	0,23	0,2	0,151
1	0,247	0,245	0,235	0,219	0,191	0,145
2	0,22	0,218	0,211	0,199	0,176	0,133
3	0,197	0,195	0,191	0,182	0,163	0,124
5	0,161	0,161	0,16	0,156	0,143	0,108
10	0,106	0,107	0,111	0,115	0,111	0,085
	Величина $\overline{Q}_r$					
0,5	0	0,09	0,2	0,33	0,54	1
1	0	0,08	0,17	0,3	0,52	1
2	0	0,05	0,13	0,24	0,46	1
3	0	0,03	0,09	0,19	0,42	1
5	0	0	0,03	0,12	0,35	1
10	0	—0,04	—0,05	0,01	0,24	1

та σ_q, кПа, по формулам

$$M_r = -\bar{M}_r R_п q_0; \quad M_t = -\bar{M}_t R_п q_0; \qquad (88)$$

$$Q = \bar{Q}_r q_0; \quad \sigma_q = \bar{\sigma}_q q_0 / R_п.$$

Определяют максимальные осадки:
для абсолютно жестких плит

$$y_{max} = \Sigma q_0 (1 - \nu_o^2)/2R_п E_o;$$

для плит конечной жесткости

$$y_{max} = \bar{y}_q R_п^3 q_0 / D, \qquad (89)$$

где E_o и ν_o — модуль деформации, кПа, и коэффициент Пуассона грунта основания плиты; $D = Eh_п^3/12\,(1 - \nu^2)$ — цилиндрическая жесткость плиты; E и ν — модуль упругости, кПа, и коэффициент Пуассона железобетона плиты; $\bar{y}_q$ — коэффициент, зависящий от показателя гибкости плиты S.

При нагрузке q_0, равномерно распределенной по краю плиты с приведенным радиусом $\alpha = 1$, коэффициент $\bar{y}_q$ имеет следующие значения [7]:

S	0,5	1	2	3	5	10
$\bar{y}_q$	1,637	0,852	0,44	0,301	0,192	0,101

Если предполагается армировать плиту прямоугольной сеткой, а не радиальной и кольцевой арматурой, то усилия следует пересчитать по формулам

$$M_x = M_r(\rho)\cos^2\theta + M_t(\rho)\sin^2\theta; \quad Q_x = Q_r(\rho)\cos\theta;$$

$$M_y = M_r(\rho)\sin^2\theta + M_t(\rho)\cos^2\theta; \quad Q_y = Q_r(\rho)\sin\theta. \qquad (90)$$

В этом случае за ось x принимают диаметр плиты, совпадающий с одним из направлений арматуры. В формулах (90) через ρ обозначено приведенное (к радиусу $R_п$) расстояние от центра плиты до рассматриваемой точки, а через θ — угол, который образуется прямой, соединяющей рассматриваемую точку с центром плиты и осью x.

Кроме усилий, определенных по формулам (90), при переходе к прямоугольной сетке следует учитывать крутящие моменты $M_x^к$ и $M_y^к$, кН·м:

$$M_x^к = M_y^к = 0{,}5\,[M_r(\rho) - M_t(\rho)]\sin 2\theta.$$

Эксплуатационный период. При проверке колодца на всплытие (см. рис. 40, *д*) расчетное гидростатическое давление (подъемную силу) принимают по максимальному уровню грунтовых вод. В этом расчете учитывают, кроме собственного веса стен и днища, также вес перекрытий и других строительных конструкций, включая надземную часть сооружений:

$$\gamma_{f1}(G_c^н + G_д^н + G_п^н) + \gamma_f T_c^н/\gamma_{f2} F_o \gamma_w H_{w2} \geqslant 1{,}2, \qquad (91)$$

где $G_п$ — вес павильона, перекрытий и других конструктивных элементов, кН; H_{w2} — расстояние от низа днища до максимального уровня грунтовых вод, м.

Остальные проверки и расчеты выполняют по аналогичным формулам для расчета и проверки колодца в строительный период.

Расчет колодцев, погружаемых в тиксотропной рубашке

Строительный период. Стены колодцев-оболочек рассчитывают на горизонтальное давление по теории тонких коротких оболочек. К таким оболочкам относятся колодцы, у которых отношение толщины стен к радиусу находится в пределах 1/40...1/12, а отношение высоты колодца к радиусу — от 1 до 6.

Многоярусные колодцы-оболочки рассчитывают аналогично массивным колодцам, состоящим из нескольких ярусов.

Расчет стен. Стены колодца, стоящего на последних четырех подкладках перед погружением, рассчитывают по формулам (77).

Погружение колодца до проектной отметки рассчитывают на нагрузки по формуле

$$(G_о + G_{пр})/(T_н + T_у + R_н) \geqslant \gamma_с, \qquad (92)$$

где $\gamma_с$ — коэффициент надежности, принимаемый равным 1,2; остальные обозначения приведены выше.

При погружении колодца в грунты с разнородным напластованием расчет выполняют на максимально возможные силы трения ножа и уплотнителя ($T_н$ и $T_у$) и реактивное давление грунта под ножом $R_н$.

Для предотвращения самопроизвольного погружения колодца ниже проектной отметки следует предусматривать временные упорные приспособления в виде подкладок под ножом колодца, бетонного пояса в уровне форшахты или консолей из стен, фиксирующих проектное положение. В этом случае усилия, передающиеся на временные опоры, кН,

$$N_{оп} = G_о + G_т - T_н - T_у. \qquad (93)$$

На горизонтальные нагрузки стены колодцев-оболочек рассчитывают методами, разработанными Харьковским Промниипроектом при помощи таблиц и ЭВМ (программы приведены в приложении). Рассмотрим определение усилий в стенах колодца-оболочки при помощи таблиц [2].

Опускной колодец в стадии погружения представляет собой оболочку со свободными краями по верхнему и нижнему торцам (см. рис. 40, *в*). По высоте стены колодца делятся на две зоны: верхнюю, которую обжимает тиксотропная жидкость, и нижнюю (нож колодца), на которую оказывают давление грунт и вода.

Максимальные усилия в стенах колодца-оболочки определяют по следующим формулам:

для верхней зоны

$$M_{R1} = a_1 p_1 R^2 (k_{н1} - 1); \quad N_{R1} = p_1 R [1 + a_2 (k_{н1} - 1)];$$
$$M_{т1} = a_3 p_1 R^2 (k_{н1} - 1);$$

для нижней зоны

$$M_{R2} = a_4 p_2 R^2 (k_{н2} - 1); \quad N_{R2} = p_2 R [1 + a_5 (k_{н2} - 1)];$$
$$M_{т2} = a_6 p_2 R^2 (k_{н2} - 1), \qquad (94)$$

где M_{R1} и M_{R2} — кольцевые изгибающие моменты, кН·м; N_{R1} и N_{R2} — нормальные силы, кН; $M_{т1}$ и $M_{т2}$ — меридиональные изгибающие моменты, кН·м; p_1 и p_2 — внешние нагрузки соответственно на верхнюю и нижнюю ступени, кПа; R — расчетный радиус оболочки, м; $k_{н1}$ и $k_{н2}$ — коэффициенты неравномерности нагрузки по периметру оболочки соответственно для тиксотропного раствора и грунта; a_i — коэффициент, принимаемый по табл. 34.

34. Коэффициенты a_i [2]

Расчетный радиус оболочки, м	Коэффициенты	Значения коэффициентов при высоте колодца, м					
		10		20		30	
		$\beta = 90°$	$\beta = 0$	$\beta = 90°$	$\beta = 0$	$\beta = 90°$	$\beta = 0$
5	a_1	—0,108	0,099	—	—	—	—
	a_2	—0,654	0,416	—	—	—	—
	a_3	—0,0396	0,0362	—	—	—	—
	a_4	—0,101	0,091	—	—	—	—
	a_5	—0,643	0,409	—	—	—	—
	a_6	—0,0373	0,0338	—	—	—	—
10	a_1	—0,112	0,109	—0,105	0,0938	—0,093	0,089
	a_2	0,682	0,439	0,623	0,402	0,541	0,387
	a_3	—0,0461	0,0442	—0,0423	0,0401	—0,0385	0,0372
	a_4	—0,109	0,1012	—0,094	0,0875	—0,078	0,0803
	a_5	0,67	0,428	0,634	0,401	0,608	0,371
	a_6	—0,0418	0,0381	—0,0331	0,0302	—0,027	0,024
15	a_1	—0,12	0,1148	—0,111	0,106	—0,103	0,091
	a_2	0,701	0,453	0,651	0,431	0,59	0,394
	a_3	—0,0515	0,049	—0,0458	0,0431	—0,0405	0,039
	a_4	—0,118	0,105	—0,1058	0,0968	—0,082	0,0841
	a_5	0,71	0,449	0,653	0,418	0,612	0,392
	a_6	—0,0492	0,0422	—0,0404	0,035	—0,031	0,028
20	a_1	—0,0125	0,118	—0,12	0,112	—0,1	0,104
	a_2	0,734	0,474	0,69	0,45	0,631	0,425
	a_3	—0,0543	0,0521	—0,0502	0,0462	—0,0414	0,04
	a_4	—0,12	0,113	—0,112	0,008	—0,1024	0,092
	a_5	0,73	0,465	0,698	0,431	0,647	0,409
	a_6	—0,051	0,0475	—0,046	0,0401	—0,038	0,0312

Под воздействием внешнего горизонтального давления стены колодцев в процессе погружения могут потерять общую устойчивость формы. Такая устойчивость обеспечивается в том случае, если внешнее максимальное горизонтальное давление ($p_т + p_{г4}$) больше критического $p_{т.кр}$ (см. рис. 40, *в*), определяемого по фор-

муле

$$p_{т.кр} = 0{,}56E_б\,[\zeta_1^3\,(z^2 - 1) + 0{,}658\zeta_2/z^4\,(z^2 - 1)], \qquad (95)$$

где $E_б$ — модуль упругости бетона, кПа; $\zeta_1 = b/D$; $\zeta_2 = bD^3/H^4$; b — толщина стены; м; D — диаметр колодца, м; H — глубина колодца, м; z — число волн в поперечном направлении.

В формулу (95) поочередно подставляют значение z от 2 до 10; при этом полученный наименьший результат принимают за критическое значение.

После устройства днища усилия в стенах колодца от горизонтальной нагрузки определяют по формулам (94). При этом взамен коэффициентов a_i принимают для треугольной эпюры нагрузок a_{i1}, для прямоугольной — a_{i2} (табл. 35).

35. Коэффициенты a_{i1}, a_{i2} [2]

Радиус оболочки, м	Коэффициенты	Значения коэффициентов при высоте колодца, м					
		10		20		30	
		$\beta = 90°$	$\beta = 0$	$\beta = 90°$	$\beta = 0$	$\beta = 90°$	$\beta = 0$
		Треугольная эпюра нагрузок					
5	a_{11}	—0,068	0,0612	—	—	—	—
	a_{21}	0,416	0,225	—	—	—	—
	a_{31}	—0,0211	0,0184	—	—	—	—
10	a_{11}	—0,076	0,0681	—0,081	0,0735	—0,1035	0,096
	a_{21}	0,485	0,296	0,513	0,342	0,576	0,387
	a_{31}	—0,0251	0,0212	—0,0351	0,299	—0,04	0,0383
15	a_{11}	—0,0825	0,0705	—0,09	0,0801	—0,1062	0,102
	a_{21}	0,526	0,321	0,541	0,368	0,604	0,405
	a_{31}	—0,0307	0,0276	—0,041	0,0352	—0,047	0,0419
20	a_{11}	—0,0869	0,0735	—0,097	0,0878	—0,1098	0,106
	a_{21}	0,542	0,378	0,588	0,412	0,638	0,431
	a_{31}	—0,0342	0,0323	—0,0492	0,0492	—0,0503	0,0462
		Прямоугольная эпюра нагрузок					
5	a_{12}	—0,134	0,118	—	—	—	—
	a_{22}	0,094	0,441	—	—	—	—
	a_{32}	—0,0481	0,0404	—	—	—	—
10	a_{12}	—0,131	0,124	—0,12	0,114	—0,116	0,11
	a_{22}	0,702	0,4631	0,682	0,431	0,615	0,426
	a_{32}	—0,052	0,0451	—0,0475	0,0422	—0,0451	0,0402
15	a_{12}	—0,136	0,13	—0,129	0,123	—0,118	0,115
	a_{22}	0,736	0,481	0,721	0,462	0,67	0,429
	a_{32}	—0,0591	0,0525	—0,056	0,0494	—0,045	0,0408
20	a_{12}	—0,143	0,136	—0,13	0,129	—0,133	0,126
	a_{22}	0,762	0,515	0,729	0,471	0,706	0,46
	a_{32}	—0,0631	0,0564	—0,0551	0,053	—0,0535	0,0494

При расчете глубоких колодцев усилия рекомендуется определять для отдельных поясов стен по высоте. При этом расчетные усилия следует умножать на коэффициент k_h, зависящий от глубины расположения пояса и составляющий 0,3 для глубины до $0{,}3H$,

0,6 — для (0,3...0,5)H, 0,8 — для (0,5...0,7)H, 1 — для глубины свыше 0,7H.

Проверка на всплытие. Так как в зоне тиксотропной рубашки трение по грунту отсутствует, то для удержания колодца при воздействии на него выталкивающей гидростатической силы тиксотропный раствор в щели заменяют тампонажем из песчано-цементного раствора, который после схватывания будет создавать

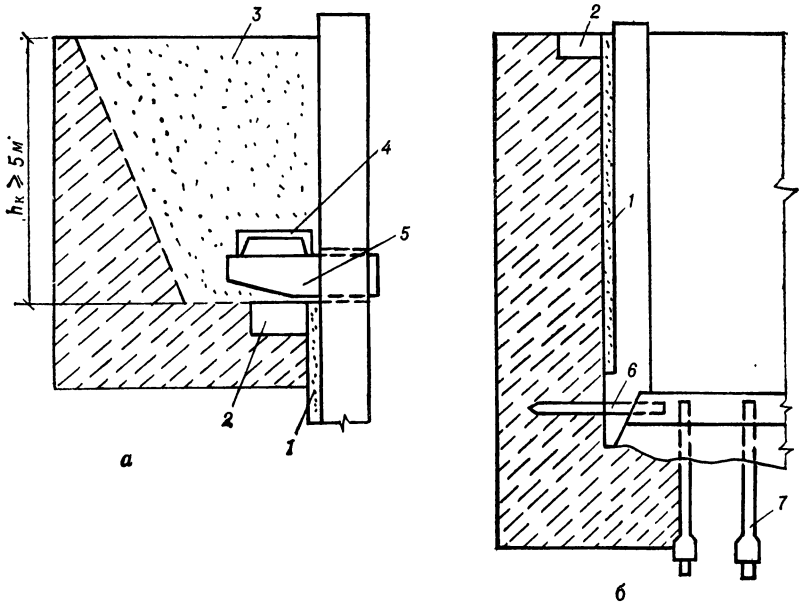


Рис. 44. Схемы закрепления колодца против всплытия:
а — устройством воротника; *б* — тампонажем или анкерами; *1* — тиксотропная рубашка; *2* — форшахта; *3* — первоначальный котлован; *4* — железобетонная панель; *5* — консоль воротника; *6* — свая-шпонка; *7* — свая-анкер

трение о грунт. Устойчивость колодца против всплытия будет обеспечена при удовлетворении условия

$$(G_с + c_д + T_{н1} + T_{т1} + Q_{пр.а})/FH_ω γ_ω \geqslant γ_с, \qquad (96)$$

где $G_с$, $G_д$, $T_{н1}$, $T_{т1}$ — расчетные нагрузки, определяемые по формулам, приведенным в разделе «Нагрузки и воздействия»; $Q_{пр.а}$ — пригрузка колодца анкерами в прилегающем грунте; F и $H_ω$ — площадь колодца и расстояние от низа днища до уровня грунтовых вод; $γ_с = 1{,}2$ — коэффициент условий работы.

По данным НИИоснований и подземных сооружений, нормативная удельная сила трения тампонажного раствора (песчано-цементного) по грунту может составлять 40 кПа. Однако из-за невозможности контролировать качество выполнения тампонажа надежность его сомнительна. Более надежный способ удержания колодца от всплытия — заанкеривание его в прилегающем грунте сваями, шпонками или устройство воротника (рис. 44). Необходимое

количество свай и их размеры, а также размеры и расположение воротника определяют по требуемой пригрузке $Q_{\text{пр.а}}$, кН, которую вычисляют по формуле

$$Q_{\text{пр.а}} = \gamma_c F H_\omega \gamma_\omega - G_c - G_д - T_{\text{н1}} - T_{\text{т1}}.$$

Расчет колодца на сдвиг по подошве и на опрокидывание при размещении вблизи него с одной стороны выемки или расположении его на косогоре, выполняют аналогично расчету массивных колодцев по формулам (83).

Эксплуатационный период. Для этого периода должны быть выполнены проверка на всплытие, расчет прочности и устойчивости формы наружных и внутренних стен, а также днища и перекрытий, расчет по деформациям основания, проверка на опрокидывание и сдвиг по подошве колодца.

Расчет колодца на всплытие производят по расчетным нагрузкам. Всплытие колодца не произойдет при удовлетворении условия

$$(\Sigma G + T_{\text{н1}} + T_{\text{т1}})/F H_\omega \gamma_\omega \geqslant \gamma_c, \qquad (97)$$

где ΣG — сумма постоянных вертикальных нагрузок, кН; $\gamma_c = 1{,}2$ — коэффициент надежности.

В случае неудовлетворения этого условия предусматривают анкеровку колодца в прилегающий грунт.

Прочность и устойчивость формы рассчитывают с учетом происшедшего за время погружения колодца обжатия давлением тиксотропного раствора $p_т$. Нагрузку, вызвавшую обжатие колодца при погружении, принимают равной 80 % расчетного давления тиксотропного раствора.

Стены колодца в местах опирания балок перекрытия или анкеров и воротника, создающих пригрузку, а также в местах отверстий проверяют на местное воздействие нагрузок и концентрацию усилий в местах больших отверстий. Если по технологическим требованиям внутренние отсеки заполняются водой, то при расчетах конструктивных элементов, ограждающих эти отсеки, учитывают гидростатическую нагрузку.

Днища колодцев-оболочек рассчитывают аналогично днищам массивных колодцев.

При проверке общей устойчивости формы колодца должно быть соблюдено условие

$$p_{\text{кр}} > p_г + q_{\text{г.к}} \text{ или } p_{\text{кр}} > p_г + q_{\text{с.к}}. \qquad (98)$$

Осадки колодца и изменения их во времени определяют согласно СНиП 2.02.01-82.

При возможности воздействия на колодец больших горизонтальных односторонних нагрузок выполняют проверку на сдвиг и опрокидывание по аналогичным формулам для массивных колодцев. В случае строительства колодцев на подрабатываемой территории или в сейсмических районах проверку прочности и устойчивости формы стен, а также проверку на сдвиг и опрокидывание выполняют с учетом особых воздействий и нагрузок ($q_{\text{г.к}}$ и $q_{\text{с.к}}$).

Железобетонные элементы колодца рассчитывают в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01-84. Раскрытие трещин в наружных стенах в период эксплуатации должно быть не более 0,2 мм.

В местах сопряжения стен-оболочек с внутренними стенами, отделяющими заполненные водой отсеки, возникают усилия, которые приближенно можно определить по кольцевым сечениям (поясам). При этом следует учесть, что максимальные усилия расположены на глубине, равной половине высоты колодца. Максимальные изгибающие моменты от неравномерного давления грунта, возникающие в кольце, подпертом перегородками, определяют как для отрезков дуг (между опорами-перегородками). Усилия в местах опирания перегородок на стены рассчитывают по формулам [2]

$$M_{R_a} = -m_a P_1 (k_{н1} - 1) R^2; \quad M_{R_b} = m_b P_1 (k_{н1} - 1) R^2;$$

$$N_{R_b} = P_1 R [1 + 0{,}7854 (k_{н1} - 1)], \qquad (99)$$

где m_a и m_b — коэффициенты, зависящие от отношения высоты дуги f к диаметру колодца $2R$ (табл. 36).

36. Коэффициенты m_a и m_b [2]

$f/2R$	m_a	m_b	$f/2R$	m_a	m_b
0,1	0,0134	0,013	0,4	0,093	0,085
0,2	0,0306	0,028	0,5	0,1488	0,1366
0,3	0,0663	0,061			

Против всплытия колодец закрепляют пригрузкой прилегающим грунтовым массивом при помощи тампонажа щели тиксотропной рубашки с одновременным удалением глинистого раствора, устройством воротника (рис. 44, *а*), установкой горизонтальных или вертикальных анкеров-свай (рис. 44, *б*). Тампонаж щели тиксотропной рубашки применяют при глубине колодца до 20 м.

Полная нормативная пригрузка от воротника по периметру колодца, кН,

$$Q^н_{пр.в} = q^н \pi D_1 + q^н_1 \pi D_2, \qquad (100)$$

где $q^н = a h_п \gamma_{гр}$ и $q^н_1 = 0{,}5\ (a_1 h_п)\ \gamma_{гр}$ — линейные нормативные нагрузки от пригрузки призмой выпора грунта, кН/м; $a_1 = h_п \operatorname{tg} \alpha$; $\alpha = 0{,}6\,\varphi$; $D_1 = D_н + a$; $D_2 = D_1 + a + 2a_1/3$.

Усилия, действующие в воротнике, определяют как для консоли, защемленной в стены колодца, с выносом a:

$$M^с_в = a (q_1 + 0{,}5q); \quad Q_в = q + q_1.$$

Пример 7. Рассчитать массивный опускной колодец (рис. 45) для сооружения насосной станции 1-го подъема. Опускание колодца осуществляется с поверхности земли (отметка 98,4 м) с водопонижением. Максимальный уровень грунтовых вод — на отметке 94,4 м; уровень грунтовых вод в период строительства — на отметке 86 м. В первом случае расстояние от уровня воды до низа днища

$H_{w1} = 12$ м, во втором — $H_{w2} = 7{,}1$ м. Вес конструктивных элементов вместе с наземным павильоном $G_{п}^{н} = 5000$ кН. Внутренний диаметр колодца $D_{в} = 16$ м; высота колодца $H = 16$ м.

В геологическом отношении площадка строительства состоит из супеси и мелкого песка. Удельный вес супеси $\gamma_{г1} = 15{,}5$ кН/м^3; среднее нормативное трение стен по грунту $f_1 = 20$ кПа. Удельный вес мелкого песка $\gamma_{г2} = 16$ кН/м^3; $f_2 = 15$ КПа.

Поверхностная нагрузка $q_{п}^{н} = 20$ кПа.

О п р е д е л е н и е н а г р у з о к. Принимаем толщину стен $b = 1$ м. Тогда наружный периметр колодца $U_{н} = 3{,}14\ (16 + 2) = 56{,}5$ м, средний периметр $U_{ср} = 53{,}5$ м. Площадь основания колодца $F_{о} = 254$ м^2. Глубина погружения колодца $H_{к} = 15{,}5$ м. Нормативный вес стен колодца ($\gamma_{б} = 22$ кН/м^3).

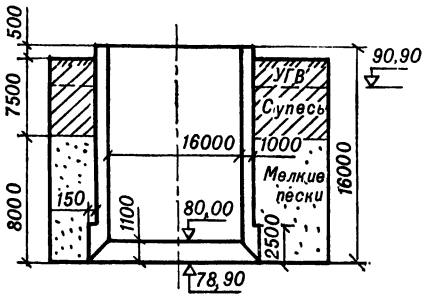


Рис. 45. Опускной колодец (к примеру 7).

$$G_{с}^{н} = 53{,}5 \cdot 1 \cdot 16 \cdot 22 \approx 18\,800 \text{ кН}.$$

Вес 1 м стен $q_{с}^{н} = 18\,800/53{,}5 = 351$ кН/м.

Принимаем толщину днища $h_{д} = 1{,}2$ м. Тогда его нормативный вес

$$G_{д}^{н} = 3{,}14 \cdot 8^2 \cdot 1{,}2 \cdot 24 = 5788 \text{ кН}.$$

При удельном весе железобетона $\gamma_{б} = 24$ кН/м^3 вес 1 м^2 днища $q_{д} = 1{,}2 \times 24 = 28{,}8$ кН.

По формуле (59) силы трения стен по грунту

$$T_{с}^{н} = 17{,}4 \cdot 56{,}5\ (15{,}5 - 1{,}5) = 13\,763 \text{ кН},$$

где $f_{ср} = (f_1 h_1 + f_2 h_2)/(h_1 + h_2) = (20 \cdot 7{,}5 + 15 \cdot 8)/(7{,}5 + 8) = 17{,}4$ кПа.

Нормативное основное давление грунта на уровне низа ножа определяем по формуле (63):

$$p_{г}^{н} = 0{,}4 \cdot 15{,}75 \cdot 15{,}5 = 98 \text{ кПа}.$$

Дополнительное горизонтальное давление от нагрузки на поверхности $q_{п}^{н} = 20$ кПа определяем по формуле (67):

$$p_{г2}^{н} = 0{,}4 \cdot 20 = 8 \text{ кПа}.$$

О п р е д е л е н и е у с и л и й в с т е н а х к о л о д ц а п р и с т р о и т е л ь н о м п е р и о д е.

1). Проверяем колодец на погружение по формуле (75):

$$0{,}9 \cdot 18\,800/1{,}1 \cdot 13\,763 = 1{,}12 < [\gamma_{с}] = 1{,}15.$$

Условие не выполнено. Колодец погрузится до проектной отметки при увеличении его веса.

Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_{f1} = 0{,}9$ и $\gamma_{f2} = 1{,}1$, а по назначению сооружения $\gamma_{n} = 1{,}0$.

2). Усилия в стенах колодца под воздействием собственного веса, когда он стоит на последних четырех подкладках перед погружением, определяем по формулам (77):

$$M_{оп} = -0{,}215 \cdot 1{,}1 \cdot 351 \cdot 8{,}5^2 = -6004 \text{ кН·м};$$

$$M_{пр} = 0{,}1103 \cdot 1{,}1 \cdot 351 \cdot 8{,}5^2 = 3080 \text{ кН·м};$$

$$M_{кр} = 0{,}0297 \cdot 1{,}1 \cdot 351 \cdot 8{,}5^2 = 830 \text{ кН·м}.$$

По этим усилиям подбираем кольцевую арматуру над опорами, которая устанавливается вверху стен, и пролетную, устанавливаемую внизу между опорами.

3). Для проверки стен колодца на разрыв при защемлении в процессе погружения по формуле (78) определяем растягивающее усилие:

$$N_{\text{р}} = 0{,}65 \cdot 1{,}1 \cdot 18\,800 = 13\,450 \text{ кН}.$$

По этому усилию подбираем сечение вертикальной арматуры.

4). Для расчета на горизонтальные нагрузки разбиваем стены на пояса (по высоте) шириной 2 м. Для каждого пояса вычисляем среднее давление, по которому определяем усилия. Для примера определим основное горизонтальное давление только в поясе 5 со средней глубиной $H_x = 0{,}5H_{\text{к}} = 0{,}5 \cdot 15{,}5 = 7{,}75$ м:

$$p_{\text{г}5} = (0{,}5p_{\text{г}} + p_{\text{г}2})\,\gamma_f = (0{,}5 \cdot 99 + 8)\,1{,}1 = 63 \text{ кПа}.$$

Усилия, приходящиеся на 1 м ширины пояса, с учетом неравномерности горизонтального давления определяем по формулам (79):

$$M'_{A5} = -0{,}1488 \cdot 63 \cdot 8{,}5^2 \cdot 1{,}25 = 847 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M'_{B5} = 0{,}1366 \cdot 63 \cdot 8{,}5^2 \cdot 1{,}25 = 777 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$N'_{A5} = 63 \cdot 8{,}5\,(1 + 0{,}7854 \cdot 1{,}25) = 1060 \text{ кН};$$

$$N'_{B5} = 63 \cdot 8{,}5\,(1 + 0{,}5 \cdot 1{,}25) = 862 \text{ кН}.$$

По этим усилиям проверяем принятую толщину стен.

5). После опускания кольца на проектную отметку, устройства днища и прекращения водопонижения на колодец будет оказывать воздействие горизонтальное $p_{w\text{с}}$ и вертикальное $p_{w\text{д}}$ гидростатическое давление. По условиям примера возможный максимальный уровень грунтовых вод в период строительства над отметкой верха днища $H_{w1} = 7{,}1 - 1{,}2 = 5{,}9$ м.

Проверку на всплытие выполняем по формуле (82):

$$[0{,}9\,(18\,800 + 5780) + 0{,}5 \cdot 13\,500]/1{,}1 \cdot 254 \cdot 10 \cdot 5{,}9 = 1{,}7 > 1{,}25.$$

Условие выполнено, колодец не всплывет.

6). Горизонтальное гидростатическое давление на рассматриваемый пояс практически равно нулю, в связи с чем проверку его на суммарное усилие не производим.

7). Плиту днища рассчитываем по первому случаю загружения, так как постоянные вертикальные нагрузки больше вертикальной гидростатической силы. Усилия в плите определяем по расчетной схеме круглой пластинки, шарнирно опертой по краям, с равномерно распределенной гидростатической нагрузкой

$$p_{w\text{д}} = H_{w1}\gamma_w - q_{\text{д}} = 5{,}9 \cdot 10 - 28{,}8 = 30{,}2 \text{ кПа}.$$

Среднее давление под днищем определяем от вертикальных нагрузок с учетом взвешивающего действия воды:

$$\sigma_{\text{ср}} = \gamma_f\,(G^{\text{н}}_{\text{с}} + G^{\text{н}}_{\text{д}}) - 0{,}5T_{\text{с}} - H_w F_0 \gamma_w \gamma_f / F_0 = [1{,}1\,(18\,800 + 5788) -$$
$$- 0{,}5 \cdot 13\,763 - 5{,}7 \cdot 254 \cdot 10 \cdot 0{,}9]/254 = 28 \text{ кПа}.$$

Суммарное расчетное давление на плиту днища

$$\sigma_1 = p_{w\text{д}} + \sigma_{\text{ср}} = 30{,}2 + 28 = 58{,}2 \text{ кПа}.$$

По формуле (85) усилия в середине плиты

$$M'_R = -0{,}198 \cdot 1{,}1 \cdot 58{,}2 \cdot 8{,}3^2 = -873 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Тангенциальный изгибающий момент и перерезывающую силу, действующие по контуру плиты, определяем по формулам (86):

$$M'_t = 0{,}104 \cdot 1{,}1 \cdot 58{,}2 \cdot 8{,}3^2 = 459 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q' = 0{,}5 \cdot 1{,}1 \cdot 58{,}2 \cdot 8{,}3 = 266 \text{ кН}.$$

По полученным усилиям проверяем принятую толщину плиты и подбираем арматуру.

Эксплуатационный период.

8). Проверку на всплытие выполняем при максимальном уровне грунтовых вод $H_{w2} = 12 - 2{,}5 + 1{,}2 = 10{,}7$ м по формуле (91):

$$[0{,}9\,(18\,800 + 5788 + 5000) + 1 \cdot 13\,763]/1{,}1 \cdot 254 \cdot 10 \cdot 10{,}7 = 1{,}44 > \gamma_c = 1{,}2.$$

Условие выполнено, колодец не всплывет.

9). Для проверки стен колодца на горизонтальные нагрузки определяем максимальное горизонтальное гидростатическое давление p_{w5} при гидростатическом давлении в поясе 5 на глубине 7,75 м $H_{w5} = 4{,}25$ м:

$$p^{н}_{w5} = \gamma_w H_{w5} = 10 \cdot 4{,}25 = 42{,}5 \text{ кПа}.$$

Полное горизонтальное давление на 1 м пояса

$$p_{A5} = (p^{н}_{г5} + p^{н}_{w5})\,\gamma_f = (57 + 42{,}5)\,1{,}1 = 109 \text{ кПа}.$$

Расчетные усилия в поясе определяем аналогично расчетам в п. 4 с помощью переводного коэффициента, равного отношению расчетных нагрузок $p_{A5}/p_{г5} = 109/63 = 1{,}73$:

$$M_{A5} = 1{,}73M'_{A5} = 1{,}73\,(-847) = -1465 \text{ кН·м};$$

$$M_{B5} = 1{,}73M'_{B5} = 1{,}73 \cdot 777 = 1344 \text{ кН·м};$$

$$N_{A5} = 1{,}73N'_{A5} = 1{,}73 \cdot 1060 = 1834 \text{ кН};$$

$$N_{B5} = 1{,}73N'_{B5} = 1{,}73 \cdot 862 = 1491 \text{ кН}.$$

По этим усилиям определяем сечение арматуры стен.

10). Для проверки плиты днища вычисляем гидростатическое давление на нее:

$$p_{wд} = H_{w2}\gamma_w = 10{,}7 \cdot 10 = 107 \text{ кПа}.$$

Среднее реактивное давление на днище меньше единицы, поэтому его не учитываем:

$$\sigma_{ср} = [1{,}1\,(18\,800 + 5788 + 5000) - 0{,}5 \cdot 13\,763 - 10{,}7 \cdot 254 \cdot 10 \cdot 0{,}9]/254 < 1.$$

Расчетное давление на днище

$$\sigma_2 = \gamma_f p^{н}_{ω} - q_д = 1{,}1 \cdot 107 - 28{,}8 = 88{,}9 \text{ кПа}.$$

Усилия в плите днища определяем аналогично расчету по п. 7 с переводным коэффициентом $\sigma_2/\sigma_1 = 88{,}9/58{,}2 = 1{,}53$:

$$M_R = 1{,}53M'_R = 1{,}53\,(-873) = -1356 \text{ кН·м};$$

$$M_t = 1{,}53M'_t = 1{,}53 \cdot 459 = 702 \text{ кН·м};$$

$$Q = 1{,}53Q' = 1{,}53 \cdot 266 = 407 \text{ кН}.$$

По этим усилиям уточняем сечение арматуры плиты.

Пример 8. По данным примера 7 рассчитать колодец, погружаемый в тиксотропной рубашке.

Определение нагрузок и воздействий. Принимаем толщину стен $b_c = 0{,}4$ м. Средний периметр стен $U_{ср} = 3{,}14 \cdot 16{,}4 = 51{,}2$ м; наружный периметр стен в зоне ножа $U_н = 3{,}14 \cdot 17{,}1 = 53{,}5$ м; площадь основания опускного колодца $F_o = 3{,}14 \cdot 8{,}5^2 = 230$ м^2.

Нормативный вес стен колодца

$$G_{\text{с}}^{\text{н}} = (H_1 b_{\text{с}} + h_{\text{н}} b_{\text{н}})\,\gamma_{\text{б}} U_{\text{ср}} = (13{,}5 \cdot 0{,}4 + 2{,}4 \cdot 0{,}55) \cdot 25 \cdot 51{,}2 = 8600 \text{ кН}.$$

Вес 1 м стен $q_{\text{с}}^{\text{н}} = G_{\text{т}}^{\text{н}}/U_{\text{ср}} = 8600/51{,}2 = 168$ кН/м.

Вес днища принимаем из предыдущего примера: $G_{\text{д}}^{\text{н}} = 5788$ кН. Вес 1 м² днища $q_{\text{д}}^{\text{н}} = 145$ кН.

Основное максимальное давление грунта на стены определяем по формуле (63):

$$p_{\text{г}} = 0{,}4 \cdot 16 \cdot 13{,}1 \cdot 1{,}1 = 92 \text{ кПа}.$$

Давление грунта на нож

$$p_{\text{г.н}} = k_{\text{о}} \gamma_{\text{г}} H_{\text{н}} \gamma_f = 0{,}4 \cdot 15{,}5 \cdot 14{,}3 \cdot 1{,}1 = 89 \text{ кПа},$$

где $H_{\text{н}} = H_{\text{к}} - 0{,}5 h_{\text{н}} = 15{,}5 - 0{,}5 \cdot 2{,}4 = 14{,}3$ м.

Нормативное дополнительное давление грунта, вызываемое поверхностной нагрузкой, и гидростатическое давление принимаем из предыдущего примера: $p_{\text{г2}}^{\text{н}} = 8$ кПа; $p_{\omega 5}^{\text{н}} = 5{,}9 \cdot 10 = 59$ кПа.

По формуле (72) нормативное усилие трения ножа колодца по грунту, возникающее при всплытии,

$$T_{\text{н1}}^{\text{н}} = 0{,}5 \cdot 53{,}5 \cdot 2{,}4 \cdot 17{,}4 = 1100 \text{ кН}.$$

Нормативное давление тиксотропного раствора определяем по формуле (64). Наибольшее давление будет на уровне верха уплотнителя $H_{\text{т}} = 15{,}5 - 2{,}5 - 0{,}6 = 12{,}4$ м:

$$p_{\text{г}}^{\text{н}} = 11{,}5 \cdot 12{,}4 = 139 \text{ кПа}.$$

Удельный вес тиксотропного раствора принимаем $\gamma_{\text{т}} = 11{,}5$ кН/м³.

Гидростатическое давление грунтовых вод в уровне верхней ступени

$$p_{\omega \text{с}} = (H_{\text{т}} - h_{\text{н}})\,\gamma_f \gamma_\omega = (12{,}4 - 2{,}4)\,1{,}1 \cdot 10 = 116 \text{ кПа}.$$

Согласно формуле (72), нормативное усилие трения тампонажа щели по грунту, возникающее при всплытии колодца,

$$T_{\text{т}}^{\text{н}} = 0{,}5 \cdot 51{,}2 \cdot 12{,}4 \cdot 17{,}4 = 5560 \text{ кН}.$$

Нормативное дополнительное давление грунта на колодец, вызываемое креном и навалом колодца, определяем по формулам (67):

$$p_{\text{г3}}^{\text{н}} = 0{,}12 \cdot 2{,}4 \cdot 18\,000/17{,}1 \cdot \sqrt{12{,}4} = 96{,}5 \text{ кПа};$$

$$p_{\text{г4}}^{\text{н}} = 0{,}15 \cdot 139 = 20{,}8 \text{ кПа}.$$

По формулам (61) нормативное усилие трения ножа по грунту, вызываемое погружением колодца,

$$T_{\text{н}}^{\text{н}} = 53{,}5 \cdot 2{,}4 \cdot 17{,}4 = 2240 \text{ кН},$$

а нормативное усилие трения уплотнителя по грунту

$$T_{\text{т}}^{\text{н}} = 53{,}5 \cdot 1 \cdot 20 = 1070 \text{ кН}.$$

Определение усилий в элементах колодца-оболочки для строительного периода.

1). Проверку колодца на погружение выполняем по формуле (92):

$$0{,}9 \cdot 7600/1{,}1\,(2200 + 1070) + 306 = 1{,}78 > \gamma_{\text{с}} = 1{,}2.$$

Здесь усилие сопротивления грунта под подошвой ножа $\sigma_{\text{н}} = U_{\text{ср}} b_{\text{б}} R = 51{,}2 \cdot 0{,}3 \cdot 20 = 306$ кН; R— расчетное сопротивление грунта, определяемое по СНиП 2.02.01-83.

Условие удовлетворено, колодец погрузится до проектных отметок без пригрузки.

2). По формулам (77) определяем усилия в стенах колодца под воздействием собственного веса, когда он стоит на последних четырех подкладках:

$$M_{оп} = -0{,}215 \cdot 149 \cdot 8{,}2^2 = 2420 \text{ кН·м};$$

$$M_{пр} = 0{,}1103 \cdot 149 \cdot 8{,}2^2 = 1130 \text{ кН·м};$$

$$M_{кр} = 0{,}0297 \cdot 149 \cdot 8{,}2^2 = 216 \text{ кН}.$$

3). Для предотвращения самопроизвольного погружения ниже проектной отметки устанавливаем временные опоры по периметру колодца в уровне форшахты из бетонного кольца. Усилие, передающееся на опоры, определяем по формуле (93):

$$N_{оп} = 1{,}1\,(7600 + 1120) - (2200 + 1070) \cdot 1 = 5330 \text{ кН}.$$

4). По формулам (94) определяем усилия от действия горизонтальной нагрузки (значения коэффициентов принимаем по табл. 34):

$$M_{R1} = -0{,}11 \cdot 139 \cdot 8{,}2^2\,(1{,}1 - 1) = -103 \text{ кН·м};$$

$$N_{R1} = 139 \cdot 8{,}2\,[1 + 0{,}65\,(1{,}1 - 1)] = 1214 \text{ кН};$$

$$M_{t1} = -0{,}042 \cdot 139 \cdot 8{,}2^2\,(1{,}1 - 1) = -39 \text{ кН·м};$$

$$M_{R2} = -0{,}103 \cdot 89 \cdot 8{,}4^2 \cdot (1{,}25 - 1) = -378 \text{ кН·м};$$

$$N_{R2} = 89 \cdot 8{,}4\,[1 + 0{,}65\,(1{,}25 - 1)] = 890 \text{ кН};$$

$$M_{t2} = -0{,}0375 \cdot 89 \cdot 8{,}4^2\,(1{,}25 - 1) = -604 \text{ кН·м}.$$

По этим усилиям проверяем принятые размеры толщины стен колодца.

5). Устойчивость формы оболочки проверяем по формуле (95). Начальный модуль упругости бетона класса В20 $E_б = 27\,000$ кПа; $\xi = 0{,}4/16{,}4 = 0{,}024$; $\xi_2 = 0{,}55 \cdot 16{,}4^3/15{,}5^4 = 0{,}042$. Принимаем $z = 2, 4, 6, 8$ и 10. Минимальное значение $p_{т.кр}$ получилось при $z = 4$:

$$p_{т.кр} = 0{,}56 \cdot 27\,000\,[0{,}024^3\,(4^2 - 1) + 0{,}658 \cdot 0{,}042/4^4\,(4^2 - 1)] = 4200 \text{ кПа}.$$

$p_{т.кр} > p_г + p_{г4}$, значит, устойчивость формы оболочки при погружении обеспечена.

6). По формулам (81) определяем усилия в ножевой части как для консоли, защемленной в стенах колодца:

$$M_{1-1} = 2{,}4^2\,(89 + 96{,}5) \cdot 0{,}5 = 538 \text{ кН·м}.$$

7). Днище не рассчитываем, так как расчет его выполнен в примере 7.

8). По формуле (96) проверяем колодец на всплытие в процессе строительства:

$$[0{,}9\,(8600 + 5788) + 1100]/1{,}1 \cdot 230 \cdot 10{,}0 \cdot 5{,}9 = 1{,}3 > \gamma_c.$$

Условие выполнено, колодец не всплывет.

Эксплуатационный период.

9). По формуле (97) проверяем колодец на всплытие:

$$[0{,}9\,(8600 + 5788 + 5000 + 1120) + (1100 + 5560) \cdot 1]/1{,}1 \cdot 230 \cdot 10 \cdot 5{,}9 =$$
$$= 1{,}02 < \gamma_c.$$

Условие не выполнено, требуется пригрузка. Согласно формуле (93), вес пригрузки для удержания колодца от всплытия с учетом веса тампонажа щели тиксотропной рубашки цементно-песчаным раствором

$$N_{пр} = 1{,}2 \cdot 1{,}1\,(230 \cdot 10{,}7 \cdot 10) - 0{,}9\,[(8600 + 5780 +$$
$$+ 5000 + 1120) - 1100 - 5560] = 8040 \text{ кН}.$$

Для удержания колодца против всплытия принимаем горизонтальные сваи в уровне днища. Расчет свай выполняем в соответствии с указаниями СНиП II-17-77. В нашем случае применение воротника не допускается, так как глубина первоначального котлована, с дна которого начинается погружение, составляет 0,5 м, а устройство воротника допускается при глубине котлована не менее 5 м.

10). Проверяем стены колодца-оболочки на горизонтальные нагрузки. В эксплуатационном периоде горизонтальные нагрузки определяют с учетом первоначального обжатия колодца давлением тиксотропного раствора. Такое обжатие учитывается уменьшением суммарного горизонтального давления на 20 % от $p_z^н$. В нашем случае это уменьшение составит $0{,}2 \cdot 139 = 28$ кПа.

Суммарное горизонтальное давление на верхнюю зону колодца

$$\Sigma p = \gamma_n [\gamma_f (p_г^н + p_{г2}^н + p_w^н) - \gamma_f \cdot 0{,}8 p_т] = 1 [1{,}1 (99 + 8 + 116) -$$
$$- 1 \cdot 0{,}8 \cdot 28] = 222{,}9 \text{ кПа}.$$

Усилия в оболочке от этой нагрузки определяем по формулам (94) с использованием данных табл. 34. По полученным усилиям проверяем ранее принятую золщину стен и окончательно определяем сечение арматуры.

Расчет сооружений, устраиваемых способом «стена в грунте»

Так как траншеи устраивают без крепления вертикальных стенок, то необходимо проверять их устойчивость, которая определяется давлением глинистого раствора, наполняющего траншею. Устойчивость стенок траншеи может обеспечиваться в результате повышения удельного веса глинистого раствора или за счет разницы уровней раствора и грунтовых вод. Для обеспечения устойчивости должно соблюдаться условие

$$p_т^н \geqslant p_г^н + p_w^н, \qquad (101)$$

где $p_т^н$, $p_г^н$, $p_w^н$ — нормативное давление соответственно глинистого раствора, грунта и грунтовых вод.

Для определения давления глинистого раствора и грунтовых вод служат формулы

$$p_т^н = \gamma_т (H_x - H_т); \quad p_w^н = \gamma_w (H_x - H_w). \qquad (102)$$

Давление грунта определяют по формуле (63), как и для опускных колодцев.

Несущие стены круглых в плане сооружений рассчитывают по первой группе предельных состояний с учетом возможной неравномерности бокового давления грунта. Приведенная ниже методика расчета применима для сооружений с отношением толщин стен к диаметру оси сооружения $b/D_c = 1/60 \ldots 1/10$. По этой методике стены рассчитывают как пространственную систему с учетом отпора грунта, числа шарниров по окружности стен и заделки их в днище.

Расчетные изгибающие моменты в стенах M_c, кН·м (в поясе шириной 1 м на глубине H_x), от внешнего давления грунта и грунтовых вод определяют по формуле

$$M_c = \overline{M} R_c^2 [k (p_г + p_w) + 0{,}3 p_w], \qquad (103)$$

где R_c — радиус осевой линии стен; $k = \Sigma p / p_г + p_w$ — коэффициент неравномерности давления грунта на стены; $\Sigma p = p_г + p_{г1} +$

$+ p_{г2} + p_{г.к} + p_{о.к}$ — сумма основного, дополнительных и особых горизонтальных давлений грунта; $\overline{M}$ — безразмерная величина, определяемая по графикам, представленным на рис. 8 и 10 Руководства [32], в зависимости от показателя гибкости стены $\Gamma = 0{,}261E_о R_с/Eb$ (где $E_о$ и E — соответственно модуль деформации грунта и модуль упругости бетона, кПа) и числа шарниров n, расположенных по периметру стены.

При $n > 12$ изгибающие моменты определяют по графику рис. 10 [32] как для $n = 12$. Однако в этом случае должны соблюдаться следующие условия:

при $p_г \geqslant p_{г.б}$

$$n \leqslant 2\pi/\arccos[1 - (p_г + p_{г.н})/E_о];$$

при $p_{г.б} > p_г$

$$n \leqslant 2\pi/\arccos[1 - (p_{г.б} + p_{г.н})/E_о].$$

Расчетное сжимающее усилие, кН/м,

$$N_с = -R_с(p_г + p_w + 0{,}25\pi e p).$$

Если $p_{г.б} > p_г$, в вышеприведенных формулах следует заменять $p_г$ на $p_{г.б}$.

Неравномерность горизонтального дополнительного давления в плане рекомендуется вычислять при полярном угле $\beta = 0{,}5\pi$ [32].

Стены сооружений с вертикальной перегородкой, расположенной в диаметральной плоскости, дополнительно рассчитывают на нагрузку от внутреннего давления воды, заполняющей один из отсеков. Для этого случая расчетные усилия определяют в сечении, расположенном на глубине, равной половине высоты сооружения.

При жесткой заделке перегородки в днище расчетный максимальный изгибающий момент в точках примыкания перегородки и между этими точками вычисляют по формуле

$$M_{с.п} = \overline{M} R_с^2 p_w k_с,$$

где $\overline{M}$ — безразмерная величина, определяемая по графику, представленному на рис. 13 Руководства [30]; p_w — внутреннее давление воды на глубине $0{,}5H$; $k_с$ — коэффициент, учитывающий влияние заделки перегородки в днище и зависящий от отношения высоты перегородки $H_п$ к ее ширине $l_п$ [30]:

$H_п/l_п$	2	1,5	1,2	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
$k_с$	1	0,95	0,9	0,8	0,75	0,67	0,6	0,5	0,4	0,3	0,15

Изгибающий момент в месте заделки перегородки в стенах $M_п = 2M_{с.п}$. В середине пролета перегородки изгибающий момент, действующий в горизонтальной плоскости,

$$M_{пр} = 0{,}5R_с^2 p_w k_с - M_п.$$

Усилия и деформации в вертикальной плоскости перегородок определяются по таблицам, составленным для расчета прямоуголь-

ных пластин в зависимости от соотношения сторон и характера опирания (см. гл. 2).

Растягивающие усилия в стене от действия внутреннего давления воды определяют по формулам:

для стен, ограничивающих отсек, заполненный водой,

$$N_{c1} = R_c p_w;$$

для остальных участков стен

$$N_{c2} = 0{,}2 R_c p_w.$$

Растягивающие усилия в перегородке от гидростатического давления воды

$$N_п = 0{,}12 R_c p_w.$$

Устойчивость формы монолитных и сборных стен с жесткими соединениями проверяют аналогично проверке стен опускных колодцев по формуле (95).

При сборных стенах с шарнирными соединениями критическую нагрузку на 1 м высоты стены $p_{кр}$, кН/м, из условия устойчивости определяют как для арки по формуле

$$p_{кр} = EI\,(\pi^2/\alpha^2 - 1)/R_c^2,$$

где EI — жесткость стены; α — половина центрального угла, соответствующего длине дуги арки, рад.

Проверку на всплытие выполняют по формуле (96) аналогично проверке опускного колодца. В случае неудовлетворения этих условий, днище закрепляют анкерами. Расчетные усилия в анкерах

$$Q_a = \gamma_п \gamma_c [\gamma_w H_w F_б \gamma_f - (G_к + 0{,}5 T_c)].$$

Коэффициент надежности γ_c в данном случае рекомендуется принимать равным 1,25.

КОНСТРУИРОВАНИЕ СООРУЖЕНИЙ ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

Массивные колодцы. Эту разновидность опускных колодцев устраивают из монолитного или сборного железобетона. Стены собирают из вертикальных элементов высотой, равной или кратной высоте яруса, либо из блоков, укладываемых горизонтальными рядами (рис. 46, *а*). Вертикальные элементы стен состоят из ножа (первый ярус) и участка стены. Нож колодца устраивают, как правило, из железобетона, реже из металла или комбинированной конструкции. Форма ножа (рис. 46, *б*) зависит от способа погружения колодца — с водоотливом или подводным способом. Высота скоса ножа h равна толщине днища или бетонной подушки; угол наклона скоса принимают в пределах 50...60°, ширина банкетки $b_б = 0{,}2...0{,}4$ м; размер упора ножа $c = 0{,}2...0{,}4$ м; ширина паза равна толщине железобетонной плиты днища.

Днища опускных колодцев устраивают только монолитными (рис. 46, *в*). При опускании колодцев с водопонижением днище

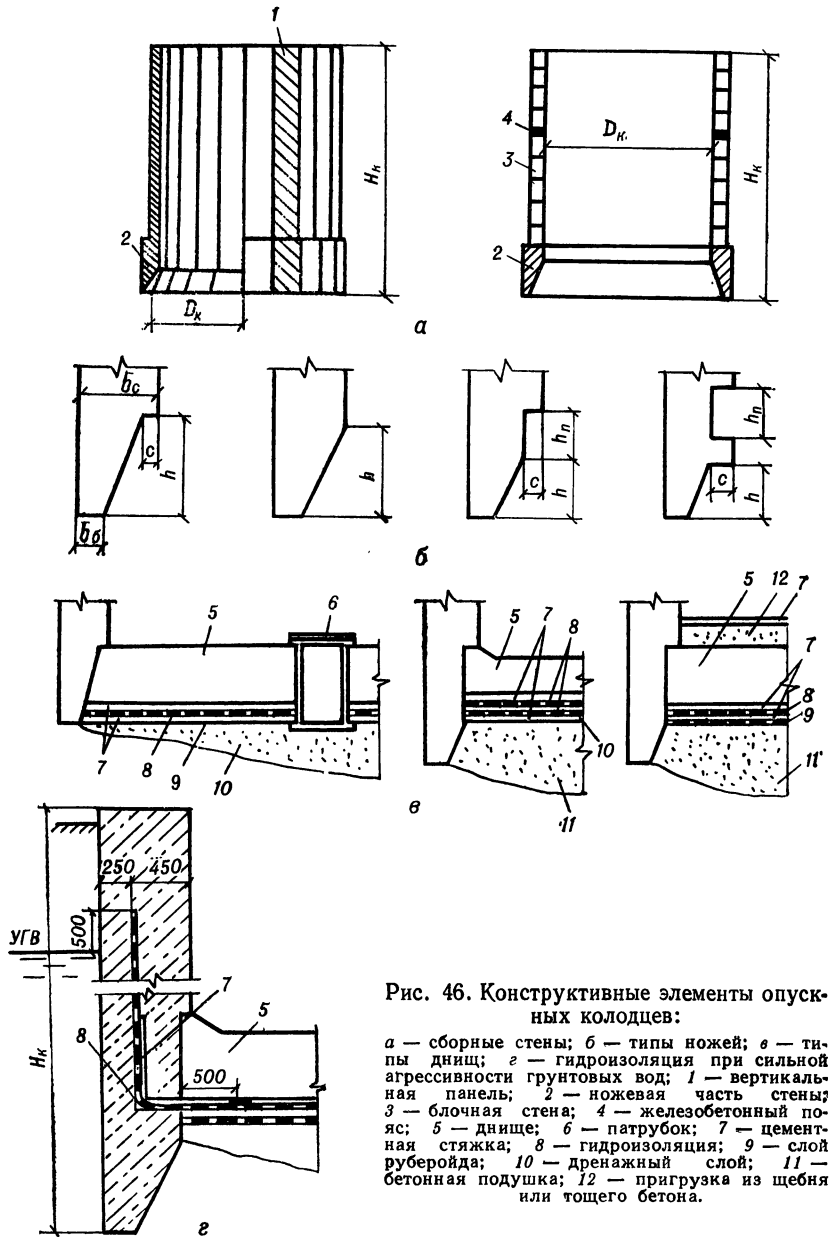


Рис. 46. Конструктивные элементы опускных колодцев:

а — сборные стены; *б* — типы ножей; *в* — типы днищ; *г* — гидроизоляция при сильной агрессивности грунтовых вод; *1* — вертикальная панель; *2* — ножевая часть стены; *3* — блочная стена; *4* — железобетонный пояс; *5* — днище; *6* — патрубок; *7* — цементная стяжка; *8* — гидроизоляция; *9* — слой руберойда; *10* — дренажный слой; *11* — бетонная подушка; *12* — пригрузка из щебня или тощего бетона.

выполняют в виде железобетонной плиты. В случае погружения колодца без водопонижения сначала устраивают бетонную подушку способом подводного бетонирования, а затем, после приобретения бетоном необходимой прочности и после откачки воды бетонируют железобетонную плиту. Для откачки грунтовых вод в днище

заделывают стальные патрубки, диаметр которых выбирают с таким расчетом, чтобы в них могла легко пройти всасывающая труба с предохранительной решеткой. Количество потрубков (обычно 1... 4) зависит от ожидаемого притока грунтовых вод.

Стены колодца армируют в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01-84. Вертикальную арматуру ножа ставят с внешней стороны, а вертикальную арматуру стен можно ставить с внешней и внутренней стороны. Кольцевая арматура выполняет роль монтажной.

При сильной агрессивности грунтовых вод гидроизоляцию устраивают внутри стены (рис. 46, *г*). Для этого сначала бетонируют внешнюю часть стены с ножом, а после оклеивания гидроизоляции — внутреннюю.

Днище армируют кольцевой и радиальной арматурой или сетками из прямых стержней. Первый тип армирования более экономичен, но трудоемок. Рабочую арматуру в обоих случаях ставят сверху плиты.

Стыки между вертикальными железобетонными панелями стен выполняют сваркой арматуры с последующим бетонированием.

Особое внимание уделяют водонепроницаемости стен и днища, так как это является одним из главнейших требований к насосным станциям. Водонепроницаемость ограждающих конструкций может быть обеспечена применением водонепроницаемого бетона или устройством соответствующей гидроизоляции.

Колодцы, погружаемые в тиксотропной рубашке. Одним из индустриальных способов возведения подземных сооружений является применение сборных опускных колодцев, собираемых из стеновых панелей и погружаемых в тиксотропных рубашках.

Институт «Укрводоканалпроект» с участием ЦНИИпромзданий разработал для подземных сооружений водопроводно-канализационного хозяйства стеновые панели (серии 3.901.1...3.901.14 и 3.902.1...3.902.10), из которых можно собрать любое подземное сооружение для строительства в сложных гидрологических условиях. Диапазон размеров опускных колодцев, собираемых из серийных стеновых панелей, достаточно велик и может удовлетворить требованиям технологии в отношении диаметров (6...60 м) и заглубления сооружения (высота — 9...36 м). При глубине подземной части более 12 м стены выполняют из двух ярусов. Стеновые панели для всех диаметров приняты сечением 1970 × 300 м. Исключение составляют панели нижнего яруса, сечение которых принято 1970 × × 400 мм. На базе серий стеновых панелей разработан ряд типовых проектов насосных станций и водозаборов раздельного и совмещенного типов.

Одним из основных элементов сборных опускных колодцев являются стыки между стеновыми панелями, которые должны обладать достаточной прочностью, жесткостью и водонепроницаемостью. Стыки должны быть технологичными при изготовлении стеновых панелей и при монтаже.

Наибольшее распространение получили клиновидные и шпоноч-

ные стыки (рис. 47, *а*, *б*). Равнопрочность клиновидных стыков обеспечивается двойной арматурой, привариваемой к рабочей арматуре стеновых панелей посредством закладных деталей, а равнопрочность шпоночных — сваркой внутренних и наружных стальных накладок к закладным деталям стеновых панелей. Клиновидные стыки замоноличивают набрызг-бетоном на мелком заполнителе (крупность — до 20 мм) слоями толщиной 40...50 мм согласно СНиП 2.03.01-84.

Явным преимуществом перед клиновидным и шпоночным обладают бессварные стыки — петлевой и стык Передерия. Но в настоящее время они редко применяются из-за недостаточной прочности их при воздействии изгибающих моментов, а также из-за сложности изготовления.

Горизонтальные стыки стен (рис. 47, *в*) устраивают приваркой вертикальной арматуры к закладным деталям с последующим торкретированием.

Стык в ножевой части колодцев-оболочек выполняют при помощи стальных листов с замоноличиванием полости между наружными и внутренними накладками (рис. 47, *г*).

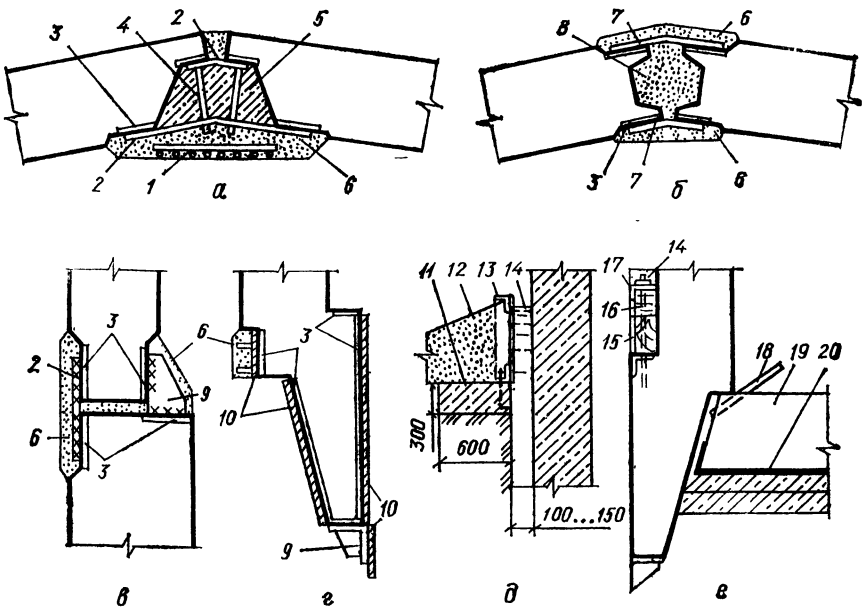


Рис. 47. Элементы сборных колодцев:

а, *б*, *в* — соответственно клиновидный, шпоночный и горизонтальный стыки; *г* — ножевая часть стены; *д* — форшахта; *е* — низ тиксотропной рубашки и стык стены с днищем; *1* — сетка на высоту стены; *2* — соединительный стержень; *3* — закладная деталь; *4* — анкер; *5* — набрызг-бетон; *6* — торкрет-штукатурка; *7* — стальная накладка; *8* — цементный раствор; *9* — косынка; *10* — стальной лист; *11* — железобетонное кольцо; *12* — грунтовая засыпка; *13* — стенка форшахты; *14* — тиксотропный раствор; *15* — резиновый или брезентовый манжет; *16* — болт; *17* — прижимной уголок; *18* — инъекционная трубка; *19* — днище; *20* — гидроизоляция.

При устройстве двухъярусных стен опускных колодцев сначала погружают нижний ярус колодца, затем монтируют стены второго яруса при помощи инвентарных направляющих и после замоноличивания вертикальных и горизонтального стыков погружают колодец до проектной отметки.

Высоту ножевой части принимают из условия обеспечения жесткости сооружения при монтаже с учетом способа погружения колодца (с водопонижением или без него). Обычно высота ножа составляет 1,5...3,5 м. В верхней части его устраивают выступ или паз для опоры плиты днища. Ширина банкетки и наклон скоса ножа зависят от физико-механических свойств грунта. При их выборе исходят из условия наименьшего сопротивления погружению колодца. Если колодец погружают в грунт с твердыми вкраплениями, то банкетку ножа защищают стальным уголком. На уровне наружной поверхности к ножу приваривают стальную полосу высотой 0,2...0,4 м, с тем чтобы предотвратить просачивание тиксотропного раствора в забой при погружении.

Днища колодцев, погруженных в тиксотропной рубашке, устраивают аналогично днищам опускных колодцев.

Для образования полости тиксотропной рубашки между грунтом и наружной поверхностью колодца в нижней части его устраивают выступ шириной 100...150 мм и высотой 2,0...2,5 м. Чтобы предохранить полость от обрушения грунта у поверхности земли предусматривают форшахту в виде железобетонного кольца или из листовой стали с фланцем из уголка (рис. 47, *д*). Форшахту устраивают также из досок толщиной 30...40 мм, обвалованных с наружной стороны глинистым грунтом.

Уплотнитель, устанавливаемый для предотвращения утечки тиксотропного раствора в забой, крепят болтами диаметром 10...12 мм. Их закладывают при бетонировании в нижней части колодца с наружной стороны выступа с шагом по периметру стен 200... 300 мм (рис. 47, *е*).

В зависимости от гидростатического напора грунтовых вод и требований сухости внутренних поверхностей стен выбирают конструктивное решение гидроизоляции. Наружные поверхности колодцев до погружения рекомендуется изолировать нанесением торкрет-штукатурки и битумной окрасочной изоляции.

При погружении колодца в глинистый грунт полость заполняют тиксотропным раствором сверху вниз. В случае песчаных и водонасыщенных грунтов раствор подают в нижнюю зону полости по инъекционным трубкам диаметром 16...50 мм, которые располагают по периметру стен через 3...4 м.

Сооружения, устраиваемые способом «стена в грунте». Стены сооружений, устраиваемых способом «стена в грунте», могут быть монолитными и сборными.

Рекомендуемая толщина монолитных стен 0,4...1,0 м. Для них применяют бетон с осадкой конуса 16...20 см. Бетонную смесь укладывают в стены способом вертикально перемещаемой трубы. Качество монолитных стен в большой степени зависит от

непрерывности процесса бетонирования захваток снизу доверху, при котором исключается попадание глинистого раствора в бетон. Толщина защитного слоя бетона — 50...70 мм.

Для армирования стен применяют каркасы из арматуры периодического профиля. Расстояние между стержнями рабочей арматуры — 150...160, монтажной — 200...250 мм. Размеры каркаса определяются шириной захватки и высотой стены. Каркас должен обладать достаточной прочностью, учитывающей транспортировку их и монтаж в траншеи, заполненные глинистым раствором. Для фиксации положения в траншее и между отдельными захватками к каркасу приваривают направляющие. Чтобы удержать его в проектном положении, в верхнем торце предусматривают опоры из поперечных стержней. К каркасу приваривают детали для образования паза в уровне плиты днища, а также закладные детали для

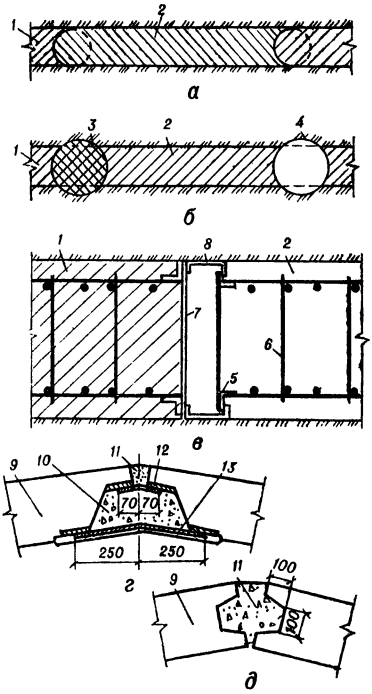


Рис. 48. Стыки монолитных (*а*, *б*, *в*) и сборных (*г*, *д*) стен, устраиваемых способом «стена в грунте»:

1 — первая захватка; *2* — вторая захватка; *3* — вибронабивная свая; *4* — обсадная труба; *5* — направляющий уголок арматурного каркаса; *6* — арматурный каркас; *7* — стальная диафрагма; *8* — направляющая; *9* — стеновая панель; *10* — набрызг-бетон; *11* — цементный раствор; *12* — закладная деталь; *13* — накладка.

крепления внутренних конструктивных элементов сооружения.

Для обеспечения качества стен первостепенное значение имеет создание надежных герметичных стыков между захватками. Для этого предусматривают ограничители, формирующие рабочие стыки бетонирования. Конструкция ограничителей должна обеспечивать водонепроницаемость рабочих стыков и исключать возможность попадания бетонной смеси из одной захватки в другую.

Существуют следующие типы стыков монолитных стен (рис. 48, *а*, *б*, *в*):

в виде криволинейного сопряжения, создаваемого инвентарной трубой, извлекаемой перед бетонированием смежной захватки (рекомендуется для стен высотой до 18 м);

в виде вибронабивной сваи, полость для которой образуется инвентарной трубой, извлекаемой после бетонирования двух соседних захваток (для стен высотой более 18 м);

в виде металлической диафрагмы, приваренной к каркасу в торце; к диафрагме привариваются два швеллера, служащие направляющими смежного каркаса (для стен высотой более 25 м).

При необходимости обеспечения равнопрочности стыка со стеной следует применять конструкцию стыка, в которой предусмотрена непрерывность горизонтальной арматуры стен колодца.

Применение сборного железобетона при возведении подземных сооружений способом «стена в грунте» имеет следующие преимущества: более надежная водонепроницаемость стен, что является одним из основных требований, особенно для таких сооружений, как насосные станции; экономичность, так как стеновые панели тоньше монолитных; индустриальность с присущими ей положительными показателями; возможность устройства стен с пазами и выступами, а также с закладными деталями для соединения стен с внутренними конструктивными элементами; возможность получения высокого качества внутренних поверхностей стен, что позволяет избежать выполнения штукатурных работ, необходимых при монолитном бетоне.

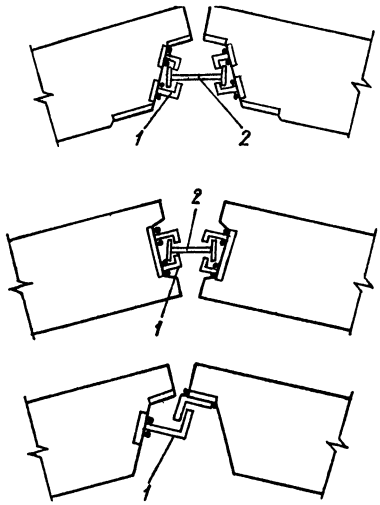


Рис. 49. Стыки стеновых панелей с постоянными (*1*) и инвентарными (*2*) направляющими.

Стеновые панели могут быть плоскими, многопустотными и ребристыми.

Стыки между стеновыми панелями конструируют с учетом особенностей производства работ и требований прочности стыка, соответствующей расчетной схеме сооружения. Для создания равнопрочности рабочего стыка арматуру стыкуемых элементов соединяют в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01-84. Этим требованиям в наибольшей степени удовлетворяет клиновидный стык (рис. 48, *г*), который заделывают изнутри сооружения по мере извлечения грунта. Если не требуется равнопрочность стыка со стеной, применяют нерабочие стыки — шпоночные или плоские с накладками (рис. 48, *д*).

Одними из основных элементов сборных стен, обеспечивающими проектное положение опускаемых в траншею стеновых панелей, являются направляющие, которые могут быть инвентарными или постоянными (рис. 49). Инвентарные направляющие, применение которых позволяет значительно экономить металл, используются в стыках открытого типа. Постоянные направляющие применяют в стыках с малой полостью.

Размеры стеновых панелей принимают исходя из их оптимальной массы (рекомендуется не более 2000 кг) и из минимально возможного количества стыков. Ширину панелей принимают в пределах 1,5...3,5 м, а толщину — 0,15...0,20 м.

Сопряжéние стен с днищем и внутренними конструктивными элементами выполняют закладными деталями, штрабами или

выпусками, предусмотренными при изготовлении стеновых панелей (рис. 50). Для фиксации стеновых панелей в вертикальной плоскости при опускании их в траншеи, применяют двутавровые балки, которые закладывают в петли, приваренные к верхним торцам стеновых панелей.

Стыки между стеновыми панелями заполняют бетоном аналогично стыкам стеновых панелей опускных колодцев. Пазухи между

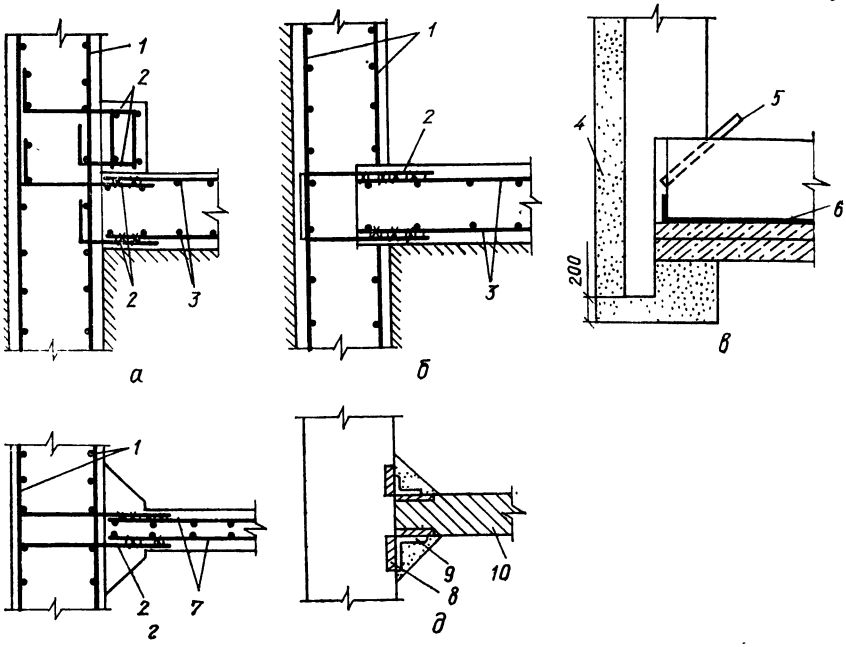


Рис. 50. Детали сопряжения:

а — монолитных стен с днищем при помощи обвязочного пояса; *б* — то же, при помощи штрабы и арматурных выпусков; *в* — сборных стен с днищем; *г, д* — стен с перегородками при помощи выпусков и уголков; *1* — арматура стен; *2* — арматурные выпуски; *3* — арматура днища; *4* — тампонажный раствор; *5* — инъекционная трубка; *6* — гидроизоляция; *7* — арматура перегородки; *8* — закладная деталь; *9* — уголок; *10* — сборная перегородка

панелями и стенами траншей заполняют тампонажным раствором, который должен обеспечивать требуемую прочность и водонепроницаемость.

В сериях конструктивных элементов подземных сооружений 3.901-14 и 3.902-10 разработаны стеновые панели сечением 1970 × × 300 мм для сооружений диаметром 9...24 м и заглублением до 12,4 м. В отличие от стеновых панелей опускных колодцев панели для производства работ способом «стена в грунте» не имеют ножевой части. Стыки между ними приняты клиновидные с равнопрочным соединением арматуры. Заполнение стыка предусмотрено набрызг-бетоном на мелком щебне (крупность — до 20 мм) слоями толщиной 40...50 мм. Конструкция плит днища, а в необходимых случаях и бетонных подушек аналогична днищам опускных колодцев.

«Укрводоканалпроект» и НИИСП Госстроя СССР разработали оригинальные решения стыков между стеновыми панелями, испытанных при строительстве ряда сооружений [14].

Глава 5. УПОРЫ И ЯКОРЯ

МАТЕРИАЛЫ. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Для упоров и якорей применяются материалы, используемые для обычных подземных сооружений (СНиП 2.03.01-84).

Основными причинами возникновения сил, действующих на трубопроводы, являются статический напор от внутреннего давле-

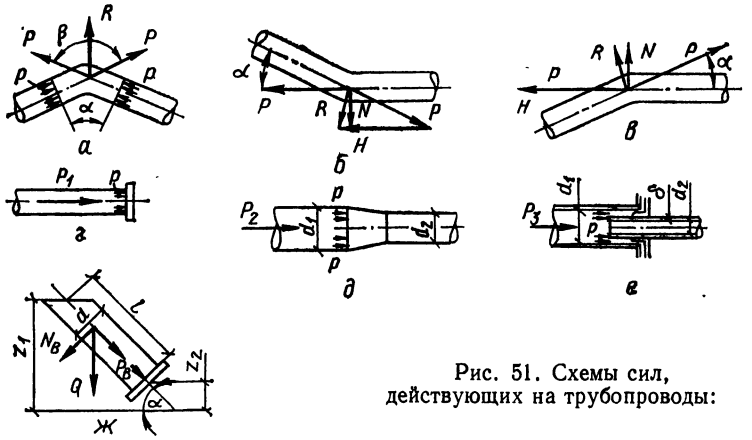


Рис. 51. Схемы сил, действующих на трубопроводы:

а — в месте горизонтального изгиба; *б*, *в* — в местах вертикального изгиба; *г* — при закрытой задвижке; *д* — в месте перехода диаметров трубопровода; *е* — в компенсаторе с задвижкой; *ж* — при наклоне трассы трубопровода.

ния, скоростной напор вследствие движения воды, собственный вес трубопровода и жидкости, находящейся в нем, колебание температур внутренней и внешней среды.

Воздействие статического напора жидкости. Под воздействием статического напора в трубопроводе при движении жидкости могут возникать осевые и поперечные силы в местах изменения диаметра на прямоугольных участках или изменения направления оси в горизонтальной или вертикальной плоскости.

В местах горизонтального изгиба (рис. 51, *а*) поперечная сила (равнодействующая осевых сил), кН,

$$R = d^2 p_{\max} c \gamma_f, \qquad (104)$$

где d — диаметр трубопровода, м; $p_{\max}$ — максимальное давление в трубопроводе, кПа; c — коэффициент угла изгиба трубопровода, определяемый по формуле

$$c = \pi/4 \sqrt{2(1 + \cos\beta)} = \pi/4 \sqrt{2(1 - \cos\alpha)}.$$

Для наиболее часто встречающихся углов изгиба β коэффициент c имеет следующие значения [40]:

β	90°	100°	120°	140°	160°	170°
c	1,1099	1,0087	0,785	0,5369	0,2717	0,1358

Угол изгиба трубопроводов менее 90° применять не рекомендуется, так как при этом могут возникнуть значительные поперечные силы.

Поперечные силы, возникающие в местах вертикального изгиба (рис. 51, *б*, *в*), определяются также по формуле (104). Разница заключается только в направлении их действия.

При закрытой задвижке (рис. 51, *г*) осевые силы, кН,

$$P_1 = 0{,}785 d^2 p_{\max} \gamma_f. \qquad (105)$$

В местах переходов от большого диаметра к меньшему (рис. 51, *д*) возникает сила, кН,

$$P_2 = 0{,}785 (d_1^2 - d_2^2)\, p_{\max} \gamma_f. \qquad (106)$$

В компенсаторе с задвижкой или заглушкой (рис. 51, *е*)

$$P_3 = 0{,}785 (d_2 + 2\delta)^2\, p_{\max} \gamma_f. \qquad (107)$$

В компенсаторе без задвижки или заглушки

$$P_4 = 0{,}785 [(d_2 + 2\delta)^2 - d_2^2]\, p_{\max} \gamma_f.$$

Воздействие скоростного напора. По сравнению с силами, вызываемыми статическим напором, воздействие скоростного напора невелико. Поэтому в подземных трубопроводах при нормальных скоростях течения жидкости (0,2...0,4 м/с) этими силами можно пренебречь. Учитывают их только в случаях более высоких скоростей или при укладке трубопровода на подвижных опорах. В месте изгиба трубопровода равнодействующая центробежной силы, кН,

$$S = \gamma_f (1{,}57 \gamma v d^2 \sin 0{,}5\varphi)/g, \qquad (108)$$

где γ — удельный вес жидкости, кН/м³; v — скорость течения жидкости, м/с; g — ускорение свободного падения, м/с².

Наклон трассы трубопровода (рис. 51,*ж*). Собственный вес трубопровода и вес жидкости, находящейся в нем, на наклонных участках создают осевые силы. Составляющие равнодействующей этих сил P_B и N_B, кН, определяются по формулам

$$P_B = Q_т (z_1 - z_2)/[l + 0{,}785 d^2 (z_1 - z_2) \gamma]\, \gamma_f;$$

$$N_B = Q_т \cos \alpha \gamma_f,$$

где $Q_т$ — вес наклонного участка трубопровода с жидкостью, находящейся в нем, кН; z_1 и z_2 — отметки верха и низа наклонного участка, м.

Колебания температур. Изменение температуры внешней или внутренней среды, с которой соприкасается трубопровод, вызывает в нем появление температурных напряжений. Особенно опасны эти воздействия при прокладке трубопровода открытым способом или

при размещении его на небольшой глубине. Подземные трубопроводы, уложенные на глубине 2...3 м, практически не подвергаются температурным воздействиям. Осевые усилия от температурных воздействий, кН,

$$N_t \approx 0{,}25\pi d\delta\,(t_1 - t_2)\,\gamma_t,$$

где t_1 и t_2 — соответственно температура жидкости и грунта, °С.

37. Коэффициенты надежности по нагрузкам γ_f [6]

Вид нагрузки	γ_f	Вид нагрузки	γ_f
Постоянные:		Временные длительные:	
собственный вес упора (якоря)	1,1 (0,9)	температурные воздействия	1,2
вес грунта	1,1 (0,9)	давление воды при испытании	1
собственный вес трубопровода с жидкостью, находящейся в нем	1,1 (0,9)	Кратковременные:	
пассивное давление грунта	0,9	гидравлические удары	1,25

Расчетные нагрузки определяются умножением нормативных на коэффициенты надежности по нагрузкам γ_f (табл. 37), которые принимаются одинаковыми при расчете вертикальных и горизонтальных составляющих.

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЕ

Упоры и якоря рассчитывают по двум предельным состояниям:

по несущей способности — расчет устойчивости положения упора (якоря) на сдвиг, устойчивости основания под подошвой упора, устойчивости против отрыва якоря, прочности элементов узлов крепления;

по деформациям — расчеты основания.

Характеристики грунтов ненарушенного сложения определяют, как правило, на основании их испытания. При отсутствии непосредственных значений основных характеристик нормативные значения грунтов принимают по прил. 3 СНиП 2.02.01-83. Расчетные характеристики определяют по зависимостям

$$\varphi_{\text{I}} = \varphi^{\text{н}}/\gamma_{\text{д}};\quad \varphi_{\text{II}} = \varphi^{\text{н}};\quad c_{\text{I}} = c^{\text{н}}/1{,}5;\quad c_{\text{II}} = c^{\text{н}},$$

где $\gamma_{\text{д}}$ — коэффициент надежности по грунту, принимаемый для песчаных грунтов равным 1,1, для глинистых — 1,15.

Значения характеристик грунтов засыпки пазух могут быть приняты следующие: $\gamma'_{\text{I}} = 0{,}95\gamma_{\text{I}}$; $\gamma'_{\text{II}} = 0{,}95\gamma_{\text{II}}$; $\varphi'_{\text{I}} = 0{,}9\varphi_{\text{I}}$; $\varphi'_{\text{II}} = 0{,}9\varphi_{\text{II}}$; $c'_{\text{I}} = 0{,}5c_{\text{I}}$, но не более 7 кПа; $c'_{\text{II}} = 0{,}5c_{\text{II}}$, но не более 10 кПа. Для песчаных грунтов $c_{\text{I}} = c_{\text{II}} = 0$.

Упоры, устраиваемые в местах изгиба трубопроводов в горизонтальной плоскости, рассчитывают исходя из восприятия грунтом

давления, передаваемого опорными плоскостями упоров, а также обеспечения плотности и прочности стыковых соединений, прочности упора и крепежных деталей, устойчивости упоров на сдвиг.

Максимальное гидростатического давление принимают для случая испытания трубопровода (до засыпки его землей).

Площадь рабочей опорной плоскости упора предварительно определяют по формуле

$$F \approx \gamma_n P/\gamma_c R, \tag{109}$$

где γ_n — коэффициент надежности по назначению, принимаемый равным 1; 0,95; 0,9 соответственно для трубопроводов класса I, II, III; P — равнодействующая сила, которая влияет на упор при испытании трубопровода, кН; γ_c — коэффициент условий работы упора, принимаемый равным 0,7...0,8; R — нормативное давление на грунт основания, кПа.

При проверке упора на сдвиг по подошве должно выполняться условие

$$\Sigma F_{sa} \leqslant (\gamma_c \Sigma F_{sr})/\gamma_n, \tag{110}$$

где ΣF_{sa} и ΣF_{sr} — сумма проекций на плоскость скольжения соответственно расчетных сдвигающих и удерживающих сил, кН; γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый для песков, кроме пылевых, равным 1, для пылеватых и глинистых песков в стабилизированном состоянии — 0,9, то же в нестабилизированном состоянии — 0,85.

Сдвигающей силой является равнодействующая осевых сил

$$\Sigma F_{sa} = P.$$

От смещения упор удерживают пассивное давление грунта и сила трения подошвы упора по грунту $T_у$ (рис. 52, *а*):

$$\Sigma F_{sr} = T_п + T_у. \tag{111}$$

Эпюра пассивного давления грунта представляет собой трапецию с ординатами $q_в$ и $q_н$:

$$q_в = \gamma_{гр} h_1 L \operatorname{tg}(45° + 0{,}5\varphi);$$

$$q_н = \gamma_{гр} HL \operatorname{tg}(45° + 0{,}5\varphi),$$

где $\gamma_{гр}$ — удельный вес грунта, кН/м³; L — длина упора, м.

Пассивное сопротивление грунта

$$T_п = 0{,}5\,(q_в + q_н)\,h_у. \tag{112}$$

Сила трения подошвы по грунту

$$T_у = \Sigma G f, \tag{113}$$

где ΣG — сумма вертикальных сил (собственный вес упора и вес грунта, расположенного над ним), кН; f — коэффициент трения подошвы упора по грунту.

Для обеспечения прочности и плотности раструбных стыков необходимо, чтобы деформация грунта у рабочей плоскости упора не превышала допустимого перемещения крайнего стыка. Предель-

ное перемещение обычно принимают не более 3 мм. Это может быть соблюдено при условии, если давление на грунт по рабочей плоскости упора не будет превышать 0,3 коэффициента упругого сжатия грунта (коэффициента постели). Коэффициент постели следует при-

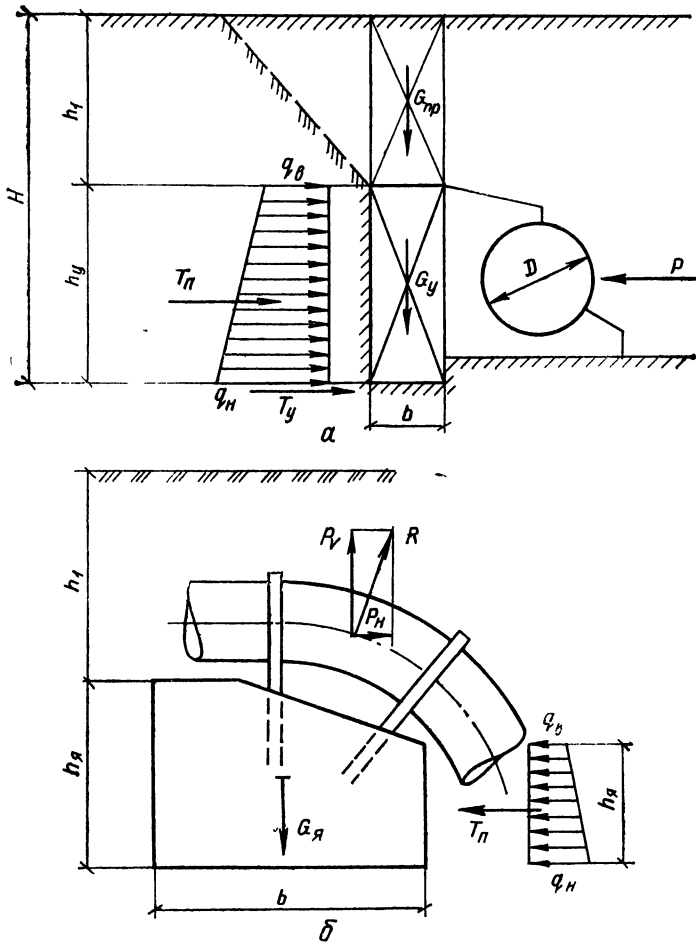


Рис. 52. Расчетные схемы:
а — упора; *б* — якоря.

нимать по результатам исследований в полевых условиях. Для первого приближения можно принять $k = 350...500$ кН/м³: меньшее значение — при заложении подошвы упора на глубине до 2 м или при влажных грунтах, большее — при глубине заложения подошвы 3 м и более.

Упоры, устанавливаемые в местах вертикального изгиба трубопровода, имеют две рабочие плоскости. При повороте трубопровода вверх горизонтальная плоскость упора должна воспринимать силу

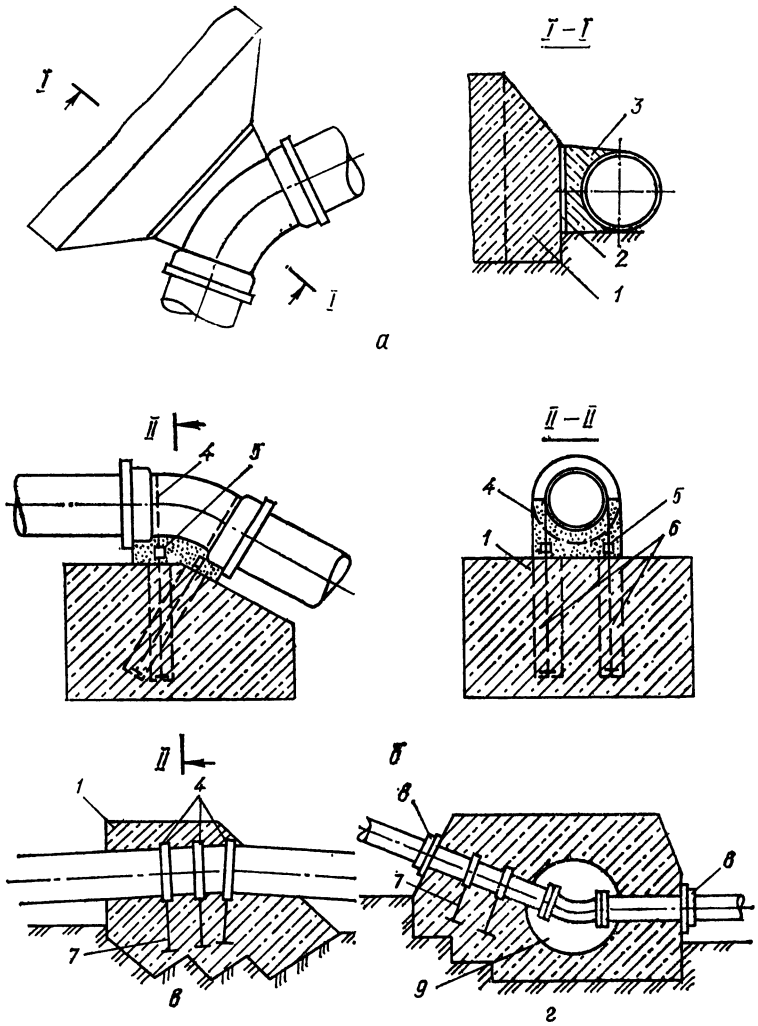


Рис. 53. Конструктивные решения упоров и якорей:

а, б — соответственно упор и якорь открытого типа; *в, г* — упор и якорь закрытого типа; *1* — бетон класса В5; *2* — толевая прокладка; *3* — бетон класса В20; *4* — стальной хомут; *5* — стяжная муфта; *6* — анкерные болты; *7* — анкера; *8* — упорные фланцы; *9* — горизонтальный колодец.

P_v. При крутом повороте, подвижных стыках и недостаточном защемлении труб грунтом, к силе P_v следует добавлять воздействие веса наклонного участка трубы и находящейся в ней воды. Вертикальную плоскость упора проверяют на действие силы H.

Якоря также имеют две рабочие плоскости. Вертикальная сила P_v, на восприятие которой рассчитывают стальное крепление и хомуты, погашается весом массива якоря. Устойчивость якоря на сдвиг проверяют по горизонтальной составляющей давления

(рис. 52, *б*). Вес якоря, обеспечивающий устойчивость на отрыв,

$$G_я = \gamma_n P_v / \gamma_c. \qquad (114)$$

Расчетные характеристики грунтов, окружающих упор или якорь, принимаются в соответствии с указаниями СНиП 2.02.01-83.

Упоры и якоря представляют собой массивы из бетона, бутобетона, железобетона или каменной кладки. В зависимости от способа крепления трубопровода различают упоры и якоря открытого типа, в которых трубопровод крепится при помощи стальных хомутов (рис. 53, *а*, *б*), и закрытого типа, в которых трубопровод заделывается непосредственно в упор или якорь (рис. 53, *в*, *г*).

Упоры открытого типа применяют для трубопроводов, уложенных по поверхности земли. Их преимущество перед упорами закрытого типа заключается в свободном доступе к фасонным частям и стыкам трубопровода для внешнего осмотра и ремонта. Для увеличения сопротивления упора сдвигу его основание устраивают ступенчатым или наклонным.

Вертикальную плоскость упоров и якорей бетонируют в распор с грунтом (без опалубки). Если невозможно устроить массив вплотную к ненарушенному грунту (при наличии откосов котлована или при сборных упорах), то зазоры тщательно заполняют бетоном или грунтом с послойным трамбованием.

Глава 6. ЗАЩИТА СООРУЖЕНИЙ И ПРЕДОТВРАЩЕНИЕ АВАРИЙ И ПОВРЕЖДЕНИЙ

ОБЕСПЕЧЕНИЕ ВОДОНЕПРОНИЦАЕМОСТИ

Одним из важнейших требований, предъявляемых к инженерным сооружениям водопроводно-канализационного хозяйства, является водонепроницаемость, которая обусловливается эксплуатационными требованиями и долговечностью сооружений. Водонепроницаемость может быть обеспечена устройством поверхностной гидроизоляции или применением водонепроницаемого бетона для изготовления ограждающих конструктивных элементов.

Гидроизоляция, в зависимости от расположения относительно направления гидростатического напора, делится на ненесущую и несущую. Ненесущую гидроизоляцию наносят со стороны напорного контура сооружения. Конструктивные решения ее в зависимости от эксплуатационных требований и гидростатического давления подбирают по указаниям [8, 39]. Если гидроизоляцию невозможно нанести по внешнему контуру сооружения, ее устраивают с «сухой» стороны. В этом случае на нее будет оказывать действие гидростатический напор.

Для восприятия гидростатического напора устраивают специальные конструктивные элементы (кессоны, металлическую гидроизоляцию) или наносят на поверхность защищаемых элементов изоляцию из материалов, обладающих большой прочностью во вре-

мени, значительным пределом текучести и достаточной адгезией к бетону. К таким материалам относятся холодные асфальтовые мастики (табл. 38), коллоидные цементные растворы (табл. 39), эпоксидные лаки и краски. Будучи нанесенными на бетонную поверхность, гидроизоляционные пленки из этих материалов работают на отрыв и могут выдерживать гидростатическое давление до 0,5... 0,6 МПа [22]. Результаты испытаний показали, что мастику ИК-25 можно применять при напоре до 15, а ИЦ-20 и ИГЦ-10 — до 30 м. Коллоидный цементный раствор применяется в виде штукатурки толщиной до 5 мм; выдерживает давление на отрыв до 0,6 МПа. Покрытие эпоксидными лаками и красками толщиной 0,4...0,5 мм обладает высокой прочностью сцепления с бетоном; выдерживает гидростатическое давление до 0,6 МПа.

Водонепроницаемый бетон применяется для изготовления ограждающих конструкций. Придание ему водонепроницаемых свойств достигается подбором основных материалов и их соотношений в смеси, применением оптимального водоцементного отношения, введением в состав бетона или раствора добавок, соответствующей технологией приготовления и укладки бетонов. К основным видам добавок, повышающих водонепроницаемость бетона, относятся гидрофобные и пластифицирующие микрозаполнители, а также химические и комбинированные добавки. Опыт стро-

38. Состав и основные свойства холодных асфальтовых мастик [22]

Показатели	ИК-25	ИЦ-20	ИГЦ-10
Состав, % массы:			
битумная эмульсионная мастика	75	80	90
наполнитель	25 (кирпич)	20 (цемент)	10 (цемент)
Коэффициент водоустойчивости	0,93	0,89	0,84
Прочность сцепления при сдвиге, кПа:			
сухая незагрунтованная поверхность	1,43	6,9	6,9
поверхность, загрунтованная пастой	4,39	4,99	5,35

39. Состав и основные свойства коллоидного цементного раствора [22]

Показатели	КЦР-1	КЦР-2	КЦР-3
Состав, % массы:			
вибромолотый цемент	55	30	25
вибромолотый песок	22	30	27
мелкозернистый песок	23	40	48
Коэффициент водоустойчивости	0,98	0,9	0,75
Предел прочности сцепления с бетоном, кПа:			
при выдержке на воздухе	17,5	16,5	16
через 28 сут пребывания в воде	15	15	14
Водопоглощение, %, через 60 сут пребывания в воде	4	5,8	6

ительных организаций подтверждает высокую эффективность применения водонепроницаемых бетонов и растворов, позволяющих значительно упростить технологию возведения специальных сооружений, в несколько раз снизить трудовые затраты на гидроизоляцию сооружений и в 1,5...2 раза уменьшить ее стоимость.

ЗАЩИТА ОТ КОРРОЗИИ

Разрушение и повреждение сооружений, а также сокращение их долговечности из-за коррозии материалов наносит народному хозяйству огромные убытки. Поэтому защита специальных сооружений водопроводно-канализационного хозяйства, которые работают в большинстве случаев в условиях воздействия агрессивных сред и повышенной влажности, является важнейшей задачей проектирования. Правильный выбор комплекса мероприятий по защите сооружения или его частей возможен на основании тщательного изучения материалов изысканий (определения агрессивности среды, которая будет окружать сооружение в процессе эксплуатации, характеристики воды или сточной жидкости, обрабатываемой в емкостных сооружениях или транспортируемой по трубопроводам, а также источников и силы блуждающих токов).

Действие агрессивных сред на строительные конструкции оценивают согласно СНиП 2.03.11-85 [8].

Защита сооружений и их элементов от воздействия агрессивной среды заключается в применении коррозионностойких для данной среды материалов и выполнении конструктивных требований (первичная защита), в нанесении защитных покрытий (вторичная защита) и применении электрохимических способов защиты.

Основными материалами, из которых возводятся специальные сооружения ВКХ, являются бетон и железобетон.

Воздействие воды или водных растворов на бетон можно разделить на три вида: выщелачивание — растворение и вынос водой малостойких составляющих; обменные реакции при взаимодействии активных составляющих среды и бетона; внедрение в бетон различных солей.

Выщелачивание характерно только пористым бетонам, в состав которых входят легкорастворимые компоненты — известь, щелочи, трехкальциевый алюминий и др. Основными мероприятиями по защите конструкций, выполненных из таких материалов, являются уменьшение проницаемости бетона и объема растворимых составляющих его, а также применение защитных покрытий.

Обменные реакции происходят в сильно агрессивной в химическом отношении среде, в частности в сточных водах промышленных предприятий. Защитными мероприятиями против этого вида коррозии являются применение бетонов с особо низкой проницаемостью и облицовывание конструктивных элементов, соприкасающихся с агрессивной средой, материалами, стойкими к данной среде.

Внедрение в бетон различных солей встречается при переменных условиях воздействия внешней среды (намокание — высушивание,

замораживание — оттаивание), а также при осмотических явлениях и наличии капиллярного подсоса. Основные мероприятия по защите сооружений — применение бетонов пониженной или особо пониженной проницаемости и защитных покрытий.

Проницаемость бетона характеризуется прямым показателем — маркой бетона по водонепроницаемости, или коэффициентом фильтрации, и косвенными — водопоглощением бетона и водоцементным отношением. Показатели проницаемости приведены в табл. 1 СНиП 2.03.11-85 [8].

По антикоррозионным свойствам бетоны, растворы и другие материалы делятся на щелочестойкие с низкой кислотостойкостью и кислотостойкие с низкой щелочестойкостью. К первой группе относятся бетоны и растворы на портландцементе, а также силикатный кирпич и другие материалы, содержащие известь или соли кальция и магния, ко второй — бетоны на жидком стекле и кремнефтористом натрии. Универсальным качеством обладают малопористые керамические изделия (кирпич, плитка и др.), применение для футеровки бетонных и железобетонных элементов, а также стекло, фарфор, литые «кислые» камни (базальт, кварц, диабаз, гранит и др.) и некоторые полимерные материалы.

Коррозионная стойкость бетонов обеспечивается одним или одновременно несколькими способами: уменьшением проницаемости, тщательным уплотнением бетонной смеси, применением различных добавок. В табл. 5 даны рекомендации по выбору цементов для специальных сооружений, учитывающие характер агрессивного воздействия внешней и внутренней среды. Требования к железобетонным конструкциям приведены в табл. 40.

Защита арматуры от коррозии относится к основному мероприятию по приданию стойкости железобетонным конструкциям. Арматура корродирует при разрушенном или некачественном защитном слое в условиях влажной среды и при наличии кислорода. Действие кислых газов, в том числе углекислого газа атмосферы, ускоряет разрушение конструкции даже при нормальном защитном слое.

Мероприятия по защите арматуры от воздействия агрессивной среды выбирают в соответствии с указаниями СНиП 2.03.11-85 [8].

При слабой степени агрессивного воздействия среды бетонные конструктивные элементы не защищают, а железобетонные в зависимости от агрессивности окрашивают битумной или битумно-латексной мастикой за два раза, покрывают холодной асфальтовой мастикой за один раз или битумно-полиэтиленовой мастикой в два слоя, защищают водной дисперсией тиокола с армированием стеклотканью.

При средней степени агрессивного воздействия среды на бетон принимают те же защитные покрытия, что и для железобетона при слабой степени агрессивности, а железобетон защищают более усиленной изоляцией: оклеечной из гидроизола и изола (два слоя), оклеечной из полиизобутилена (два слоя) или полиэтилена (один

40. Требования к железобетонным конструкциям в зависимости от степени агрессивного воздействия среды [8]

Степень агрессивного воздействия среды	Степень проницаемости бетона	Минимальная толщина защитного слоя, мм, для бетона		Предельно допустимая ширина, мм, раскрытия трещин	
		сборного	монолитного	непродолжительного	продолжительного
Сильноагрессивная	Особо низкая	30	30	0,1	0,05
Среднеагрессивная	Пониженная	25	30	0,5	0,1
Слабоагрессивная	Нормальная	20	25	0,2	0,15

Примечания: 1. В железобетонных конструкциях, подвергающихся воздействию средне- или сильноагрессивной среды, не допускается применять арматурную сталь марок Ат-III, А-IIIс, А-V, А-VI, Ат-V, Ат-VI и проволоку диаметром менее 3,5 мм. — 2. Если среднеагрессивная степень воздействия определяется только влажностью и наличием углекислого газа, категорию требований по трещиностойкости и раскрытию трещин допускается принимать как для слабоагрессивной среды.

слой), холодной асфальтовой мастикой (два слоя), битумно- или эпоксидно-полиэтиленовой мастикой (три слоя), эпоксидно-каменноугольным покрытием на основе лака этиноль (три слоя) и др.

При сильной степени агрессивности бетон защищают так же, как и при средней степени, а железобетонные конструкции — более надежно: применяют те же покрытия, что и при средней степени, но с увеличением количества слоев на один, а также горячую асфальтовую мастику (три слоя) и полимерные растворы на основе термореактивных синтетических смол.

Приведенные выше покрытия применительны к бетонам пониженной проницаемости.

ПРЕДОТВРАЩЕНИЕ АВАРИЙ, ПОВРЕЖДЕНИЙ И ДЕФЕКТОВ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

В зависимости от степени нарушения целостности, прочности или устойчивости инженерных сооружений и их конструктивных элементов дефекты, повреждения и аварии бывают следующих типов:

нарушения герметичности сооружений, служащие впоследствии причинами аварий (раковины, трещины, ноздреватость, слоистость, недостаточность защитного слоя, оголенная арматура и др.);

недопустимые деформации основания или конструктивных элементов, приводящие к изменению нормального режима работы сооружения (изменение технологических уклонов сооружения, крены, повреждение защитных покрытий);

разрушение отдельных конструктивных элементов и частей сооружения;

аварии сооружений.

Возникновение таких ситуаций имеет различное происхождение. Они порождаются, как правило, несколькими причинами, к которым относятся неполноценные или некачественные полевые инженерно-геологические и гидрогеологические изыскания, их обработка и заключение; ошибки, допущенные при проектировании; дефектное выполнение строительно-монтажных работ; нарушение правил эксплуатации сооружений; воздействие стихийных сил.

Инженерно-геологические изыскания являются основным материалом, регламентирующим выбор типа основания и опорных частей сооружений. Поэтому недоучет свойств грунтов или получение неполной информации о них приводит к грубым ошибкам в процессе проектирования и при строительстве.

В результате анализа материалов изысканий выделены три группы причин аварий [42]: сокращение программы полевых изыскательских работ или недобросовестное их выполнение; некачественное проведение лабораторных исследований, вследствие чего получены неверные характеристики грунтов: отсутствие должного анализа полевых и лабораторных материалов при составлении заключения об инженерно-геологической обстановке.

Некачественные и не в полном объеме проведенные геологические изыскания приводят к тем же последствиям, что и их полное отсутствие. Поэтому кажущаяся экономия времени в результате сокращения объема изыскательских работ, как правило, обусловливает удлинение сроков и удорожание строительства.

В процессе лабораторных исследований грунтов и камеральной обработки материалов изысканий нередко допускаются ошибки в определении основных характеристик грунтов, агрессивности и грунтовых вод, распознавании таких свойств грунтов, как просадочность и набухаемость, и т. д.

В процессе проектирования чаще всего допускаются такие ошибки, как применение непродуманных конструктивных решений, принятие неполноценных решений по приданию конструктивным элементам необходимой устойчивости и жесткости в процессе строительства и эксплуатации, дефекты расчетов, отсутствие должного анализа материалов изысканий, неполноценные мероприятия по защите сооружений, строящихся в особых условиях (сейсмические районы, горные выработки, просадочные или набухающие грунты, агрессивные окружающие среды, вечная мерзлота) и т. п.

Основными причинами возникновения аварий и повреждений являются дефекты, связанные с некачественным выполнением строительно-монтажных работ. Изучение многочисленных случаев повреждений и аварий сооружений подтверждает, что плохое качество строительных работ сопутствует другим причинам, усугубляет и ускоряет процессы разрушения сооружений.

Низкое качество строительно-монтажных работ получается в результате малоквалифицированного руководства и контроля за производством работ, несоблюдения правил и норм, отсутствия или плохого ухода за свежеуложенным бетоном, принятия к монтажу некачественных сборных железобетонных элементов, нарушения

технологии выполнения строительно-монтажных работ, отступления от проекта, нарушения основных правил производства земляных работ в районах с просадочными, набухающими грунтами и при наличии плывунов, уменьшения размеров опорных площадок, некачественного выполнения рабочих швов при монолитном бетонировании, смещения основных осей сооружения, некачественной заделки стыков сборных железобетонных элементов, несоблюдения правил выполнения строительных работ в зимних условиях и др.

Неправильная эксплуатация сооружений, заключающаяся в допускании замачивания просадочных или набухающих грунтов, установке дополнительного оборудования или замене его на более тяжелое, пробивке в перекрытиях отверстий, допускании промерзания основания, отсутствии профилактического ремонта, повреждении гидроизоляции и т. д., также является причиной аварий и повреждений сооружений.

Значительный ущерб народному хозяйству наносят стихийные бедствия — землетрясения и наводнения. Надежная эксплуатация сооружений в этих условиях обеспечивается правильным выбором места строительства и принятием соответствующих конструктивных мероприятий.

К основным причинам аварий и повреждений специальных гидротехнических сооружений, кроме уже приведенных, относятся: отсутствие достоверных материалов гидрогеологических изысканий, расположение сооружений в зонах размыва берегов и оползней или в зонах, затапливаемых при паводках, недостаточное заглубление в дно основания сооружений или подводных трубопроводов, неполный анализ факторов, вызывающих отклонение гидродинамической оси потока и приводящих к переформированию берегов и русла (запруды, косы, берегоукрепительные буны и др.), сила паводков и штормов, превосходящая принятую при проектировании.

Сооружения глубокого заложения, возводимые опускным способом или способом «стена в грунте», кроме повреждений и дефектов, аналогичных емкостным сооружениям, могут потерять устойчивость и прочность. Причины этого следующие [2]:

в процессе строительства — крены, возникающие в результате асимметрии собственного веса сооружения, неравномерного распределения по периметру стен усилий трения по грунту, неравномерного отпора грунта по периметру ножа; зависание кольца вследствие недостаточного веса для преодоления сил трения стен по грунту или в результате заклинивания при опускании в скальных и полускальных грунтах; примерзание стен к грунту; самопроизвольное опускание, возникающее при форсированном опускании из-за ошибок в инженерно-геологических изысканиях или при непредвиденном замачивании грунтов; всплывание при непредвиденном поднятии уровня грунтовых вод; разрушение конструктивных элементов стен вследствие искажения формы сооружения в плане, смещения центровки сооружения по высоте, некачественного бетонирования и выполнения монтажных стыков, нарушения технологии погружения,

нарушения непрерывности водоотлива в процессе погружения, выноса грунта и глинистого раствора грунтовыми водами;

в процессе эксплуатации — превышение расчетных нагрузок из-за подъема уровня грунтовых вод, местной пригрузки, расположенной на поверхности земли, устройства вблизи колодца котлованов и траншей; коррозия бетона, соединительных элементов и арматуры; ввод сооружения с недоделками или браком (низкая марка бетона, некачественно выполнены рабочие и монтажные швы и т. п.); механическое повреждение гидроизоляции; промерзание отдельных участков стен; воздействия стихийных сил, превышающие принятые при проектировании.

Решение по восстановлению конструктивных элементов принимают в зависимости от вида разрушений. Крены выправляют односторонней пригрузкой, разрыхлением грунта и другими способами. При зависании применяют пригрузку по периметру стен, разработку, оттаивание грунта и т. д. Самопроизвольное опускание предотвращают подкладкой под нож блоков и устройством фиксаторов. При всплывании возобновляют работу водопонижающей установки, срубают днище и при помощи пригрузки опускают сооружение до проектной отметки.

К основным мероприятиям, не допускающим повреждений и аварий, относятся контроль за качеством производства работ, систематическое наблюдение за состоянием сооружения в процессе эксплуатации, своевременное проведение текущего и капитального ремонтов.

При текущем ремонте ликвидируют места фильтрации и восстанавливают защитный слой бетона. Водонепроницаемость отдельных участков стен и днища обеспечивают цементацией или смолизацией карбамидной смолой толщи бетона, а также цементацией прилегающего участка грунтового массива (при песчаных грунтах). Повреждения внутренних поверхностей бетона исправляют способами, применяемыми при ремонте емкостных сооружений. Капитальный ремонт заключается в устройстве железобетонных обойм, стальной гидроизоляции и др.

Для повышения долговечности сооружений глубокого заложения рекомендуется не допускать острых углов сопряжения конструктивных элементов и стыковки поврежденной части с новой.

Одним из важнейших требований, предъявляемых к специальным гидротехническим сооружениям, является водонепроницаемость, обеспечивающая надежность, долговечность и нормальные условия работы в процессе эксплуатации.

В ограждающих конструкциях емкостных сооружений и насосных станций, заглубленных ниже уровня грунтовых вод и не допускающих в каком-либо виде фильтрации или инфильтрации жидкости, должны быть устранены все повреждения и дефекты. В зависимости от причин возникновения и размеров дефектов, значения напора и качества гидроизоляции фильтрация (инфильтрация) может проявляться в виде сырых пятен и потеков на стенах, течей различной интенсивности, отдельных фонтанирующих струй и т. д.

Способы устранения фильтрации (инфильтрации) выбирают после определения места и причины возникновения дефекта, а также в зависимости от его размеров.

Приложение

Программы расчета на ЭВМ конструктивных элементов инженерных сооружений водопроводно-канализационного хозяйства [7, 17, 33]

Шифр программы	Разработчик	Характеристика программы	Рассчитываемые сооружения
РАЕМ-1	Харьковский Водоканалпроект	Расчет плит днищ на упругом Винклеровом основании, стен и угловых вставок	Емкостные
АРПОС-2	Челябинский политехнический институт	Расчет тонких круглых и кольцевых плит на упругом основании, подчиняющемся гипотезе постоянного или переменного коэффициента жесткости	»
ЦНИИСК-100	ЦНИИСК Госстроя СССР	Расчет тонких плит любой формы в плане, переменной толщины, на линейно-деформируемом полупространстве	»
ЛИРА	НИИАСС Госстроя УССР	Расчет стеновых панелей подземных частей сооружений круглых в плане с учетом пространственной работы	Опускные колодцы
ППП АПЖ-БК	То же	Пакет программ проектирования железобетонных конструкций	То же
ГЕК-1	ВНИИСТ	Расчет напряжений, возникающих при укладке подводных трубопроводов на большие глубины без продольных усилий	Подводные трубопроводы
ГЕК-2	»	То же, с приложением продольных усилий	То же
ГЕМ	»	Расчет перемещений и напряжений в трубопроводе при опускании конца плети с поверхности	»

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84.— М. : Стройиздат, 1985.— 98 с.
2. *Бойцур А. И.* Опускные колодцы.— К. : Будивэльнык, 1972.— 208 с.
3. *Бойцур А. И., Климов В. Т.* Повышение надежности опускных колодцев.— М. : Стройиздат, 1976.— 90 с.
4. *Бородавкин П. П., Синюков А. М.* Прочность магистральных трубопроводов.— М. : Недра, 1984.— 396 с.
5. Водозаборные сооружения для водоснабжения из поверхностных источников / А. С. Образовский, Н. В. Ереснов, В. Н. Ереснов, М. А. Казанский.— М. : Стройиздат, 1976.— 368 с.
6. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения: СНиП 2.04.02-84.— М. : Стройиздат, 1985.— 131 с.
7. *Горбунов-Посадов М. И., Маликова Т. А., Соломин В. И.* Расчет конструкций на упругом основании.— М. : Стройиздат, 1984.— 678 с.
8. Защита строительных конструкций от коррозии: СНиП 2.03.11-85.— М. : Стройиздат, 1986.— 45 с.
9. Инструкция по проектированию опускных колодцев, погружаемых в тиксотропной рубашке: СН 476-75 / Харьков. Промстройниипроект.— М. : Стройиздат, 1976.— 38 с.
10. Инструкция по проектированию стен сооружений и противофильтрационных завес, устраиваемых способом «стена в грунте»: СН 477-75/НИИОСП.— М. : Стройиздат, 1976.— 38 с.
11. Инструкция по проектированию, строительству и эксплуатации гидротехнических сооружений на подрабатываемых горными выработками территориях: СН 522-79 / ВНИИВОДГЕО.— М. : Стройиздат, 1981.— 30 с.
12. Инструкция по технологии строительства заглубленных сооружений, возводимых способом «стена в грунте»: РСН 272-82 / НИИСП Госстроя УССР, Укрводоканалпроект.— К. : Будивэльнык, 1983.— 85 с.
13. *Калманок А. С.* Расчет пластинок.— М. : Стройиздат, 1959.— 212 с.
14. Конструкции и способы строительства заглубленных водопроводно-канализационных сооружений / А. Л. Филахтов, Н. В. Писанко, М. Г. Янкулин и др.— М. : Стройиздат, 1979.— 188 с.
15. *Лазарян А. Д.* Водоприемники.— М. : Минкомхоз РСФСР, 1960.— 181 с.
16. *Лазарян Э. Д.* Канализационные выпуски.— М. : Минкомхоз РСФСР, 1959.— 170 с.
17. *Левин С. И.* Подводные трубопроводы.— М. : Стройиздат, 1985.— 256 с.
18. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85.— М. : Стройиздат, 1987.— 60 с.
19. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов): СНиП 2.06.04-82.— М. : Стройиздат, 1983.— 37 с.
20. *Овечкин А. М.* Расчет железобетонных круглых резервуаров.— М. : Госстройиздат, 1950.— 238 с.
21. Плотины из грунтовых материалов: СНиП 2.06.05-84.— М. : Стройиздат, 1985.— 31 с.
22. *Попенченко С. Н.* Гидроизоляция сооружений, работающая на отрыв // Пром. стр.-во.— 1968.— № 6.— С. 18—21.
23. Пособие по защите внутренних поверхностей трубопроводов от коррозии / АКХ им. К. Д. Памфилова.— М. : Стройиздат, 1985.— 21 с.

24. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений / НИИОСП.— М. : Стройиздат, 1986.— 415 с.
25. Проектирование, строительство и эксплуатация трубопроводов из полимерных материалов. Справочник проектировщика / Под ред. А. Н. Шестопала и В. С. Ромейко.— М. : Стройиздат, 1985.— 304 с.
26. *Рабинович Ф. Н., Курбатов Л. Г.* Применение сталефибробетона в конструкциях инженерных сооружений // Бетон и железобетон.— 1984.— № 12.— С. 22—25.
27. Рекомендации по проектированию резервуаров и газгольдеров на сейсмические воздействия / ЦНИИСК.— М. : Стройиздат, 1969.— 45 с.
28. Рекомендации по проектированию шламохранилищ, возводимых на основаниях, сложенных из торфов / ВНИИВОДГЕО.— М. : Стройиздат, 1982.— 136 с.
29. Руководство по определению нагрузок и воздействий на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов) / ВНИИГ.— Л., 1977.— 312 с.
30. Руководство по проектированию опускных колодцев, погружаемых в тиксотропной рубашке / Харьков. Промстройниипроект.— М. : Стройиздат, 1979.— 86 с.
31. Руководство по проектированию подпорных стен подвалов для промышленного и гражданского строительства / ЦНИИПромзданий.— М. : Стройиздат, 1984.— 117 с.
32. Руководство по проектированию стен сооружений и противофильтрационных завес, устраиваемых способом «стена в грунте» / НИИОСП.— М. : Стройиздат, 1977.— 296 с.
33. Сборные железобетонные конструкции емкостных сооружений для водоснабжения и канализации. Сер. 8.900-3. / ЦНИИПромзданий, Союзводоканалпроект.— М., 1983.— 113 с.
34. *Симвулиди И. А.* Расчет инженерных конструкций на упругом основании.— М. : Высш. шк., 1968.— 274 с.
35. *Смородинов М. Н., Федоров Б. С.* Устройство сооружений и фундаментов способом «стена в грунте».— М. : Стройиздат, 1986.— 185 с.
36. Специальные водозаборные сооружения / Ф. И. Бондарь, Н. В. Ереснов, В. Н. Ереснов, С. И. Семенов.— М. : Госстройиздат, 1963.— 367 с.
37. Строительство в сейсмических районах: СНиП II-7-81.— М. : Стройиздат, 1982.— 42 с.
38. *Туголуков А. М.* Определение экономических размеров сечений инженерных сооружений / ЦНИИПромзданий.— М., 1968.— Вып. 12.— С. 25—29.
39. Указания по проектированию гидроизоляции подземных частей зданий и сооружений / НИИМонтажспецстрой.— М. : Стройиздат, 1971.— 41 с.
40. *Цикерман Л. Я.* Расчет упоров и якорей напорных трубопроводов.— М. : Минкомхоз РСФСР, 1956.— 104 с.
41. *Чин А.* Сооружение подводных канализационных коллекторов и выпусков в г. Сиэтле США / Пер. с англ. // Гражд. стр-во.— 1967.— № 12.— С. 19—21.
42. *Шкинев А. Н.* Аварии на строительных объектах, их причины, способы предупреждения и ликвидации.— М. : Стройиздат, 1987.— 368 с.

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие 3
Глава 1. Классификация инженерных сооружений водопроводно-канализационного хозяйства и основные характеристики открытых источников водоснабжения 5
Классификация сооружений 5
Основные характеристики рек 11
Основные характеристики морей и водохранилищ 13
Глава 2. Емкостные сооружения 16
Материалы 16
Нагрузки и воздействия 19
Основные положения по расчету 29
Конструирование емкостных сооружений 55
Конструирование для особых условий строительства 63
Глава 3. Специальные гидротехнические сооружения 68
Материалы 68
Нагрузки и воздействия 72
Основные положения по расчету 90
Конструирование специальных гидротехнических сооружений 102
Конструирование рыбозащитных устройств и шламонакопителей 120
Укрепление берегов 124
Глава 4. Подземные сооружения глубокого заложения 127
Материалы 127
Нагрузки и воздействия 129
Основные положения по расчету 137
Конструирование сооружений глубокого заложения 159
Глава 5. Упоры и якоря 167
Материалы. Нагрузки и воздействия 167
Особенности расчета и конструирование 169
Глава 6. Защита сооружений и предотвращение аварий и повреждений 173
Обеспечение водонепроницаемости 173
Защита от коррозии 175
Предотвращение аварий, повреждений и дефектов инженерных сооружений 177
Приложение. Программы расчета на ЭВМ конструктивных элементов инженерных сооружений водопроводно-канализационного хозяйства . . . 181
Список использованной литературы 182

Производственное издание

Косоверов Олег Семенович

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ ВОДОПРОВОДНО-КАНАЛИЗАЦИОННОГО ХОЗЯЙСТВА

2-е издание, переработанное и дополненное

Художник обложки *М. М. Суханкин*. Художественный редактор *О. В. Набока*. Технический редактор *О. Г. Манилова*. Корректор *Н. М. Мирошниченко*.

ИБ № 2960

Сдано в набор 03.04.89. Подписано в печать 14.02.90. БФ 03025. Формат 60×90¹/₁₆. Бумага типографская № 2. Гарнитура литературная. Печать высокая. Усл. печ. л. 11,5. Усл. кр.-отт. 12. Уч.-изд. л. 12,52. Тираж 13 000 экз. Заказ. № 9—1520. Цена 65 к.

Издательство «Будивэльник. 252053 Киев, ул. Обсерваторная, 25.

Отпечатано с матриц Головного предприятия РПО «Полиграфкнига» на Киевской фабрике печатной рекламы им. XXVI съезда КПСС. 252067 Киев, ул. Выборгская, 84.