

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ ЧАСТЬ 1

Под редакцией заслуженного деятеля науки и
техники РСФСР, докт. техн. наук, проф.



М. М. Гришина

Допущено
Министерством высшего и среднего
специального образования СССР
в качестве учебника для студентов
строительных специальностей
высших учебных заведений

МОСКВА «ВЫСШАЯ ШКОЛА» 1979



ББК 38.77
Г46
УДК 626/627(075.8)

Гришин М. М., Слисский С. М., Антипов А. И.,
Воробьев Г. А., Иванищев В. Ф., Орехов В. Г.,
Пашков Н. Н., Поспелов В. Н., Рассказов Л. Н.

Рецензенты:

кафедра «Гидротехнические сооружения» Ленинградского
политехнического института им. М. И. Калинина
(зав. кафедрой проф. А. Л. Можевитинов)

Гидротехнические сооружения (в двух частях). Ч. I: Учеб-

Г46 ник для студентов вузов /Под ред. Гришина М. М. — М.:
Высш. школа, 1979.—615 с., ил.

Авт. указ. на обороте тит. л.

В пер.: 1 р. 80 к.

В книге рассматриваются гидротехнические сооружения, общие для различных
отраслей водного хозяйства (гидроэнергетика, ирригация, водный транспорт и др.).
Подробно освещаются водоподпорные сооружения, даются современные методы рас-
четов и конструирования сооружений.

Г 30211—487 118—79 330200000
001(01)—79

6С7
ББК 38.77

Михаил Михайлович Гришин], Сергей Митрофанович Слисский,
Александр Иванович Антипов, Геннадий Афанасьевич Воробьев,
Вильям Филиппович Иванецев, Валентин Гаврилович Орехов,
Николай Николаевич Пашков, Владимир Николаевич Поспелов,
Леонид Николаевич Рассказов

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

Часть 1

Заведующая редакцией *В. Г. Акатова*
Редактор *Л. К. Олейник*
Художественный редактор *Т. А. Дурасова*
Технический редактор *Э. М. Чижевский*
Корректор *Р. К. Косинова*

ИБ № 1734

Изд. № СТР-331. Сдано в набор 17.01.79. Подп. в печать 06.11.79. Т-18570. Формат 60×90/16.
Бум. тип. № 2. Гарнитура литературная. Печать высокая. Объем 38,5 усл. псч. л.
41,26 уч.-изд. л. Тираж 25 000 экз. Зак. № 1773. Цена 1 р. 80 к.

Издательство «Высшая школа»,
Москва, К-51, Неглинная ул., д. 29/14

Московская типография № 8 Союзполиграфпрома
при Государственном комитете СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли,
Хохловский пер., 7.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Со времени последнего издания учебника «Гидротехнические сооружения» докт. техн. наук, проф. М. М. Гришина (1962) построены крупнейшие гидросооружения в СССР: Братская, Красноярская, Чиркейская гидроэлектростанции и заканчивается строительство Нурекской, Ингурской, Токтогульской и других с плотинами высоких напоров (до 300 м). Решениями XXV съезда КПСС и Государственным планом развития народного хозяйства СССР на десятую пятилетку намечено дальнейшее грандиозное строительство в стране, в том числе и гидротехническое.

Поэтому в настоящем учебнике коллектив авторов стремился учесть опыт и успехи последних лет в науке и технике для повышения уровня и качества подготовки специалистов в области гидротехнического проектирования и строительства. Имея в виду развитие крупного гидростроительства в районах Сибири, Севера страны, в среднеазиатских республиках, в сложных геологических, климатических, гидрологических условиях при высоких напорах сооружений, в настоящем учебнике рассмотрены плотины на скальных основаниях, в суровых климатических условиях (районы «вечной мерзлоты»), при сейсмических воздействиях. Большое внимание уделено плотинам из грунтовых материалов (земляных, каменноземляных, каменных), особенно экономичных в горных условиях и при больших напорах.

Во всех разделах книги помещены данные последних лет (в ограниченных пределах учебника), учтены новые нормативы для проектирования (СНиП).

В учебнике сделана попытка более четко осветить теоретические основы науки о гидротехнических сооружениях, для чего выделен специальный общий раздел в начале книги, трактующий о взаимодействии водных потоков и сооружений на них, о влиянии природных факторов — геологических, сейсмических, температурных и др.

Система измерений в учебнике принята двойная: действующая МКГСС и вводимая в практику Международная система единиц (СИ), причем принято с небольшим приближением: 1 кгс равен 10 Н и 1 кгс/см² равен 0,1 МПа (мегапаскалей).

Учебник состоит из двух частей: часть 1 (общие сведения, водоподпорные сооружения, плотины разных типов и водосбросы и т. д.), часть 2 (механическое оборудование гидротехнических сооружений, водохранилища, специальные сооружения гидроузлов, пропуск строительных расходов, компоновка сооружений, водопроводящие сооружения и т. д.).

Гл. 1, 6—8, 10, 11 написаны докт. техн. наук, проф. М. М. Гришиным; гл. 2, 17 — докт. техн. наук, проф. С. М. Слисским; прочие главы написаны кандидатами технических наук, доцентами: гл. 3, 9 — А. И. Антиповым; гл. 5, § 12.5 — В. Ф. Ивашищевым; гл. 4, 12, § 11.7 — В. Г. Ореховым; гл. 16 — В. Н. Поспеловым; гл. 13, 14, 15 — докт. техн. наук, проф. Л. Н. Рассказовым.

В работе с отдельными главами и по технической подготовке рукописи книги принимал участие канд. техн. наук В. В. Малаханов. Авторы приносят благодарность официальным рецензентам — преподавателям кафедры «Гидротехнические сооружения» Ленинградского ордена Ленина политехнического института им. М. И. Калинина (зав. кафедрой, проф. А. Л. Можевитинов) за их труд по просмотру рукописи и сделанные замечания.

Авторы

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ВОДНОМ ХОЗЯЙСТВЕ, УСЛОВИЯ РАБОТЫ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ И ИХ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

ГЛАВА 1

ВОДНЫЕ РЕСУРСЫ И ИХ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ С ПОМОЩЬЮ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

§ 1.1. ВОДНЫЕ РЕСУРСЫ И ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО

Водные ресурсы Земли или ее гидросферу составляют океаны, моря, ледники, озера, реки, подземные воды, пары воды в атмосфере. Общий объем этих ресурсов на земном шаре составляет примерно 1,45 млрд. км³, из них более 90% — это вода океанов и морей, остальное — внутритерриториальные воды.

Последние играют исключительно важную роль для жизни и деятельности людей и в особенности реки и их сток. Годовой (средний) речной сток на земном шаре составляет, по последним данным, 38 150 км³, из которых на Европу падает 2 950 км³ и на Азию 12 860 км³.

Речной сток на территории СССР (22,4 млн. км²) равен 4350 км³ в год (по данным А. Н. Вознесенского* — 4700 км³), или 11,5% мирового стока. Сток подземных вод составляет 1020 км³. Всего в СССР около 90 тыс. рек общей длиной более 5 млн. км и около 250 тыс. озер общей площадью 2,3 млн. км².

Речной сток в СССР неравномерно распределен во времени: около 77% его падает на короткий период паводков (1—3 месяца в году; неравномерно распределен он и по территории СССР: около 20% стока приходится на территорию европейской части и 80% — на азиатскую часть, в то время как населенность этих частей имеет обратное соотношение. Кроме того, 86% речного стока направляется на север к Ледовитому океану и лишь 14% — в южные моря СССР, потребности же в воде по стране распределены наоборот.

Эти обстоятельства создают особые трудности для использования водных ресурсов в интересах народного хозяйства, требуя искусственного перераспределения стока по территории страны и регулирования стока во времени с помощью водохранилищ.

Водные ресурсы используют в народном хозяйстве для водного транспорта, получения гидроэнергии, снабжения водой населенных

* *Вознесенский А. Н.* Вода — ресурсы и потребление. — Водные ресурсы, 1972, № 1.

мест и промышленных комплексов, орошения и обводнения засушливых земель и др.

Группа отраслей народного хозяйства, осуществляющих изучение природных водных ресурсов страны и их использование для нужд народного хозяйства, составляет водное хозяйство страны.

Основными отраслями водного хозяйства являются следующие: 1) гидроэнергетика — использование энергии речных и морских вод; 2) водный транспорт — использование речных, озерных и морских вод для судоходства и сплава; 3) водная или инженерная мелиорация (гидромелиорация) — использование вод для орошения (иригация) земель и обводнения степных пастбищ, а также отвод избыточных вод с переувлажненных земель (осушение, дренаж); 4) водоснабжение населенных мест, промышленных, транспортных и других предприятий и водоотведение (канализация), удаление отработанных вод (с их очисткой); 5) использование водных недр — лов и разведение рыбы, добыча морского зверя, руды, солей, водорослей и др.

В задачи водного хозяйства входит также охрана водных ресурсов от загрязнения, борьба с разрушительным действием водной стихии — борьба с паводками, штормами, приливами, разрушением берегов, с образованием оврагов, смылов плодородных почв с полей, с массовым отложением наносов, селевыми потоками и т. д. Сюда же можно отнести мероприятия по водному благоустройству городов, зон отдыха, водоемов для спорта и т. п.

В большинстве случаев каждый источник воды или водоем может быть использован по-разному. Наряду, например, с использованием реки как судоходного пути она может быть использована для получения электроэнергии; забирать воду из реки можно для орошения, водоснабжения города и промышленности и для получения гидроэнергии; во всех случаях река может быть объектом рыбного промысла и хозяйства.

Отсюда вытекает основной принцип рационального водного хозяйства: использование водных ресурсов должно быть *комплексным*. Это означает, что при планировании и проектировании водохозяйственного мероприятия надо предусматривать использование источника воды (реки) не только в данный момент, но и в будущем для всех возможных отраслей водного хозяйства, которые будут экономически эффективны в данном конкретном случае. Кроме того, должны быть учтены возможные отрицательные последствия проектируемого водохозяйственного мероприятия, как, например, большие затопления территорий, ухудшение качества воды (сброс отработанных вод, отходов промышленного производства и др.), изменение условий для рыбного хозяйства, экологические перемены и др., и предусмотрены необходимые меры борьбы с этими явлениями.

Следует отметить, что отдельные отрасли водного хозяйства по-разному используют водные ресурсы: одни, как, например, водоснабжение, орошение, обводнение, отбирают часть воды из водных источников (рек, озер, подземных вод) и расходуют ее на

свои нужды, практически не возвращая ее в источник, являются *водопотребителями*, другие же, как гидроэнергетика, водный транспорт, рыбное хозяйство, не потребляют воды и являются только *водопользователями*, если они и забирают воду из реки, озера в различные установки, то тут же возвращают ее в тот же водоем.

При комплексном использовании водных ресурсов согласовать водопользование и водопотребление бывает иногда сложно ввиду некоторой противоречивости требований их к воде. Иногда требования водопотребителей в данном районе превышают возможности природных ресурсов данного источника воды, тогда возникает вопрос территориального *перераспределения* ресурсов, переброски стока из районов, богатых водой, в районы, где вода в дефиците.

§ 1.2. ОБЩИЕ ПОНЯТИЯ О ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЯХ

Основные задачи гидротехнических сооружений и гидротехники.

Для того чтобы использовать водные ресурсы, необходимо строить инженерные сооружения с соответствующим механическим оборудованием. Такие инженерные сооружения называют *гидротехническими*, а прикладную науку, занимающуюся общей их теорией, вопросами проектирования, строительства и эксплуатации, — *гидротехникой*. Гидротехникой же называется и соответствующая область техники.

Основная задача гидротехники и гидротехнических сооружений заключается в том, чтобы существующий естественный режим водного объекта — реки, озера, моря, подземных вод — приспособить, изменить, преобразовать для целесообразного и экономичного водохозяйственного использования и для защиты окружающей среды от вредного воздействия вод.

Вторая задача гидротехники — создание искусственных водных потоков и водоемов, когда естественных вод недостаточно или они отсутствуют.

Третья задача, специальная — создание установок или сооружений для специальных нужд отдельных видов водного хозяйства, например судоходных шлюзов, зданий гидроэлектростанций, насосных станций, рыбоводных систем и т. п.

Гидротехнические сооружения, выполняющие первую и вторую задачи, являются общими для всех отраслей водного хозяйства и называются *общими*; сооружения же, обслуживающие только отдельные виды водного хозяйства (гидроэнергетика, судоходство, сплав, ирригация, водоснабжение и пр.), называются *специальными*.

Гидротехнические сооружения, возводимые на реках или использующие речной сток, называют *речными*, на озерах и морях — *озерными* и *морскими*.

В данном курсе будут рассматриваться в основном общие речные гидросооружения, специальные же являются предметом специальных курсов (водные пути, использование водной энергии, гидромелиорация, водоснабжение).

Деление гидротехнических сооружений (гидросооружений) по их воздействиям на водные потоки. Как известно, всякий речной поток характеризуется уровнями его водной поверхности (H), глубинами (h), скоростями течения (v) (их величиной и направлением), расходами воды (Q), содержанием наносов (G), грунтами, слагающими ложе (русло) потока. Речные потоки характеризуются еще колебаниями (суточными, месячными, годовыми, многолетними) перечисленных выше гидравлических элементов (уровней, скоростей,

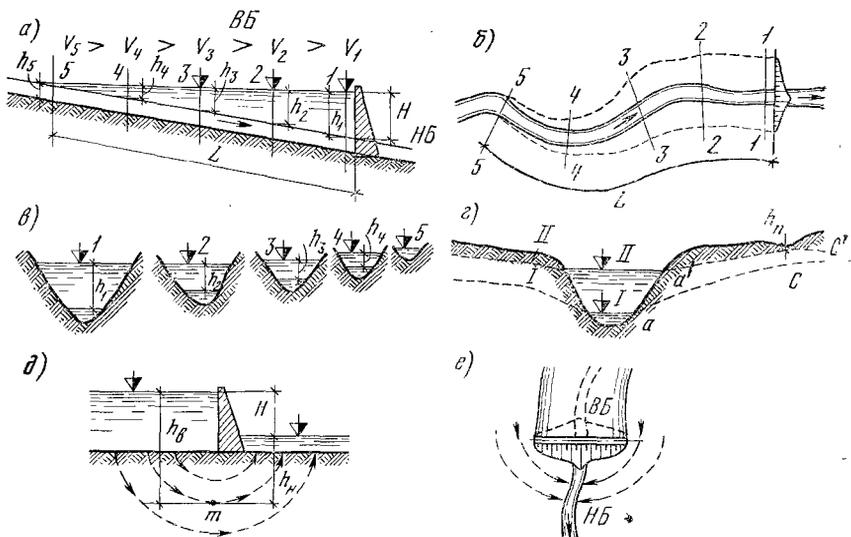


Рис. 1.1. Схема воздействия подпорного сооружения на речной поток

расходов воды) и изменениями формы и размеров русла, его перемещениями, называемыми *эрозией*, т. е. размывающей деятельностью потока.

Тесно связанным с режимом речного потока является режим подземных грунтовых вод под руслом, по берегам реки и склонам долины.

В зависимости от характера воздействий на речной поток гидротехнические сооружения делят на: 1) водоподпорные и регулирующие (руслорегулирующие), изменяющие режим потока, и 2) сооружения, создающие искусственные водные потоки, называемые водопроводящими.

Воздействия водоподпорных сооружений на водный поток. Наиболее распространенным видом водоподпорных сооружений является *плотина* (или другое сооружение), перегораживающее русло (рис. 1.1) и создающая в потоке подпор, т. е. разность уровней водной поверхности у сооружения (рис. 1.1, а). В этом случае зона потока выше (по течению) сооружения называется *верхним бьефом* (или подпертым бьефом) сокращенно *ВБ*, а ниже его — *нижним*

бьефом (ПБ). Подпор, т. е. подъем уровня воды в сечении $I-I$, распространяется вверх по течению, постепенно уменьшаясь, а уровни воды приближаются к бытовым уровням в реке и на известном расстоянии от сооружения подпор исчезает, или, как говорят, «выклинивается» полностью (сечение $5-5$ на рис. 1.1, $a, в$). На всем участке подпора L происходит изменение глубин воды h и скоростей течения v (при одном и том же расходе воды Q), вследствие изменения живых сечений потока. При этом, как показано на рис. 1.1, a , соблюдается соотношение $v_1 < v_2 < v_3 < v_4 < v_5$ и $h_1 > h_2 > h_3 > h_4 > h_5$, т. е. средние скорости течения в верхнем бьефе по мере приближения к подпорному сооружению уменьшаются, а глубины возрастают. В результате повышения уровня в реке покрываются водой площади земель до того бывшие сухими, т. е. происходит затопление территорий. Вся площадь водной поверхности в подпертом верхнем бьефе очерчена пунктиром на рис. 1.1, $б$, изображающем план реки, площадь же затоплений, вызванных собственно подпором, является разностью общей площади и площади водной поверхности бытового русла.

Подпор воды изменяет не только уровни, скорости течения, глубины в реке, но и режим подземных вод русла и берегов. На рис. 1.1, $г$ приведен поперечный профиль реки и ее долины. При уровне I воды в реке — до постройки подпорного сооружения — уровень грунтовых вод занимал положение ac , подземные воды текли к реке, как к дрене. При подпоре (уровень II) вода верхнего бьефа, фильтруясь в берега, постепенно насыщает грунты долин (рис. 1.1, $г$), и спустя некоторое время поверхность грунтовых вод займет положение $a'c'$ (рис. 1.1, $г$), приближаясь к поверхности земли. На некоторых участках глубина залегания подземных вод, например $h_{п}$, может стать столь малой (1—1,5 м и менее), что вышележащая зона окажется непригодной для сельскохозяйственного использования или даже заболоченной; подобная зона носит название *зоны подтопления*.

Благодаря подпору частица воды, например, в точке m водопроницаемого основания, будет испытывать со стороны верхнего бьефа большее давление $h_{в}$, чем с низовой стороны $h_{н}$, и будет двигаться в сторону нижнего бьефа. Происходит явление, называемое *фильтрацией воды в основании сооружения*; частицы воды в основании движутся из верхнего бьефа в нижний по некоторым траекториям (пунктир на рис. 1.1, $д$), в результате часть воды из водохранилища уходит в нижний бьеф подземным путем.

Аналогично возникает движение подземных вод по берегам, в *обход подпорного сооружения* (рис. 1.1, e), вызванное разницей их уровней в верхнем (кривая II на рис. 1.1, $г$) и нижнем бьефах (кривая I там же). Это создает дополнительные потери воды из водохранилища.

Благодаря подпору и постепенному изменению скоростей течения в верхнем бьефе изменяется и способность потока транспортировать наносы, взвешенные и влекомые по дну. Как известно, способность эта пропорциональна квадрату скорости потока (v^2) и для

частиц разных диаметров скорость течения, при которой они прекращают движение и выпадают на дно, различна. Поэтому по мере уменьшения скорости течения в бьефе начинают выпадать на дно потока сначала наиболее крупные наносы, затем более мелкие, и у самого сооружения, где средние скорости течения близки к нулю, мельчайшие частицы наносов,— практически вода становится чистой.

Освобожденная от наносов вода, попадающая в нижний бьеф, снова насыщается ими за счет грунтов русла, вызывая размывы его и общее понижение уровней воды в нем на некотором участке вниз по течению до тех пор, пока не наступит равновесие между размывающей способностью реки и сопротивлением грунта дна и берегов размыву.

Таким образом, водоподпорное сооружение влияет на все элементы потока и его русла, а также и на подземные воды. Но оно может вызвать еще больший эффект, регулируя расходы воды, пропускаемой в нижний бьеф реки. Если в сооружении (плотине) сделать *отверстия с затворами*, позволяющими регулировать выпуск воды из верхнего бьефа в нижний по требуемому потребителем графику (режиму), то можно в периоды избытка воды в реке, например в паводок, задерживать часть ее в верхнем бьефе, накапливая там запасы с тем, чтобы в нужные периоды выпускать воду в нижний бьеф с расходом, требуемым потребителем. В этом случае верхний бьеф называется *водохранилищем*.

Таким образом, водоподпорные сооружения (плотины) обладают чрезвычайно ценной способностью изменять режим стока реки, все ее гидравлические элементы в таком направлении, которое необходимо для водохозяйственного ее использования. Водоподпорные сооружения (плотины) широко распространены во всех отраслях водного хозяйства.

Кроме плотин, перегораживающих реки, водоподпорными сооружениями являются дамбы (или валы), отгораживающие территории от затопления паводками или ограждающие территории и акватории (в портах) от воздействия приливов, ветровых нагонов воды и дамбы, образующие искусственные бассейны (например, бассейны гидроаккумулирующих электростанций — ГАЭС) и русла каналов.

Воздействия регуляционных сооружений на водный поток. Руслорегулирующие сооружения должны регулировать эрозионную деятельность потоков в их руслах, а также изменять режим потока в пределах его русла в направлении, требуемом потребителем, и защищать русла от вредных воздействий потока. Регуляционные сооружения представляют собой дамбы, т. е. стенки из различных материалов, возводимые в руслах, и специальные покрытия, защищающие берега от размыва. Дамбы эти, как правило, не перегораживают всей ширины реки, а возводятся от берегов в поперечном, а иногда продольном направлении по отношению к руслу. Иногда они представляют собой «пороги» на дне русла или же искусственные выемки руслового грунта.

Регуляционные сооружения не создают, как правило, подпора воды, но воздействуют на направление и величину скоростей потока, перераспределяя их и тем самым воздействуя на формирование русла — его глубину, размеры и форму в плане.

Эти сооружения обслуживают различные отрасли водного хозяйства: могут обеспечивать необходимые глубины, скорости течения и форму русла для судоходства и сплава (леса) на реках, создавать нормальные условия для забора воды из рек, обеспечивать стабильность речных берегов, необходимую для населенных пунктов и различных предприятий по берегам рек.

Водопроводящие сооружения. Третий вид общих гидротехнических сооружений — водопроводящие, представляют собой искусственные русла, выполненные в грунте — *каналы*, подземные *туннели*, на поверхности земли — *лотки* и *трубы* из различных материалов. Сооружения эти транспортируют воду с определенными расходами для самых разнообразных целей: подают воду к турбинам гидроэлектростанций, на орошаемые земли и для обводнения степей, в системы водоснабжения городов, промышленных и других предприятий и отводят воды с осушаемых земель и от других водопользователей; они используются и в качестве водных путей — судоходных и сплавных и для других разнообразных целей. По существу, это искусственные водные потоки, управляемые теми же законами гидравлики, что и естественные потоки.

К числу водопроводящих сооружений относят и *водосбросы*, служащие для сброса воды из водоемов, верхних бьефов в нижние через отверстия в плотинах или в обход плотин в береговых сооружениях.

§ 1.3. ОБЩИЕ КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ О ВИДАХ И КОНСТРУКЦИЯХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Водоподпорные сооружения (плотины). Плотины — это сооружения, перегораживающие русло реки и создающие в ней подпор воды. Материалом для плотин служат бетон и железобетон, дерево, камень и различные грунты; соответственно плотины называются бетонными, железобетонными, деревянными, каменными и грунтовыми. Наиболее распространенными являются плотины бетонные и из грунтовых материалов — песча, супесей, суглинков, глин, гравия, галечника и их смесей, а также рваного камня.

Бетонные плотины делят на гравитационные (массивные), контрфорсные и арочные: *гравитационные* в поперечном разрезе имеют форму треугольника с шириной основания, равной около $\frac{2}{3}$ высоты, или трапеции; низовая грань прямолинейна или криволинейна (рис. 1.2, а, б); в плане плотина обычно прямолинейная; *контрфорсные* плотины представляют собой стены (1) более тонкие, чем в гравитационных плотинах, но они усилены контрфорсами (2) — стенками, расположенными со стороны нижнего бьефа нормально к основной и подпирающими ее (рис. 1.2, в); *арочные* плотины имеют в плане всегда криволинейное очертание (откуда

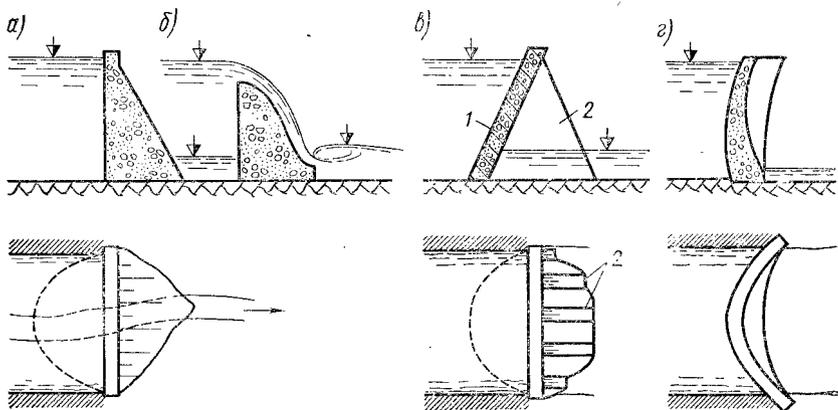


Рис. 1.2. Схемы бетонных плотин

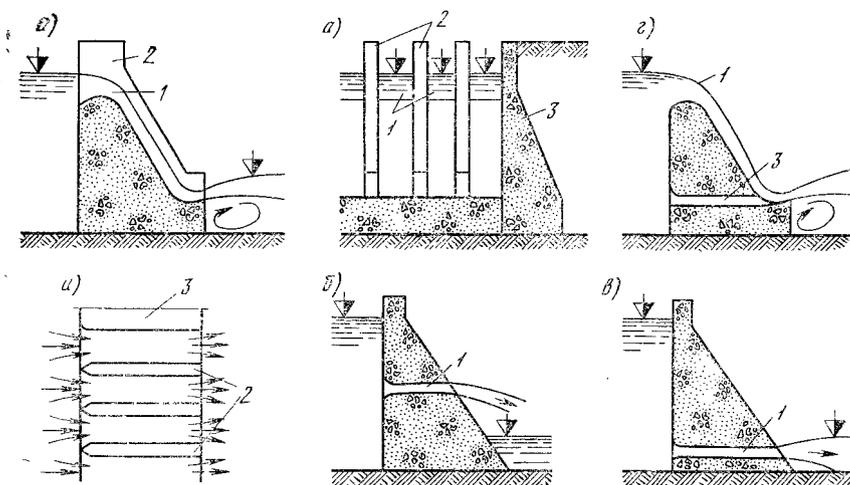


Рис. 1.3. Схемы водосбросных отверстий в плотине

и название плотин) с выпуклостью, обращенной к верхнему бьефу, а в поперечном (вертикальном) разрезе это сравнительно тонкие стенки слегка криволинейной формы (рис. 1.2, *г*).

Конкретные примеры бетонных плотин приведены в гл. 9—12.

Бетонные плотины бывают глухими, если они не пропускают воды в нижний бьеф, и водопропускными, водосбросными, если они имеют отверстия для сброса воды. В первом случае вода верхнего бьефа, притекающая к плотине, удаляется или через другие сооружения, возводимые рядом с глухой плотиной (например, через здание гидроэлектростанции, береговые водосбросы), или отводится из верхнего бьефа с помощью водопроводящих сооружений (каналов, трубопроводов, туннелей) к потребителям, например в системы водоснабжения или орошения и др.

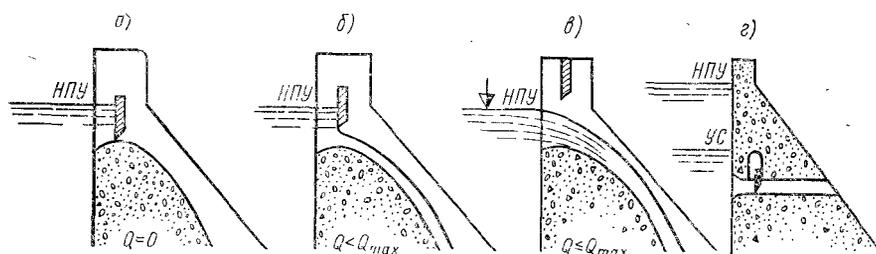


Рис. 1.4. Схемы работы затворов

В водопропускных плотинах вода пропускается в нижний бьеф через отверстия, которые могут быть: поверхностные или водосливные *1* (рис. 1.3, *а*) и погруженные под уровень воды верхнего бьефа — глубинные *1* (рис. 1.3, *б*, *г*), в частности донные *1* (рис. 1.3, *в*). С помощью водосливных отверстий уровень верхнего бьефа может быть снижен до гребня водослива, а глубинными отверстиями — до уровня их порога.

Отверстия (*1*) отделены друг от друга бычками *2* и снабжаются подвижными конструкциями (обычно металлическими) — затворами, опирающимися на бычки или стену (устой) плотины *3* и могущими закрывать отверстия (рис. 1.4, *а*) полностью или частично (рис. 1.4, *б*) или держать открытыми (рис. 1.4, *в*). Наличие затворов позволяет регулировать расходы воды, выпускаемые из верхнего бьефа (водохранилища) Q . Так, если водосливные отверстия рассчитаны на пропуск максимального расхода воды Q_{\max} (рис. 1.4, *в*) при нормальном подпорном уровне (сокращенно обозначается НПУ), то для удержания уровня верхнего бьефа на той же отметке при уменьшении притекающего расхода воды $Q < Q_{\max}$ достаточно частично прикрыть отверстие (рис. 1.4, *б*).

При наличии глубинных затворов можно выпускать воду из водохранилища (как говорят «срабатывать» его) при любом НПУ до заданной отметки уровня сработки (УС), маневрируя затворами (рис. 1.4, *г*). Словом, наличие затворов позволяет широко «распоряжаться» водой реки в соответствии с нуждами ее потребителей.

Плотины из грунтовых материалов — это насыпи из грунтов, имеющие в поперечном разрезе форму трапеции (рис. 1.5); откосы их могут иметь заложение m (котангенс угла θ , составляемого линией откоса с горизонтом), равное минимально 0,9—1,2 (для каменных) и 1,5 (для земляных плотин). В зависимости от рода грунта, качества основания заложение откосов может достигать величины 3÷5 и более.

Земляные плотины из песков, супесей и легких суглинков проницаемы для воды, и она фильтруется через тело плотины, насыщая его до поверхности уровней abc (рис. 1.5, а), изываемая

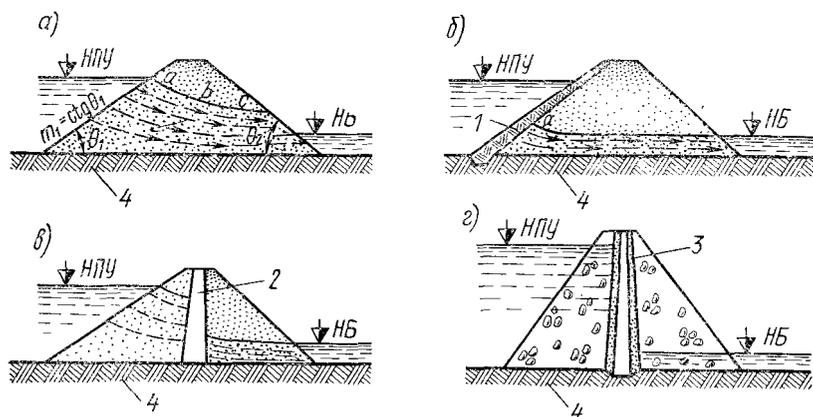


Рис. 1.5. Профили плотин из грунтовых материалов

депресссионной (в поперечном разрезе — это кривая депрессии). Для уменьшения или для предотвращения фильтрации устраивают водонепроницаемые зоны в теле плотины — экраны 1 (рис. 1.5, б) или ядра, диафрагмы 2 (рис. 1.5, в). Эти водонепроницаемые элементы выполняются из глины или суглинка, бетона и железобетона, металла и других материалов и смыкаются с водонепроницаемым основанием 4 плотины.

Плотины каменно-земляные выполняют из гравийных, галечниковых материалов или рваного камня; водонепроницаемыми элементами здесь тоже служат экраны или ядра из суглинков и глины. По контакту их с телом плотины укладывают переходные слои 3 из гравия, щебня (рис. 1.5, г).

Плотины из грунтовых материалов выполняют, как правило, глухими; в невысоких каменных плотинах допускают иногда перелив воды через гребень при надлежащем креплении его и низового откоса.

Регуляционные сооружения представляют собой преграды — дамбы из местных материалов (галька, гравий, песок, дерево), иногда из бетонных и железобетонных элементов, с поперечным сечением в форме трапеции. Материал этих сооружений не должен

размываться потоком; если же материал может размываться потоком (песок, супесь, гравий), то он должен быть прикрыт неразрываемым защитным слоем камня, плитами, свайными стенками и т. п.

Регуляционные сооружения должны быть гибкими в том смысле, что если основание их будет подмыто потоком, они деформируются, но не разрушаются, заполняя собой образовавшийся размыв, и продолжают выполнять свои функции.

Для защиты берегов от размыва применяют сплошное гибкое покрытие, плавное очерченное в плане и выполняемое из камня, бетонных плит, из прорастающих материалов и др.

Регуляционные сооружения находят себе применение во всех отраслях водного хозяйства.

Водопроводящие сооружения — это искусственные русла, которые устраивают в грунте и из грунта (каналы, туннели) или из бетона, железобетона, дерева, металла (лотки, трубопроводы).

Каналы — это искусственные русла, образуемые в выемках грунтов или в насыпях, или в полувыемках — полунасыпях; поперечное сечение их обычно трапециевидальное, но бывает и более сложное полигональное.

Лотки — это искусственные русла, располагаемые на поверхности земли или даже выше, на специальных опорах, и выполняемые обычно из железобетона, иногда металла, дерева; применяются они в тех случаях, когда топографические и геологические условия не позволяют строить канал в грунте.

Туннели (гидротехнические) — русла замкнутого сечения, устраиваемые в грунте подземными методами работ без вскрыши вышележащей породы; туннели устраивают в тех случаях, когда канал потребовал бы глубокой выемки, больших объемов и сложных земляных работ, например при пересечении возвышенностей, гор, при направлении водовода вдоль косогоров, склонных к оползанию и т. п.

Трубопроводы — искусственные замкнутые русла, стальные, железобетонные и др., располагаемые на поверхности земли, как и лотки, иногда в выемке.

Специальные гидросооружения, как было указано выше, применяют в отдельных или нескольких отраслях водного хозяйства (но не во всех, иначе они были бы «общими»). К ним относят:

гидроэнергетические сооружения — здания гидроэлектростанций, аванкамеры и напорные бассейны, уравнивательные башни и шахты;

гидросооружения водного транспорта — судоходные шлюзы, судоподъемники, причальные сооружения, пристани, портовые набережные, судоремонтные и судостроительные устройства (эллинги, доки), лесосплавные и лесопропускные сооружения и устройства;

гидромелиоративные сооружения (оросительные, обводнительные, осушительные) — шлюзы-регуляторы, отстойники, оросительная и осушительная сеть, дренажные устройства, коллекторы;

гидросооружения для водоснабжения и водоотведения (канализации) — водозаборы специального типа, каптажные сооружения, насосные станции, пруды-охладители, очистные устройства, коллекторы, ливнеспуски и др.;

гидросооружения для рыбного хозяйства — рыбоходы, рыбоподъемники, рыбоспуски, рыбоводные пруды и бассейны.

По характеру воздействия их на водный поток эти сооружения бывают и водоподпорными (здания ГЭС, судоходные шлюзы, шлюзы-регуляторы, рыбоходы и др.), и руслорегулирующими, и водопрводящими.

Гидроузлы и гидросистемы. В зависимости от целей и задач водохозяйственного мероприятия проектируется и строится обычно комплекс различных гидротехнических сооружений, общих и специальных. Такой комплекс гидротехнических сооружений, объединенных общей водохозяйственной целью и расположенных территориально в определенном месте, носит название узла гидротехнических сооружений, или гидроузла (гидротехнического узла) (см. гл. 25).

При наличии в узле водоподпорных сооружений, создающих напор в реке или в канале, гидроузел называют напорным (подпорным), в противном случае — безнапорным. По величине создаваемого напора гидроузлы делят на:

а) низконапорные, или русловые, в которых нормальный подпорный уровень (НПУ), как правило, не выходит за пределы меженного русла, или затопляет пойму небольшим слоем и частично; величина напора примерно от 2 до $8 \div 10$ м;

б) среднего напора, или средненапорные, с величиной напора от $8 \div 10$ до $30 \div 40$ м;

в) высокого напора или высоконапорные, величина напора которых превышает 40 м.

В соответствии с водохозяйственными целями, для которых возводят напорные узлы, их разделяют на: гидроэнергетические или энергетические; водотранспортные или транспортные; водозаборные, обеспечивающие забор воды из реки; водохранилищные или регулирующие сток.

В соответствии с комплексностью водохозяйственных мероприятий гидроузлы в большинстве случаев бывают комплексными и в зависимости от составляющих их элементов называются транспортно-энергетическими, транспортно-водозаборными и т. д.

В состав гидроузлов входят сооружения общие и специальные, причем они делятся еще на основные, вспомогательные и временные.

Основные сооружения обеспечивают нормальную работу гидроузла, участвуя в создании необходимого напора, емкости верхнего бьефа и благоприятных гидравлических условий протекания воды через сооружения гидроузла, и выполнение специальных водохозяйственных функций, для которых построен узел.

Вспомогательные сооружения, не являющиеся гидротехническими, необходимы для осуществления эксплуатации основных соору-

жений. Это жилые и административно-хозяйственные здания (эксплуатационный поселок), системы водоснабжения, канализации, связи и освещения, мастерские, подъездные и эксплуатационные дороги на территории узла и др.

Комплекс гидротехнических сооружений, охватывающий значительную территорию и включающий ряд гидроузлов, объединенных общностью задач, называют водохозяйственной системой или гидросистемой. Существуют гидроэнергетические системы (например, комплекс гидростанций на р. Раздан — Севано-Разданский каскад, каскад ГЭС на р. Ангаре), оросительные и осушительные системы, системы водоснабжения (например, водоснабжение Донбасса), судходные системы (например, Волго-Балтийский путь и др.). Существуют и комплексные водохозяйственные системы, как, например, каналы им. Москвы и Волго-Донской им. В. И. Ленина, Волжский и Камский каскады и др.

§ 1.4. ВОЗДЕЙСТВИЯ ВОДНОГО ПОТОКА НА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

Водный поток, подвергаясь воздействию гидротехнических сооружений, в свою очередь воздействует на сооружения и окружающую их среду (основание, берега).

Механические воздействия водного потока. Механическое действие воды сказывается в создании давления на поверхности сооружения статического и динамического, величины которого определяют по формулам гидравлики и гидромеханики. Особенно важно значение горизонтальной составляющей гидростатического давления, которая стремится сдвинуть или опрокинуть сооружение.

Гидродинамическое давление возникает всюду, где жидкость движется, оно пропорционально, как правило, квадрату скорости движения потока. В частности, оно проявляется и при возникновении ветровых волн на поверхности водоемов (волновое давление) и в случаях землетрясений (сейсмическое давление воды).

Вода оказывает давление не только как жидкость, но и как твердое тело в виде ледяного покрова, появляющегося на водоемах в средних и высоких географических широтах. Давление льда может быть статическим (при повышении его температуры и невозможности свободного расширения) и динамическим — при движении льдин и ледяных полей (при ледоходах).

Чтобы яснее себе представить механическое воздействие на водоподпорное сооружение, рассмотрим в качестве примера случай водосбросной плотины на песчаном или другом водопроницаемом основании (рис. 1.6). В верхнем бьефе поток, подходящий к плотине со средней скоростью v_0 , начинает деформироваться, поднимаясь на водослив, причем скорости его возрастают до v_1 (рис. 1.6, а), а перед плотиной образуется водоворотная зона А с малыми скоростями течения. Скатываясь далее по водосливной поверхности плотины со все увеличивающейся скоростью от v_1 до v_2 — максимальной,

он сопрягается с водой нижнего бьефа, где кинетическая энергия, связанная скорости v_2 , постепенно гасится до величины, соответствующей бытовой скорости реки v_3 . Гашение энергии происходит в разных формах с образованием затопленного гидравлического прыжка, путем установки различного рода «гасителей энергии». Если не снизить скорость v_2 , поток размывает грунт дна реки, что опасно для сооружения. Следует отметить, что скорости v_2 могут достигать величины $10 \div 30$ м/с и более, размыву подвержены бывают даже скальные грунты.

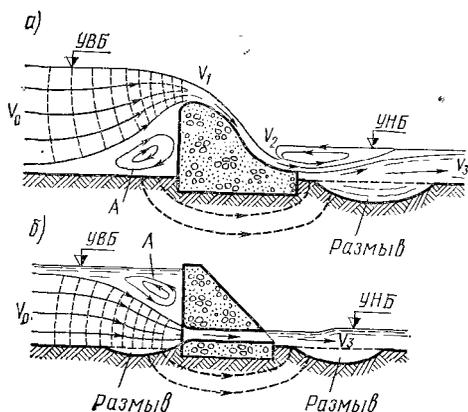


Рис. 1.6. Гидравлический режим водосборной плотины

Аналогичные явления наблюдаются и в случае, когда плотина (водосброс) имеет не водосливные, а глубинные отверстия (рис. 1.6, б). Только поток верхнего бьефа в этом случае направляется вниз, к отверстию, развивая все большие скорости течения у дна, что вызывает размыв русла, водоворотная же зона А образуется не у дна, а у поверхности верхнего бьефа перед плотиной. В нижнем бьефе размывы возникают по тем же причинам, что и у водосливной плотины.

Борьба с размывами в нижнем бьефе заключается в покрытии угрожаемого участка дна бетонной плитой, называемой водобоем (рис. 1.7), в пределах которого происходит гашение основной части избыточной энергии потока за счет потери ее на вращающемся вальце воды, а также иногда в специальных гасительных устройствах в виде различных выступов, порожков и т. п., располагаемых на плите водобоя.

За пределами водобоя устраивают гибкое крепление русла (из бетонных плит, камня и т. п.), называемое рисбермой, в пределах которой заканчивается гашение избыточной энергии и поток достигает обычных для него бытовых скоростей течения. Гибкость рисбермы позволяет ей, не разрушаясь, деформироваться, покрывая собой возможные еще размывы русла.

Воздействия фильтрационного потока. Фильтрация воды в основании сооружения и в берегах, описанная выше, вызывает следующие явления: а) происходит утечка или потери воды из верхнего бьефа (водохранилища); б) фильтрующаяся вода оказывает давление на подошву сооружения, направленное снизу вверх нормально подошве и называемое *фильтрационным давлением* (иногда его называют *противодавлением*). Это давление как бы облегчает сооружение и уменьшает его сопротивление сдвигающим горизонтальным силам; в) фильтрующаяся вода может действовать на по-

роды основания химически, растворяя и вынося в нижний бьеф соли, имеющиеся в породах, постепенно ослабляя основание. Это явление называется *химической суффозией грунта*; в несвязных грунтах (песок и т. п.), а также в заполнителях трещин скальных пород фильтрующаяся вода может увлекать за собой мелкие и мельчайшие частицы грунта, вынося их в нижний бьеф, что приводит к ослаблению основания; этот процесс носит название *механической суффозии* и при своем развитии он может привести к разрушению основания и аварии сооружения; при выходе фильтрационного по-

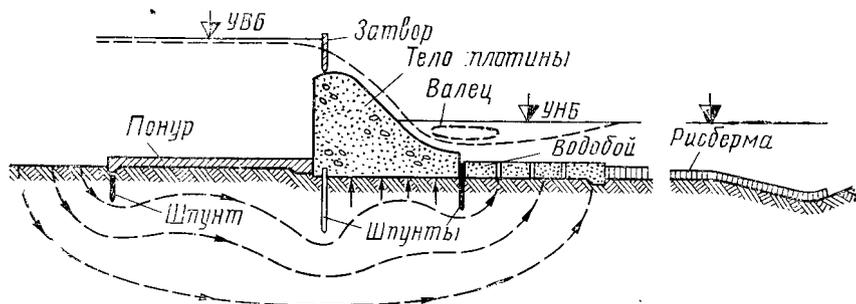


Рис 1.7. Схема устройств по гашению избыточной энергии потока и регулированию фильтрации в основании водосбросной плотины на не скальном основании

тока в нижний бьеф струйки воды движутся почти вертикально вверх (пунктир на рис. 1.4 и 1.7), производя давление на частицы грунта, и при известных условиях могут приподнять часть массива грунта, вследствие чего сооружение получит опасный наклон в образовавшуюся разрыхленную зону основания. Это явление называют *фильтрационным выпором грунта*.

Для надежности сооружения необходимо принимать специальные меры, которые заключаются главным образом в удлинении путей фильтрации, что уменьшает скорости фильтрации, а с ними и опасность суффозии или выпора. В некоторых случаях фильтрация может быть практически ликвидирована полностью.

Пути фильтрации удлиняют так, чтобы большая часть напора воды была «израсходована» на сопротивления в грунте основания по пути из верхнего бьефа до подошвы сооружения. Для этого в верхнем бьефе перед сооружением устраивают водонепроницаемое (обычно глинистое) покрытие, называемое понуром (рис. 1.7), а под понуром и сооружением — вертикальные преграды (завесы) в виде шпунтовых стенок или шпунтов, в виде цементационных, битумных и других завес в скальных породах.

Физико-химические воздействия воды сказываются на материале сооружений и водопроницаемом грунте основания. Так, движущаяся с большими скоростями вода, особенно, если она влечет с собой донные наносы, истирает поверхности сооружений (каменных, бетонных, деревянных), иногда в короткий срок приводя их в

негодность; разрушает речное ложе, даже скальное; в случае образования зон вакуума при обтекании сооружения потоком с большими скоростями может возникнуть кавитация, вызывающая особый вид эрозионного разрушения материала в этих зонах.

Металлические части сооружений подвергаются коррозии (ржавлению и окислению), вследствие чего полезная толщина их постепенно уменьшается, например, для обычных сталей общего назначения в среднем на $0,02 \div 0,06$ мм в год.

Бетонные сооружения, подвергаясь действию фильтрующей через них воды, могут разрушаться вследствие выщелачивания из них несвязанной (свободной) извести, особенно если вода обладает агрессивными свойствами, или вследствие периодического замерзания и оттаивания воды в порах и трещинах бетона.

Биологическое действие воды выражается в разрушительной работе различных организмов, живущих в воде; это процессы гниения дерева, истачивание его морским шашнем (моллюсками *teredo navalis* в воде некоторых морей), разрушение камня камнеточцем; кроме того, наблюдаются и явления бактериальной коррозии материалов.

Тщательный учет в проектировании и строительстве всего комплекса воздействий потока на сооружения является одним из главных условий их надежной, безаварийной работы. Другим столь же важным условием является прочность и устойчивость сооружений и их оснований под действием многообразных силовых факторов.

§ 1.5. ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ ГИДРОСООРУЖЕНИЙ С ИХ ОСНОВАНИЯМИ И БЕРЕГАМИ, ПРОЧНОСТЬ ИХ И УСТОЙЧИВОСТЬ

Основания гидросооружений. Свойства основания и берегов зависят от геологического строения и имеют исключительно важное значение для надежности гидротехнических сооружений [131].

Особенно важно знание свойств пород, складывающихся основание: их прочность, деформативность, степень трещиноватости, водостойкость, положение и качество подземных вод и др.

Основаниями сооружений могут быть скальные породы, изверженные и осадочные, и нескальные — слои песчаные, гравелистые, супесчаные, суглинки, глины и различные их сочетания. Скальные основания допускают строительство на них сооружений почти любых напоров; нескальные, более слабые, позволяют возводить на них только сооружения средних и низких напоров (до $10 \div 30$ м), за исключением грунтовых плотин, высота которых может в этих случаях достигать 100 м и более.

Геологическое строение в зоне сооружений часто осложняет условия их работы. История образования пород, тектонические явления, различные дислокации (складки, разрывы, поднятия, опускания пород, сдвиги, сбросы, оползни и др.) вызывают резкую неоднородность пород основания и берегов, особенно нежелательно присутствие слабых прослоек и ослабленных зон, сильная трещиноватость и др.

Кроме того, приходится считаться с возможными сейсмическими явлениями, вызывающими подвижки пород и слоев, разрывы, которые могут осложнить существование сооружения и даже привести его к аварии.

Все эти обстоятельства учитываются при проектировании и строительстве гидросооружений и предусматриваются мероприятия по улучшению естественных оснований, приспособлению их к надежному восприятию будущих нагрузок от сооружения и воздействий речного потока. А для этого необходимо тщательно и всесторонне изучить геологическую обстановку места сооружения.

Надежность работы сооружений и их оснований. На гидросооружение (плотину) действуют многочисленные силы: давления водного потока, фильтрационное противодействие, давление отложившихся наносов, сила веса самого сооружения и другие возможные нагрузки. Все эти силы, будучи суммированы, могут быть представлены двумя составляющими — горизонтальной Q и вертикальной V .

Эти силы передаются в конечном счете основанию сооружения и изменяют естественное напряженное состояние основания, бывшее до постройки сооружения, причем в худшую сторону. Так, растут сжимающие и касательные напряжения, могут появиться растягивающие напряжения, а в результате всего развиваются деформации основания и возможные перемещения (сдвиги, наклоны и т. п., в скальных основаниях — трещины). Это может оказаться недопустимым по условиям эксплуатации сооружения, поэтому для надежного существования и работы сооружения необходимо, чтобы его основание, помимо должной сопротивляемости гидродинамическим и фильтрационным воздействиям потока и другим нагрузкам, обладало достаточной прочностью или несущей способностью. Для арочных плотин такими свойствами должны обладать и берега, в которые упираются арки.

Важным условием надежной работы сооружения является прочность контакта подошвы его с основанием, или устойчивость сооружения против сдвига его горизонтальными силами. Сопротивление сооружения сдвигающей силе Q создается силой S , пропорциональной вертикальной составляющей V , именно $S = fV$, где f — так называемый параметр сопротивления сдвигу, равный от 0,2 до 0,8 и более, в зависимости от свойств основания и материала плотины.

Сооружение будет устойчивым против сдвига, если (в общем виде) $Q \leq fV$. Отсюда видно, какое большое значение имеют вертикальные силы (вес плотины, воды на ней и другие нагрузки).

Как видно из предыдущих параграфов, гидротехнические сооружения находятся в сложных условиях влияния водной среды с ее разнообразными воздействиями и в условиях часто сложной геологической обстановки. Нужно обстоятельно проанализировать все это, а главное — возможные изменения этой обстановки под влиянием изменившегося режима речного потока, климатических и других факторов.

Недостаточный учет всего этого при проектировании и в строительстве может привести в будущем к авариям сооружений и даже катастрофам, последствия которых очень тяжелы и нередко связаны с человеческими жертвами.

§ 1.6. РАЗВИТИЕ ГИДРОТЕХНИКИ И СТРОИТЕЛЬСТВА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Гидротехникой называют науку об использовании водных ресурсов для нужд народного хозяйства и о мерах борьбы с вредными проявлениями водной стихии. Так же называется и соответствующая отрасль техники. Гидротехника рассматривает широкий комплекс вопросов: водные ресурсы и их режим, строение верхней части земной коры, как вместилища вод и основания для сооружений, и вопросы проектирования, строительства и эксплуатации гидросооружений.

Вопросами водных ресурсов и их режима занимается гидрология. В нее входят *гидрография* — описание природных ресурсов и их учет (водный кадастр), *теория речного стока*, устанавливающая зависимости хода его (уровней и расходов воды) от различных параметров — климатических, топографических, геологических и других и *теория (динамика) русловых процессов*, рассматривающая закономерности формирования речных русел и движения наносов.

Собственно к гидротехнике следует отнести *инженерную гидрологию*, которая занимается прогнозами режима реки или другого водного объекта в случае строительства на них гидросооружений и гидроузлов того или иного водохозяйственного назначения: прогноз уровней и расходов воды делается, в частности, на основе теории водохозяйственных расчетов, устанавливающих исходные данные для проектирования гидросооружений.

Необходимые сведения о геологическом строении района постройки гидросооружений и зоны влияния их подпора и возникающей фильтрации воды, о геологических процессах в этом районе получают при изучении геологии (считая в ней и гидрогеологию), а прогноз поведения грунтов и пород в случае постройки гидротехнических сооружений составляется с помощью инженерной геологии и гидрогеологии, а также механики грунтов и скальных пород. Последним двум дисциплинам следует уделять особое внимание.

Собственно гидротехника, или теория гидротехнических сооружений, — наука о проектировании, строительстве и эксплуатации их базируется, кроме указанных выше гидрологии и геологии, на ряде прикладных дисциплин. Все расчеты, связанные с водой, ее воздействиями, опираются на гидравлику или техническую гидромеханику; вопросы напряженного состояния и надежности сооружения решаются на базе теории упругости, сопротивления материалов и строительной механики, в вопросах конструирования и строительства сооружений используются данные дисциплин: инженерные конструкции, технология строительных материалов и строительного производства, экономика строительства.

Гидротехника как наука формировалась в соответствии с потребностями человека в использовании водных ресурсов и по мере развития опорных наук гидравлики, гидрологии, геологии и др.

Известно, что плотины небольших напоров, каналы и другие простейшие сооружения для орошения земель, водоснабжения городов строились очень давно, еще в рабовладельческий период истории: в Египте — за 4400 лет до н. э., в Китае — за 2280 лет, водопроводы в Вавилоне — за 3000—4000 лет, в Хорезме, Урарту, Иребури — за 600—900 лет до н. э. Защитные оградительные дамбы на территории современной Голландии строились за 2000 лет до н. э., канал из Нила к Красному морю — за 610 лет до н. э., регулирование рек Тигра и Евфрата — за 500 лет.

Позднее возникли водяные мельницы и установки (на Руси в IX—XIII вв.), судоходные шлюзы и каналы (в 14—15 вв.). В XVII—XVIII вв. получили развитие гидравлические или гидросиловые установки (на Руси их по-прежнему называли «мельницами») для промышленных предприятий — горно-металлургических, лесопильных, химических, текстильных и др. В частности, в России в XVIII в. было построено более 200 больших плотин для этих предприятий под Москвой и Тулой, на Урале, на Алтае, в Забайкалье (например, Змеиногорская земляная плотина высотой 18 м). В XVIII—XIX вв. был построен ряд судоходных каналов для соединения Оки с Доном, Волги с Балтийским морем и др. (системы — Вышневолоцкая, Тихвинская, Маринская, Северо-Двинская).

Во второй половине XIX в., когда были изобретены гидравлические турбины с высокими коэффициентами полезного действия (Френсис и Пельтон) и появилась затем возможность получать и передавать на большие расстояния электрическую энергию, начали строить гидравлические станции (ГЭС) современного типа, получившие к настоящему времени широчайшее распространение. В России, в то время экономически отсталой стране, использование водной энергии фактически началось только при Советской власти. До того времени велись лишь работы на водных путях (землечерпание, регулирующие сооружения) и стало развиваться орошение земель (Закавказье, Туркестан) с применением современных методов, осушение земель (в Белоруссии, Западной Сибири) и водоснабжение крупных городов и предприятий.

При относительно небольшом гидростроительстве в России в конце XIX и начале XX в. велись значительные работы по изучению наших рек и морей, готовились проекты улучшения водных путей и создания судоходных соединений рек (Волго-Донское, Черноморско-Балтийское, Обь-Енисейское) и проекты гидроэлектростанций на Днепре, Волхове и др., не получившие тогда, однако, осуществления. Одновременно развивалась и русская гидротехническая наука. Так, можно отметить труды Н. Е. Жуковского по гидромеханике; В. М. Лохтина и Н. С. Лельского по гидрологии и русловым процессам, Н. П. Пузыревского, Б. А. Бахметева, М. Н. Герсеванова, Ф. Г. Зброжека, В. Е. Тимонова, А. Г. Нюберга и др. по различным вопросам речной и морской гидротехники.

В первые послереволюционные годы по инициативе В. И. Ленина Государственной комиссией по электрификации России был разработан план электрификации страны получивший название план ГОЭЛРО и намечавший строительство 10 крупных гидроэлектростанций общей мощностью 640 тыс. кВт. Первенцами в осуществлении этого плана были Волховская гидроэлектростанция им. В. И. Ленина (1926), Земо-Авчальская им. В. И. Ленина (1927) на р. Куре, Днепровская ГЭС им. В. И. Ленина (1932).

В течение восьми пятилеток (1927—1970) было построено более 30 только крупных гидроэлектростанций (мощностью более 300—400 тыс. кВт) при общей мощности 25 млн. кВт, среди них такие крупные, как Волжские им. В. И. Ленина и им. XXII съезда КПСС (каждая мощностью более 2 млн. кВт), Братская им. XXIV съезда КПСС на р. Ангаре мощностью 4,1 млн. кВт, а в 1972 г. вступила в строй самая мощная в мире Красноярская ГЭС на р. Енисей (6 млн. кВт), а также Усть-Илимская, Токтогульская, Чиркейская.

Созданы гидроэнергетические системы или каскады гидроэлектростанций на Волге, на Днепре, на р. Раздан Севано-Разданский каскад. Строительство гидроэлектростанций потребовало возведения крупных и ряда уникальных плотин, каналов, туннелей и других гидросооружений.

В перспективе в стране намечается дальнейшее развитие гидроэнергострои-

тельства, преимущественно на реках Сибири, Среднеазиатских республик, Закавказья, где уже сейчас строятся мощные ГЭС: Саяно-Шушенская, Богучанская, Колымская, Нурекская, Ингурская, Рогунская и др.

Гидроэнергетическое строительство осуществлялось с одновременным воднотранспортным использованием рек: повышением судоходных глубин в реках, созданием новых пригодных для судоходства и сплава участков водных путей, созданием глубоководных магистралей на крупных реках — Волге, Каме, Днепре, Дону. Помимо того, построены новые судоходные соединения: Беломорско-Балтийский водный путь (Нева — Белое море), Волго-Балтийское соединение (Нева — Волга), Волго-Донской канал, канал им. Москвы.

Большие работы проведены в области гидромелиорации земель — осушения и орошения, особенно в последние годы. Площади орошаемых земель возросли на 4 млн. га и продолжают интенсивно расти.

Построены новые оросительные системы в Среднеазиатских республиках (каналы Кара-Кумский, длиной более 1000 км, Большой Ферганский и др.), в Грузии, Азербайджане, Армении, на Северном Кавказе (Терско-Кумский, Невинномысский и др.), на юге Украины (Северо-Крымский и др.), Заволжье. Ряд систем работает в комплексе с использованием водной энергии и судоходством.

Осушение земель развивалось, главным образом, в Белоруссии и на Украине (Полесье), Западной Сибири (Барабинская степь), в Грузии (Колхидская низменность), в Прибалтийских республиках и других районах. В ближайшие годы предстоят крупные осушительные работы на обширных территориях Нечерноземья*.

Развивающаяся тяжелая промышленность, добыча угля и руды потребовали больших объемов воды для производства, чего местные источники воды часто дать не могут, поэтому построены для снабжения промышленности водой каналы большой протяженности и с большими расходами воды, как Северный Донец — Донбасс, Днепр—Кривой Рог, Иртыш — Караганда и др.

Гидротехническая наука в Советском Союзе, связанная тесно с гидростроительством, получила большое развитие за прошедший период. Проведены большие теоретические и экспериментальные исследования в области гидравлики открытых русл (М. Д. Чертоусов, И. И. Леви), фильтрации воды (Н. Н. Павловский, П. Я. Кочина, Е. А. Замарин и др.), эрозионных процессов (М. А. Великанов, В. Н. Гончаров, С. Т. Алтуни и др.), теории волн (Н. Н. Джунковский и др.).

В области теории гидротехнических сооружений, их оснований, прочности и устойчивости плотин на скальных основаниях и термических явлений в сооружениях советские ученые дали много новых и оригинальных решений, нашедших применение на практике. Следует отметить работы Н. М. Герсеванова и В. А. Флорина, Н. П. Пузыревского, В. П. Скрыльникова, Н. Н. Маслова, А. А. Ничипоровича и др.

В развитии советского гидротехнического строительства большую роль сыграли ряд руководящих деятелей, возглавлявших крупные коллективы гидротехников, — академики Б. Е. Веденеев, А. В. Винтер, И. Г. Александров, Г. О. Графтио и С. Я. Жук, профессора В. Д. Журин, И. И. Кандалов и др.

* В десятой пятилетке должно быть введено в эксплуатацию 4,17 млн. га новых орошаемых и 4,74 млн. га осушенных земель и обводнено 37 млн. га пустынных и полупустынных земель и горных пастбищ.

ВОЗДЕЙСТВИЕ ПОВЕРХНОСТНЫХ ПОТОКОВ НА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ И ИХ ОСНОВАНИЯ

В процессе проектирования гидротехнических сооружений при определении нагрузок следует учитывать помимо сил, действующих на обычные строительные конструкции (СНиП II-A. 11—62), силы, обусловленные действием пропускаемого через сооружение потока воды, льда, образовавшегося в верхнем бьефе, действием ветровых волн. Особо учитывается действие фильтрационного потока.

§ 2.1. СИЛЫ ГИДРОСТАТИЧЕСКОГО И ГИДРОДИНАМИЧЕСКОГО ДАВЛЕНИЯ. КАВИТАЦИЯ И АЭРАЦИЯ

Силы гидростатического давления целесообразно определять, раскладывая их на горизонтальную и вертикальную составляющие. Горизонтальную составляющую W_1 , W_2 силы гидростатического

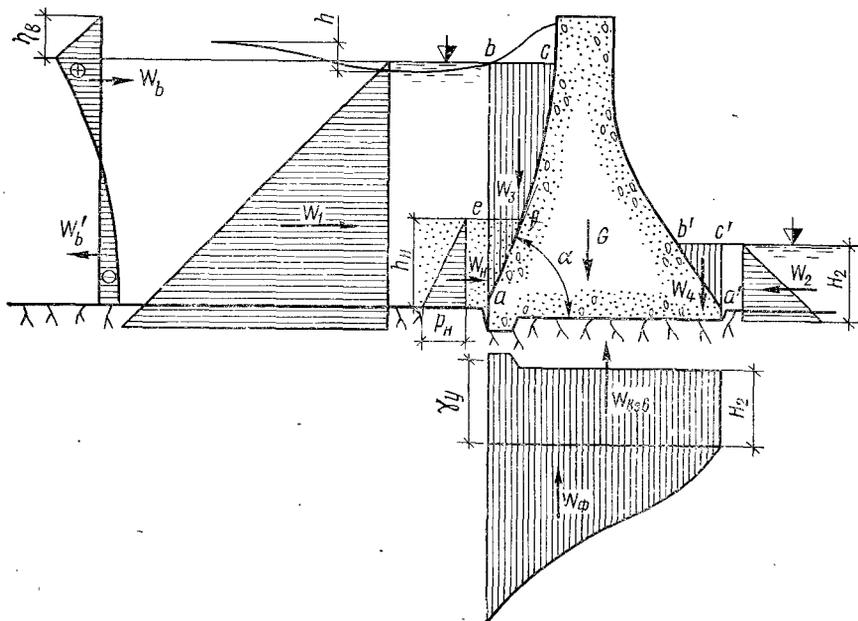


Рис. 2.1. Схема силовых воздействий воды и наносов на водоподпорное сооружение ($abc(a'b'c')$ — тело давления)

давления обычно вычисляют по эпюре горизонтальной составляющей давления, представленной в метрах водяного столба (рис. 2.1). Вертикальная составляющая W_3 , W_4 равна весу воды в объеме «тела давления», заключенного между напорной поверхностью сооружения и вертикальной плоскостью, проведенной через ниж-

нюю образующую этой поверхности до пересечения со свободной поверхностью воды. Часть тела давления, заполненная водой, дает силу, направленную вниз, как это показано на рис. 2.1 (тело давления abc и $a'b'c'$), незаполненная водой — вверх. Точка приложения сил определяется положением центра тяжести эпюры давления.

Удельный вес воды в системе единиц СИ равен $\gamma = 9810 \text{ Н/м}^3$ (1000 кгс/м^3 , 1 тс/м^3)*; при содержании в воде взвешенных наносов удельный вес воды может увеличиваться на 5—10% и более.

Превышение y уровня нижнего бьефа над какой-либо точкой подошвы сооружения определяет гидростатическое давление γy в данной точке подошвы, а эпюра давления дает взвешивающую (направленную вверх) силу $W_{\text{взв}}$, действующую на подошву сооружения. По подземному контуру сооружения (рис. 2.1, ломаная $a-a'$) действует также фильтрационное давление, создающее силу фильтрационного давления $W_{\text{ф}}$.

Силы гидродинамического давления. На обтекаемые потоком элементы сооружения действуют силы, слагающиеся из касательных и нормальных напряжений. Касательные напряжения направлены в сторону течения и практически ощутимы только при весьма больших скоростях. Нормальные напряжения (давление) обусловлены весом жидкости и изменением направления течения (скорости) при набегании потока на элементы конструкций, при изменении направления течения твердыми границами русла, при встрече с сооружением волн, свободных струй и др. При срыве вихрей с тела, обтекаемого жидкостью, появляется сила, возбуждающая колебания. При изменении во времени скорости движения жидкости в напорном водоводе (например, в процессе открытия или закрытия водовода) возникает гидравлический удар.

Силу гидродинамического давления на конструкцию в потоке, например на опору (гаситель, стойка), определяют по формуле

$$W = C_x \times \rho \frac{v^2}{2} \quad (2.1)$$

где C_x — коэффициент лобового сопротивления, зависящий от формы обтекаемого водой тела; ρ — плотность воды; \times — площадь

миделева сечения; v — средняя скорость. При частичном или полном, но незначительном погружении тела под уровень свободной поверхности на величине W сказывается неуравновешенность сил гидростатического давления, возникающая за счет разности уровней до и после тела (перепад), что может быть учтено соответствующим значением C_x .

Сила давления на обшивку частично открытого затвора, на носок водослива (рис. 2.2, а), оголовка водоприемного отверстия,

* Здесь и ниже в скобках даны величины в системе единиц МКГСС.

плиту водобоя (рис. 2.2, б) или участок стенки напорного водосброса (рис. 2.2, в) определяют по эпюре давления.

При определении давления в некоторой точке поверхности конструкции полное давление удобно представлять в виде суммы гидростатического давления и давления, обусловленного движением жидкости — гидродинамического давления:

$$\bar{p} = p_{ст} + p_{дин}. \quad (2.2)$$

Полное давление в данное мгновение определяется как сумма осредненного по времени полного давления \bar{p} и пульсационной составляющей p' , что с учетом (2.2) дает

$$p = \bar{p} + p' = p_{ст} + \bar{p}_{дин} + p', \quad (2.3)$$

где черта над \bar{p} — знак осреднения.

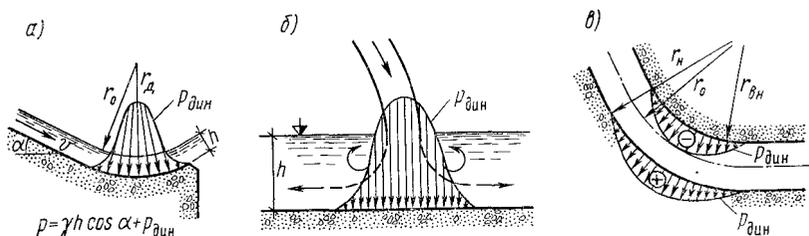


Рис. 2.2. Эпюры гидродинамической составляющей давления $p_{дин}$ потока на элементы конструкций

Гидродинамическое давление $p_{дин}$ и пульсационную составляющую p' представляют в долях от скоростного напора

$$p_{дин} = C_p \rho \frac{v^2}{2}; \quad (2.4)$$

$$p' = \delta \rho \frac{v^2}{2}, \quad (2.5)$$

где C_p — коэффициент давления; δ — коэффициент пульсации.

Коэффициент давления в одних случаях определяют по формулам, полученным аналитическим путем, в других — по полуэмпирическим формулам или непосредственно из лабораторного эксперимента.

Величина пульсационной составляющей изменяется во времени от нуля до экстремальных значений, равных амплитуде A пульсации давления (половина размаха пульсации). Случайный характер изменения во времени величины p' требует статистического описания процесса пульсации. Основной характеристикой стационарного процесса пульсации (т. е. не претерпевающего существенного изменения с течением времени) является среднее квадратическое отклонение σ мгновенных значений давления \bar{p} от его среднего \bar{p} или так называемый *стандарт пульсации*.

С учетом осреднения давления по площади сила гидродинамического давления равна

$$\bar{W}_{\text{дин}} = \bar{W}_{\text{дин}} \pm W' = F (\bar{p}_{\text{дин}} \pm p'), \quad (2.6)$$

где F — площадь приложения силы.

В расчет вводится максимально возможное значение p' , равное увеличенному в $3 \div 5$ раз стандарту пульсации.

В ряде случаев при расчете конструкции на гидродинамическую нагрузку недостаточно знать ее осредненное или максимальное значение. Сила гидродинамического давления действует с некоторой частотой, вызывает колебания сооружения или его элементов.

Под воздействием гидродинамических нагрузок могут возникнуть автоколебания (устойчивые незатухающие вынужденные колебания, которые вызываются силовыми импульсами, возникающими при взаимодействии конструкции с потоком) или резонанс (при котором частота возмущений совпадает с собственной частотой системы).

При динамическом расчете учитывается влияние присоединенной к конструкции массы воды. Задачей динамического расчета является определение деформаций, динамических напряжений и отыскание таких форм и размеров конструкции, при которых исключалась бы возможность возникновения автоколебаний и резонанса.

Способы расчета сил гидродинамического давления еще не совершенны, что компенсируется введением коэффициента перегрузки в расчетное значение силы. Неправильный учет динамических нагрузок может привести к разрушению конструкций, что неоднократно имело место в гидротехнической практике (падение отдельных стенок в нижнем бьефе, разрушение затворов, срыв облицовок, разрушение креплений нижнего бьефа и др.).

При равномерном плавно изменяющемся движении жидкости в открытом русле со значительным уклоном давление на дно и стенки определяют с учетом влияния уклона. На глубине y , отсчитываемой по вертикали (рис. 2.3), имеем

$$p = \rho g y \cos^2 \alpha = \rho g h \cos \alpha. \quad (2.7)$$

Кавитационные воздействия. Кавитация в водопропускных сооружениях обусловлена местным падением давления в потоке до критической величины, при которой происходит холодное кипение жидкости. Перемещение образующихся при кипении мельчай-

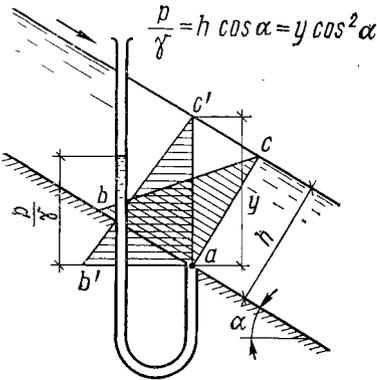


Рис. 2.3. Давление воды в открытом русле со значительным уклоном (abc — эпюра давления в сечении, нормальном к дну, $a'b'c'$ — эпюра давления в вертикальном сечении)

ших пузырьков, наполненных паром, в область большего давления приводит к конденсации пара, захлопыванию пузырьков и ударам жидкости о твердые границы при захлопывании. В результате этого происходит разрушение материала, т. е. кавитационная эрозия.

При пропуске воды через водопропускные сооружения с достаточно большими скоростями наблюдается кавитационная эрозия сливных граней водослива, гасителей энергии в нижнем бьефе и плит водобоя, граней быков водосливных плотин (рис. 2.4, а), оголовков входных и выходных отверстий и быков напорных водоводов (рис. 2.4, б), участков водоводов за глубинными затворами (рис. 2.4, в) и др.

При давлении на данном участке водовода, большем критического, местное понижение давления до критического происходит в результате действия центробежных сил при искривлении потока (рис. 2.4, в, г), срыва вихрей с элементов водовода, с неровностей негладко выполненных поверхностей бетона, незаделанных швов и др.

Установление расчетом возможности возникновения кавитации заключается в сопоставлении величины абсолютного давления $(p_{абс})_i$ в некоторой точке i поверхности в данном сечении водопропускного сооружения с критическим давлением $p_{кр}$ (давление насыщенных водяных паров $p_{нас}$ при данной температуре воды, при которой начинается «холодное» кипение) или сопоставлением величины вакуума $(h_{вак})_i$ в данной точке i с критическим значением вакуума. Представляя давление или вакуум в единицах водяного столба, получаем следующее условие отсутствия кавитации:

$$\left(\frac{p_{абс}}{\gamma}\right)_i > \left(\frac{p}{\gamma}\right)_{кр}; (h_{вак})_i < (h_{вак})_{кр}. \quad (2.8)$$

Давление в точке i поверхности определяют с учетом влияния искривления потока. Критическое давление $p_{кр} = p_{нас}$ зависит, как известно, от температуры жидкости и, например, для воды при $t = 20^\circ \text{C}$ равно 2,35 кПа, что соответствует 0,24 м вод. ст.

Оценка возможности появления кавитации производится также сравнением коэффициента кавитации σ (число кавитации, параметр кавитации):

$$\sigma = \frac{(p_{абс}/\gamma)_i - (p_{нас}/\gamma)}{U^2/2g} \quad (2.9)$$

с его критическим значением $\sigma_{кр}$, определяющимся по данным экспериментов. Абсолютное давление $p_{абс}$ и скорость набегающего потока на неровность определяют расчетом.

При $\sigma \leq \sigma_{кр}$, что может быть при большой скорости и малом давлении в точке i , имеет место кавитация, при $\sigma > \sigma_{кр}$ она отсутствует. В зависимости от формы и размеров неровностей $\sigma_{кр}$ может изменяться от нуля до 3—4.

В числе мер борьбы с последствиями кавитации применяют: подвод воздуха к зонам образования кавитации, обеспечение глад-

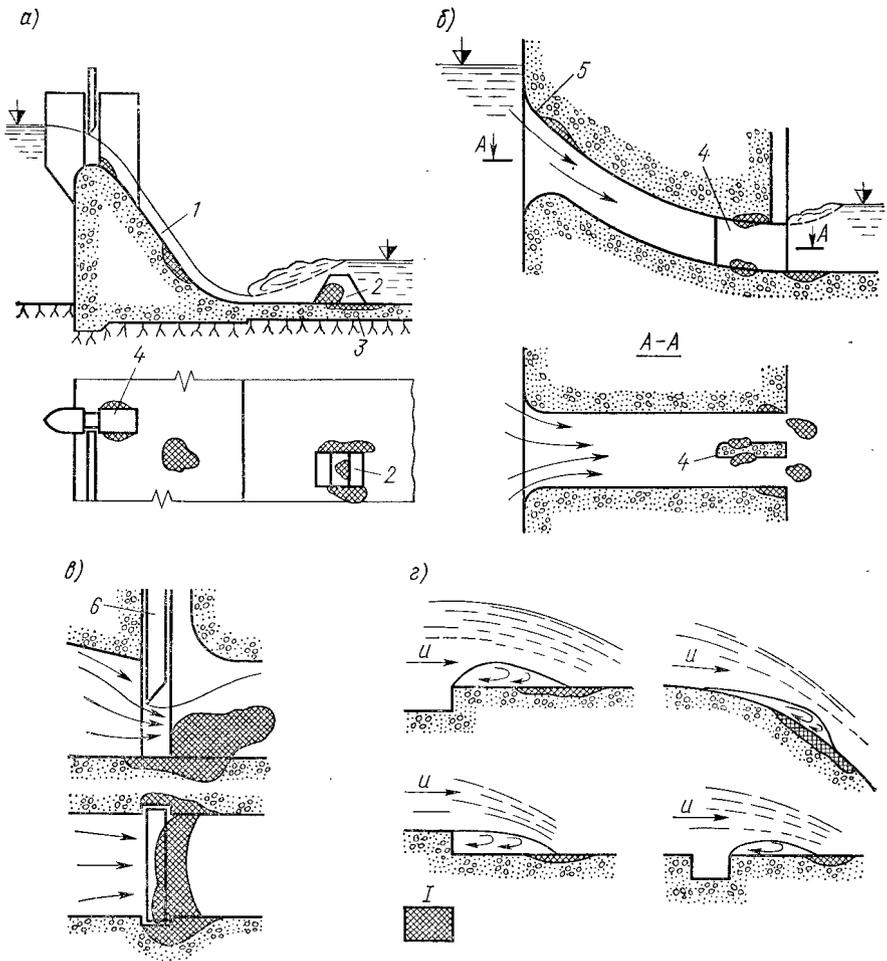


Рис. 2.4. Кавитационная эрозия в водопропускных сооружениях:

I — очаги кавитационной эрозии; 1 — сливная грань; 2 — гаситель; 3 — плиты водобоя; 4 — бык; 5 — оголовок входного отверстия; 6 — глубинный затвор в донном отверстии или туннеле

кости обтекаемых водой поверхностей, повышение стойкости материала против разрушения кавитацией, использование суперкавитации, при которой образуется кавитационный «факел», не касающийся твердых границ и замыкающийся в жидкости в удалении от них.

Воздействие аэрации на сооружении. При проектировании сооружений, пропускающих поток, с большими скоростями, решается ряд вопросов, связанных с аэрацией потока, т. е. захватом воздуха потоком. Захват воздуха происходит через свободную поверхность при ее разрушении турбулентными возмущениями, поверхностными водоворотами, возникающими, например, при истечении воды из-под затвора, в гидравлическом прыжке, при обтекании элементов сооружения, а также свободными струями (рис. 2.5). Захват воздуха через свободную поверхность потока называют *самоаэрацией*.

Отрицательное воздействие аэрации на сооружение заключается, например, в «разбухании» потока; которое требует для незамкнутых водопропускных (водосбросных) сооружений увеличения высоты бортов, ограничивающих поток, а для замкнутых — высоты водовода; заполнение сечения водовода водовоздушной смесью приводит к падению его пропускной способности, нарушению устойчивости движения.

Аэрация сопровождается выделением воздуха (деаэрация) из потока на определенных участках напорных водоводов, что также приводит к нарушению устойчивости потока, а при образовании в потоке полостей, заполненных воздухом, — к гидравлическим ударам. При проектировании напорных водосбросных сооружений приходится учитывать, что в области захвата потоком воздуха должно обеспечиваться поступление воздуха, а из областей его выделения — отвод воздуха.

Для определения параметров потока, при которых воздух начинает захватываться при самоаэрации, и количества захваченного воздуха через свободную поверхность или вальцом гидравлического прыжка существуют соответствующие формулы.

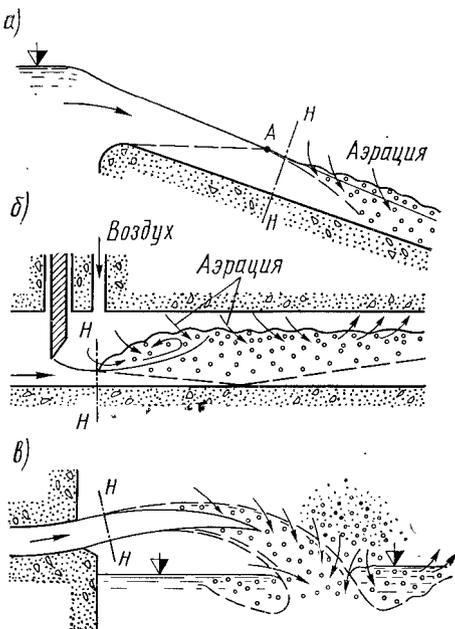


Рис. 2.5. Примеры аэрации потока:

а — захват воздуха потоком на быстротоке; б — аэрация потока в туннеле при истечении из-под затвора; в — аэрация свободно отброшенной струи; А — выход турбулентных возмущений на свободную поверхность; Н-Н — створ начала захвата воздуха; ↑ ↓ — захват и выделение воздуха

Аэрация свободных струй, сбрасываемых в нижний бьеф с некоторой высоты (рис. 2.5, *в*), уменьшает дальность отлета струи и приводит к образованию насыщенных каплями и водяной пылью «облаков», что ухудшает условия службы (повышенная влажность, обледенение) наружного гидромеханического и электромеханического оборудования и низовой грани подпорного сооружения, уменьшает устойчивость примыкающих к сооружению крутых береговых откосов при их насыщении водой.

Аэрация потока, проходящего через гидроузел, обогащает воду кислородом, что имеет значение для условий жизни и размножения рыбы, особенно на участках рек ниже крупных водохранилищ, бедных свободным кислородом. В связи с этим предлагается установка донных водоспускных специальных устройств, обеспечивающих эффективное насыщение воды кислородом.

§ 2.2. ВЕТРОВЫЕ ВОЛНЫ И ИХ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА СООРУЖЕНИЯ

Ветровое волнение. При продолжительном действии ветра на поверхности воды развивается волнение, при котором частицы воды совершают сложное вращательно-поступательное движение. Вода

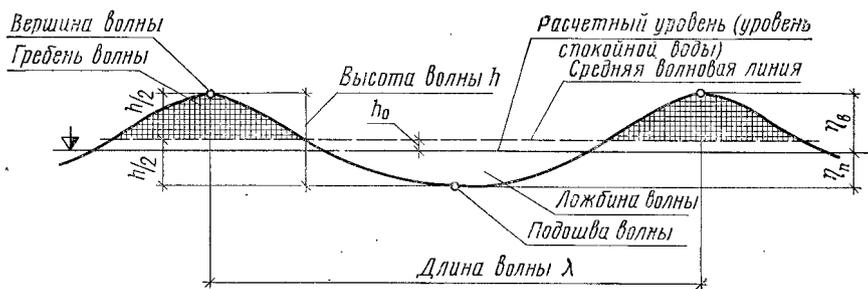


Рис. 2.6. Параметры волны

при волнении производит на сооружение дополнительное давление (сверх гидростатического, отвечающего расчетному уровню), называемое волновым.

Вид волн и значение их параметров (высота h , период τ , длина волны λ — рис. 2.6) зависят от волнообразующих факторов — скорости ветра W , продолжительности его действия t , глубины водоема H и длины разгона волны D . Высоту волны определяют по самому невыгодному сочетанию скоростей ветра при расчетном шторме и длины разгона. Длина разгона равна расстоянию по прямой от берега до сооружения, а величину скорости ветра в этом направлении определяют по розе ветров (рис. 2.7).

Волны, периоды и высота которых изменяются от одной волны к другой случайным образом, называют нерегулярными; если периоды и высоты отдельных волн одинаковы, их классифицируют как регулярные.

Волновое поле водоема по длине разгона волны делится на зоны (рис. 2.8): *I* — глубоководную ($H > \lambda/2$), где практически дно не влияет на параметры волн; *II* — мелководную ($\lambda/2 > H \geq H_{кр}$), в которой по мере уменьшения глубины уменьшаются длина и скорость волн и увеличивается крутизна переднего и пологость заднего склонов (при $H = H_{кр}$ волны разрушаются и преобразуются в прибойные волны); *III* — зону прибойных волн, опрокидывающихся при движении ($H < H_{кр}$); *IV* — приурезовую, где волны окончательно разрушаются и затем накатываются на берег.

Скорость ветра, определяемая на какой-либо высоте, приводится к высоте 10 м над уровнем воды. Обеспеченность расчетного шторма для сооружений *I* и *II* класса — 2%, *III* и *IV* — 4%.

Из-за малой точности определения волнообразующих факторов, в частности скорости ветра, точность расчета элементов волн невысока. Скорость ветра оценить с достаточной точностью по непосредственным наблюдениям не удастся вследствие того, что только после создания водохранилища складывается соответствующая ситуация, определяющая формирование потока воздуха при переходе с материка на водную поверхность. Получение расчетной высоты волны с точностью примерно 10% требует точности вводимой в расчет скорости ветра около 5%, что пока недостижимо. В результате приближенного определения высоты волны получается приближенное значение волновой нагрузки.

Система волн, образующихся при расчетном шторме, характеризуется средними значениями \bar{h} и $\bar{\tau}$, для определения которых вычисляются по заданным W , H и D безразмерные параметры gt/W , gD/W^2 , gH/W^2 и далее по номограмме * рис. 2.9 (СНиП II-57—75) отыскиваются $g\bar{h}/W^2$, $g\bar{\tau}/W$, определяющие \bar{h} и $\bar{\tau}$.

Верхняя огибающая номограммы отвечает глубоководной зоне, для которой расчет \bar{h} и $\bar{\tau}$ ведут по исходным параметрам gD/W^2 и gt/W ; при отсутствии фактических данных принимается $t = 6$ ч.

* Номограмма основана на некоторых теоретических соображениях и обобщенных экспериментальных данных, натуральных и лабораторных, отечественных и зарубежных.

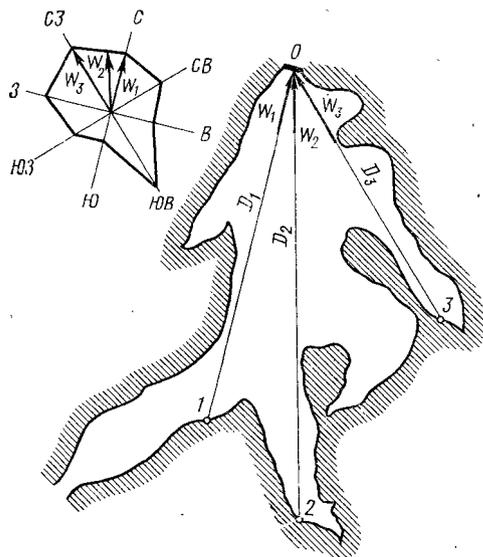


Рис. 2.7. Роза ветров (а) и длина разгона волны (б)

Определив $g\bar{h}/W^2$ и $g\bar{\tau}/W$, по наименьшим их величинам находят среднюю высоту волны \bar{h} и период τ .

Поле ниже обгибающей кривой отвечает мелководной зоне с уклоном дна 0,001 и меньше. Расчет \bar{h} и τ ведут по параметрам

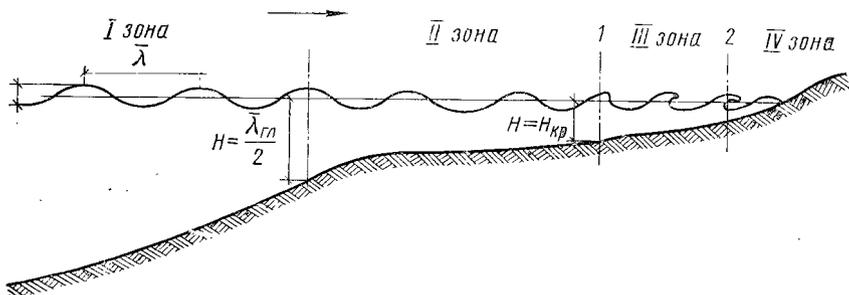


Рис. 2.8. Деление акватории на зоны по глубине:

I — глубоководная; II — мелководная; III — прибойная; IV — приурезовая; 1 — створ первого обрушения волны; 2 — последнего обрушения

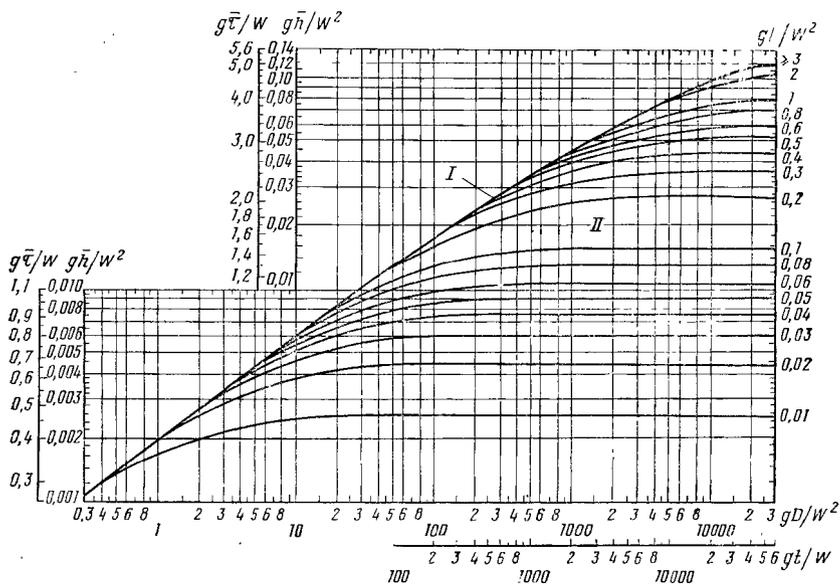


Рис. 2.9. Графики для определения средних значений элементов ветровых волн в глубоководной I и мелководной (при уклоне дна $i \leq 0,001$) II зонах

gD/W^2 и gH/W^2 . При уклоне дна более 0,001 расчет высоты волны h производят [СНиП II-57—75, прилож. I, п. 17] с учетом трансформации волн, т. е. изменения параметров волн вследствие уменьшения глубины с учетом рефракции — искривления линии гребня волны при косом подходе волны — и с учетом потерь энергии.

Среднюю длину волны в глубоководной зоне определяют по формуле

$$\bar{\lambda}_{\text{гл}} = g\bar{\tau}^2/2\pi. \quad (2.10)$$

Высоту волны $p\%$ обеспеченности в системе волн глубоководной зоны определяют умножением средней высоты волны \bar{h} на коэффициент k_i , который зависит от волнообразующих факторов и имеет величину, равную или несколько меньшую указанной ниже.

Обеспеченность p , %	0,1	1	2	5	10
Высоты волн $k_i = h_i/\bar{h}$	2,96	2,42	2,26	1,95	1,71

Величина критической глубины $H_{\text{кр}}$ (глубина разрушения волн) зависит от многих одновременно действующих факторов. Можно принимать $H_{\text{кр}} = (1,25-1,8)h_i$.

Высота волны отсчитывается от расчетного уровня, который при заданной отметке уровня воды в верхнем бьефе может изменяться за счет ветрового нагона на величину

$$\Delta h = 2 \cdot 10^{-6} \frac{W^2 D}{gH} \cos \alpha, \quad (2.11)$$

где α — угол между продольной осью водоема и направлением ветра.

Взаимодействие волн и сооружений. При расчете устойчивости и прочности гидротехнических сооружений расчетная обеспеченность высоты чередующихся волн переменной высоты для сооружений с вертикальной напорной гранью и для откосов с креплением бетоными плитами — 1%, креплением наброской — 2%; для берегоукрепительных сооружений II класса — 1%, III и IV класса — 2%. Длину волны принимают в пределах $0,8\bar{\lambda} - 1,4\bar{\lambda}$ соответственно максимуму волнового давления.

В I и II зонах волны, подходящие фронтально к стенке вертикальной или близкой к вертикальной, при глубине непосредственно перед сооружением $H > 1,5h$ преобразуются в стоячие волны (волны, не перемещающиеся в пространстве). Если перед стенкой на участке протяженностью не менее $0,5\bar{\lambda}$, глубина $H < H_{\text{кр}}$, то на стенку действуют прибойные волны (III зона).

Расчет воздействия стоячих волн на сооружение заключается в определении возвышения и понижения волновой поверхности у сооружения относительно уровня спокойной воды, определении сил волнового давления и опрокидывающего момента от этих сил. В общем случае моменты времени максимального подъема уровня воды перед сооружением и максимального значения силы волнового давления не совпадают.

Расчет волнового давления в различных точках грани подпорного сооружения производится по формулам, полученным методами гидромеханики. Сила волнового давления на сооружение определяется по площади эпюры давления.

На рис. 2.10 показаны эпюры волнового давления на вертикальную стенку. При максимальном подъеме уровня воды у стенки на нижней части стенки может развиваться отрицательное волновое

В этих формулах h — высота бегущей волны; γ — удельный вес воды; H — глубина; $k_{\eta B}$, $k_{\eta B}$, $k_{\eta P}$, k_p , k_m — коэффициенты, зависящие от отношения h/λ и λ/H , определяются по графикам на рис. 2.11. Коэффициенты k_p и k_m в формулах (2.14) и (2.15) являются поправочными коэффициентами к значениям максимальной силы и момента, определенным по схематической эпюре давления (рис. 2.10, в).

Силу волнового давления, действующую на какой-либо участок (по глубине) подпорного сооружения, например на участок расположения затвора, вычисляют по эпюре волнового давления, которое определяют в точках $i=0,25H, 0,5H, 0,75H, H$ по формуле

$$p_i = k_{ip} \gamma h. \quad (2.16)$$

Значения коэффициентов k_{ip} см. [11] [СНиП II-57—75, § 2.4].

Для глубоководной зоны коэффициенты $k_{\eta B}$, $k_{\eta B}$, $k_{\eta P}$, k_p , k_m по графикам Н. Н. Загрядской могут быть определены весьма приближенно, поэтому для определения более точной эпюры давления в глубоководной зоне следует использовать формулы § 2.3 СНиП II-57—75, а силу волнового давления определять по площади эпюры давления.

Примерно такие же значения силы для глубоководной зоны ($H > \lambda/2$) получают по формуле А. Л. Можевитинова [11]

$$W_B = \frac{1}{2} \gamma h_B \left(\frac{\lambda}{\pi} + \frac{h_0}{2} \right), \quad (2.17)$$

где $h_0 \approx (\pi h_B^2 / \lambda)$, а h_B — высота волны. Плечо силы W_B относительно уровня покоя верхнего бьефа выражается формулой

$$y_c \approx \frac{\lambda}{2\pi} - \frac{3}{8} h_B.$$

Высота наката на наклонную стенку при подходе волны обеспеченностью 1% из глубоководной зоны при $H \geq 3h_{г.л.1\%}$ или мелководной зоны при $H \geq 2h_{1\%}$ вычисляется по формуле

$$h_n = k_{н.г} k_{\Delta} k_{нп} k_c h_{1\%}, \quad (2.18)$$

где коэффициент $k_{н.г}$ (график на рис. 2.12; при $H < 2h_{1\%}$ $k_{н.г}$ определяется по значениям λ/h , стоящим в скобках) определяет высоту наката в долях от высоты наката регулярной волны на гладкую поверхность, а коэффициенты k_{Δ} , $k_{нп}$, k_c учитывают соответственно влияние относительной шероховатости, водопроницаемости покрытия откоса и нерегулярности волнения. Произведение коэффициентов $k_{\Delta} k_{нп}$ для откосов, покрытых бетонными плитами, равно 0,9. Для покрытий галькой, камнем или бетонными массивами со средним диаметром отдельностей Δ при Δ/h в пределах 0,02—0,2 произведение $k_{\Delta} k_{нп}$ изменяется от 0,7 до 0,3 почти линейно. Коэффициент k_c при скорости ветра 10 м/с и менее при $m=0,4—5$

давление. Эюра, отвечающая максимальной силе волнового давления, имеет по всей высоте положительный знак; при подходе к стенке подошвы волны волновое давление отрицательно.

Для расчета давления стоячих фронтальных волн на вертикальную стенку или близкую к вертикальной одним из наиболее совершенных является метод Н. Н. Загрядской [39], который может применяться как для мелководной, так и для глубоководной зон. Уточнив решение задачи о стоячих волнах, Н. Н. Загрядская дала графики для определения коэффициентов, позволяющих рассчитать

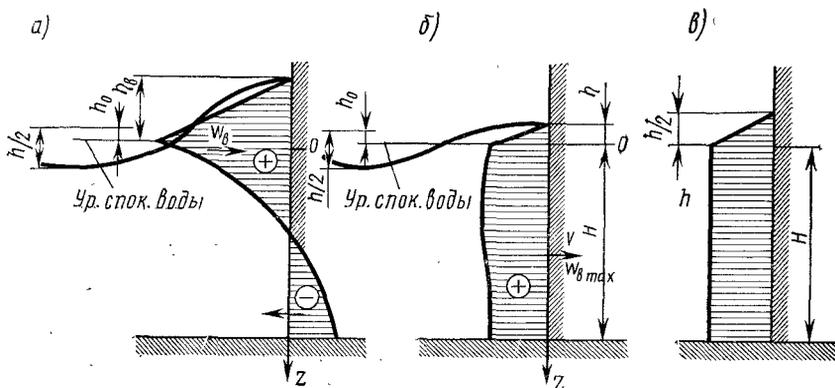


Рис. 2.10. Эюры волнового давления стоячей волны на вертикальную стенку:

a — эюра волнового давления в момент максимального подъема уровня воды у стенки; *b* — эюра в момент максимальной нагрузки; *v* — схематическая эюра давления; *0-0* — уровень спокойной воды

превышение волновой поверхности над спокойным уровнем в определенных моменты, давление, силу давления, моменты сил давления.

Наибольшее возвышение или понижение волновой поверхности у подпорного сооружения над спокойным (расчетным) уровнем равно:

$$\eta_{в} = k_{\eta_{в}} h; \quad \eta_{п} = -k_{\eta_{п}} h. \quad (2.12)$$

Возвышение волновой поверхности в момент максимума силы волнового давления

$$\eta_{p} = k_{\eta_{p}} h. \quad (2.13)$$

Максимальная сила волнового давления (на 1 м стены при $\eta = \eta_{p}$)

$$P_{\max} = k_{p} \gamma h \left(H + \frac{h}{2} \right). \quad (2.14)$$

Момент силы волнового давления относительно плоскости дна

$$M_{\max} = k_{m} \gamma h \left(\frac{h^2}{6} + \frac{hH}{2} + \frac{H^2}{2} \right). \quad (2.15)$$

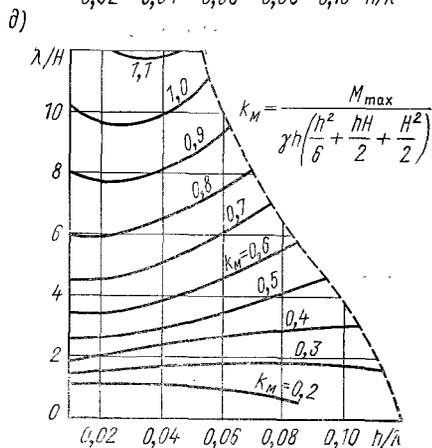
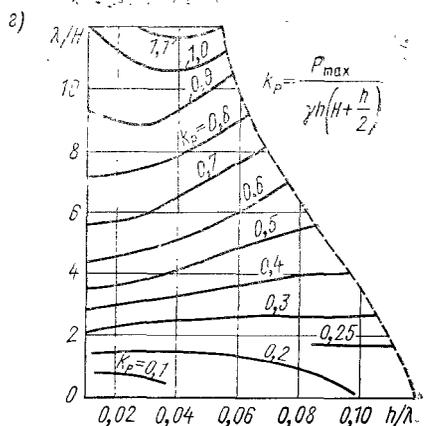
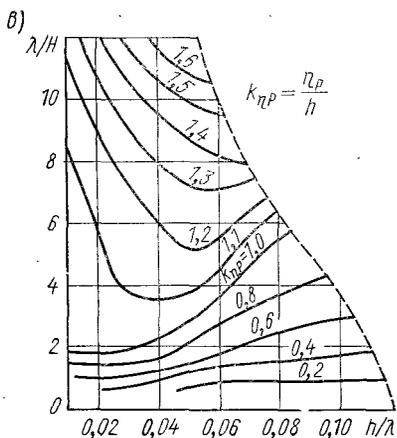
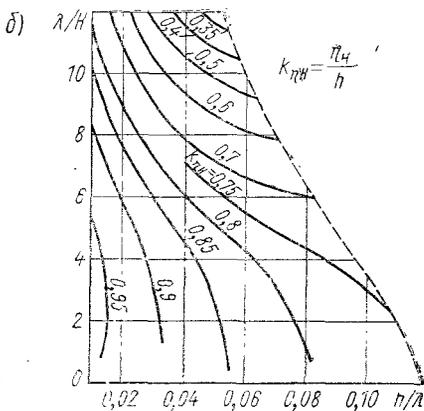
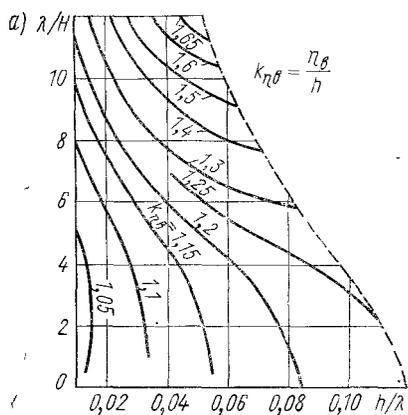


Рис. 2.11. Графики (а—д) для определения коэффициентов $k_i = f(\lambda/H, h/x)$ в формулах для расчета уровня волновой поверхности и волнового воздействия на подпорное сооружение

равен 1,1; при скорости ветра 20 м/с и более k_c изменяется в зависимости от m :

m	0,4	0,4 ÷ 2	3 ÷ 5	Более 5
k_c	1,3	1,4	1,5	1,6

Расчеты волновых нагрузок на плиты крепления, обтекаемые преграды, сквозные сооружения, берегозащитные сооружения, нагрузок от судовых волн на откосы канала производятся по СНиП II-57—75.

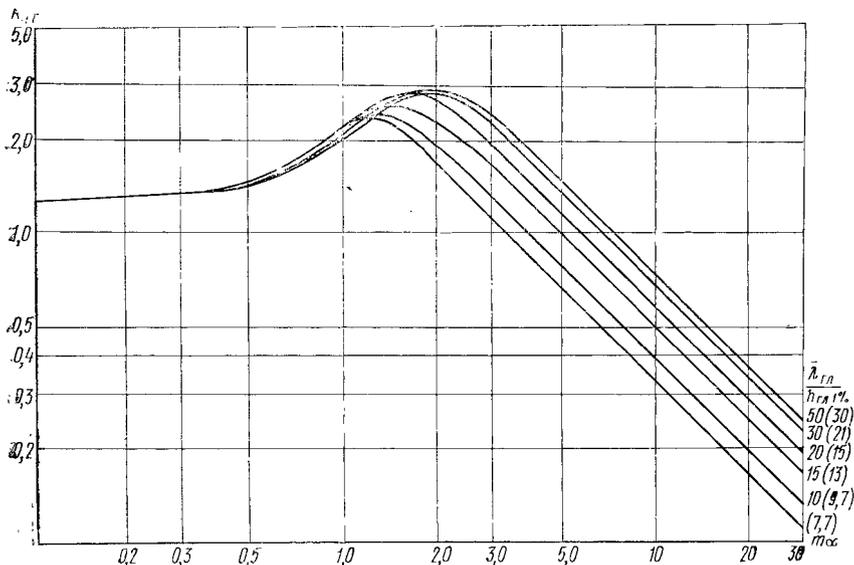


Рис. 2.12. Коэффициент $k_{нr}$ в формуле (2.18) для определения высоты наката волны на наклонную стенку. При глубине перед сооружением $H < 2h_1$ % коэффициент $k_{нr}$ необходимо принимать для значений пологости волны $\bar{\lambda}_{г1}/h_{г1}$ %, указанных в скобках

§ 2.3. ВОЗДЕЙСТВИЕ ЛЬДА И РЕЧНЫХ НАНОСОВ

Лед может оказывать на сооружения статическое и динамическое давление. Статическое давление обусловлено температурным расширением ледяного покрова перед сооружением, навалом остановившегося ледяного поля на сооружение под воздействием течения и ветра и навалом зажорной массы льда (т. е. шуги и мелкобитого льда, скопившихся в русле реки). Кроме того, на сооружение может действовать направленная вверх или вниз вертикальная сила от примерзшего к сооружению ледяного покрова при изменении уровня воды. Динамическое давление льда обусловлено встречей с сооружением движущегося льда. Равнодействующая сила давления льда прикладывается ниже уровня воды на 0,3 толщины льда.

Процесс взаимодействия льда и сооружения весьма сложен. До настоящего времени при расчете давления льда не удается учесть с достаточной точностью все определяющие факторы, в том числе характеристики прочности льда.

Предел прочности $[R_{сж}]$ пресного льда на сжатие принимается в зависимости от среднесуточной температуры воздуха t , которая вычисляется: при толщине льда $h_{л} \leq 0,5$ м — по данным наблюдений за трое суток; при $h_{л} > 0,5$ — за шесть суток.

Таблица 2.1

$t, ^\circ\text{C}$		0	-3	-15	-30
$R_{сж}$	МПа	0,44	0,74	1,18	1,47
	тс/м ²	45	75	120	150

Примечание: 1 тс=9800 Н=0,0098 МН \approx 0,01 МН.

Предел прочности льда на изгиб $[R_{и}] = 3/4[R_{сж}]$. Предел прочности льда на раздробление принимают в начальной стадии $[R_{р}] = 0,74$ МПа (75 тс/м²). Южнее линии Архангельск — Киров — Уфа — Кустанай — Караганда — Усть-Каменогорск при ледоходе на реках и в условиях водохранилищ допускается принимать $[R_{р}] = 0,44$ МПа (45 тс/м²).

Сила статического давления льда. При замерзании вода увеличивает свой объем приблизительно на 9%, но давление ледяного поля в процессе его формирования незначительно. Последующее понижение температуры воздуха приводит к понижению температуры льда и уменьшению его объема, как всякого твердого тела, а повышение температуры — к расширению. Давление льда на сооружение проявляется тогда, когда расширение ледяного поля препятствует противоположный берег. Лед примерзает к смерзшемуся грунту берега, и поэтому даже при пологом берегу следует ожидать появления давления от температурного расширения льда, которое вызывает силу, равную

$$P_T = k_L b h_{л} p, \quad (2.19)$$

где b — ширина фронта соприкосновения льда с сооружением; $h_{л}$ — максимальная толщина льда обеспеченностью 1%; p — удельное давление льда, определяющееся по СНиП II-57—75; § 6, 7; k_L — коэффициент, снижающий силу давления льда с увеличением протяженности L ледяного покрова в направлении от сооружения до противоположного берега.

Протяженность, $L, \text{ м}$	50	70	90	120	150 и более
k_L	1	0,9	0,8	0,7	0,6

Когда отсутствуют исходные данные для определения величины P_T по формулам СНиП II-57—75, можно использовать следующие значения удельного давления p льда обеспеченностью примерно 1%: Тбилиси — 0,15 МПа (15 тс/м²); Владивосток — 0,17 МПа (17 тс/м²); Ростов-на-Дону — 0,19 МПа (19 тс/м²); Красноярск, Горький, Ташкент — 0,18 МПа (18 тс/м²); Ленинград, Свердловск, Казахстан (Отар) — 0,20 МПа (20 тс/м²); Якутск — 0,3 МПа (30 тс/м²).

Силу давления остановившегося ледяного поля, наваливающегося на сооружение под воздействием ветра, течения воды подо льдом и вследствие уклона потока определяют по формуле

$$P_{л.нав} = \kappa \left(0,5v^2 + 50 \frac{h_d}{L} v^2 + 920h_d i + 0,002W^2 \right) \omega, \quad (2.20)$$

где v и W — скорости течения воды подо льдом и скорость ветра, м/с; i — уклон поверхности потока; h_d — толщина ледяного поля, равная 0,8 от наибольшей, обеспеченностью 1% за зимний период, м; L , ω — длина ледяного поля, м (при отсутствии натуральных наблюдений реки принимается равной утроенной ширине реки) и его площадь, м².

При $\kappa=0,01$ получаем силу $P_{л.нав}$, выраженную в кН, при $\kappa=1$ получаем в кгс. В формуле (2.20) в скобках суммируются следующие силы, отнесенные к единице площади ледяного поля: сила трения потока о нижнюю поверхность поля; гидродинамического давления на кромку поля; сила, обусловленная влиянием уклона поверхности потока; сила трения воздуха о наружную поверхность ледяного покрова.

Определение вертикальной нагрузки и изгибающего момента от примерзшего поля, действующего на подпорное сооружение, а также нагрузки от зажорных масс льда [130].

Сила динамического давления льда. При прорезании движущейся льдины отдельно стоящей массивной опорой с вертикальной гранью на эту опору действует сила, которая не может превышать силу, определяемую прочностью льда на раздробление:

$$P_1 = m_j [R_p] b h_d. \quad (2.21)$$

Сила удара льдин о плоскую грань сооружения большой протяженностью не может быть более силы, определяемой прочностью льда на сжатие:

$$P_2 = 0,5 [R_{сж}] b h_d. \quad (2.22)$$

Таблица 2.2

Коэффициент формы	Полуциркулярное очертание или многогранник	Прямоугольник	Треугольник при угле заострения α , град					
			45	60	75	90	120	150
m_j	0,90	1,0	0,54	0,59	0,64	0,69	0,77	1,00

В этих формулах m_j — коэффициент формы опоры (табл. 2.2); b — ширина сооружения (опоры) по фронту, м; $h_{л}$ — толщина льда (0,8 от наибольшей толщины обеспеченностью 1 %);

Давление наносов. На горных реках у плотин небольшой высоты обычно откладываются крупнозернистые наносы — песчаные и песчано-гравелистые. В глубоких водохранилищах у плотин откладываются мелкие наносы — частицы ила, глины и коллоидные частицы. При слое наносов h_n горизонтальная составляющая давления наносов на сооружение

$$p_n = \gamma_n h_n \xi_n, \quad (2.23)$$

где ξ_n — коэффициент бокового давления грунта; $\gamma_n = (\gamma_1 - \gamma) \times (1 - n)$ — вес единицы объема отложившийся под водой; γ_1 , γ — удельные веса наносов в сухом виде и воды; n — пористость наносов.

Величина коэффициента бокового давления ξ_n зависит от характера наносов и возможности смещения сооружения под нагрузкой.

Если наносы состоят из песчаного, песчано-гравелистого и вообще крупнозернистого материала, то для неподвижных сооружений (скальное основание или нескальное основание после завершения горизонтальных смещений) ξ_n есть коэффициент бокового давления покоя

$$\xi_n = \xi_0. \quad (2.24)$$

Для рыхлого песка (с коэффициентом пористости $\varepsilon = 0,9$) $\xi_0 = 0,64$, для песка средней плотности ($\varepsilon = 0,7$) $\xi_0 = 0,52$ *, для плотного песка $\xi_0 = 0,49$. Для глин $\xi_0 = 0,67 \div 1$.

Сила давления наносов, рассчитанная по эпюре бокового давления покоя, намного больше силы активного давления, которое возникнет тогда, когда возможно вследствие податливости основания (нескальное основание) смещение сооружения. В этом случае при отсутствии сцепления грунта с вертикальной стенкой по Кулону

$$\xi_n = \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2), \quad (2.25)$$

где φ — угол внутреннего трения грунта.

Если стенка наклонена под углом α к горизонту (см. рис. 2.1), то без учета трения грунта о стенку формула коэффициента бокового давления может быть представлена в следующем виде:

$$\xi_n = \frac{\cos^2 \frac{\alpha + \varphi}{2}}{\cos^2 \frac{\alpha - \varphi}{2}}, \quad (2.26)$$

При $\alpha = 90^\circ$ из этого выражения получают формулу (2.25).

Для илистых и мелкозернистых наносов, отлагающихся в глубоких водохранилищах, угол внутреннего трения φ близок к нулю, что дает $\xi_n = 1$ независимо от податливости основания.

* Снитко Н. К. Статическое и динамическое давление грунтов и расчет подпорных стенок. Л., 1970, с. 14.

Эпюра горизонтального давления наносов имеет вид треугольника с основанием p_n . Горизонтальную составляющую силы давления наносов определяют по площади эпюры давления, вертикальная составляющая равна весу взвешенного в воде грунта в объеме aef (см. рис. 2.1).

Возможная высота слоя отложившихся наносов в водохранилище определяется специальными расчетами*.

Абразивное воздействие наносов. Разрушительное истирающее действие наносов на бетон обнаруживается в условиях горных и предгорных рек. Вследствие больших скоростей и обильного количества влекомых гравийных и особенно галечниковых наносов возможны серьезные повреждения и разрушения всех элементов флюота — водобоя, понура, рисбермы, если при проектировании и строительстве не была предусмотрена облицовка поверхности бетона прочным и устойчивым материалом — плитами из твердых каменных пород, стали, сталебетона, чугуна.

Наиболее интенсивное истирание поверхностей происходит в местах отжима потока от стенок водовода. Образование здесь вихревых зон сопровождается падением давления, что ведет к подсосыванию наносов и вовлечению их во вращательное движение. Имеются примеры появления серьезных разрушений от абразивного действия наносов после нескольких часов пропуска через сооружение максимального паводка.

Взвешенные наносы оказывают абразивное воздействие на прочную часть турбин и насосов. Процесс разрушения в зависимости от количества наносов и минерального состава может длиться годами или обнаруживается уже после нескольких недель и даже дней работы. Для защиты гидромашин от абразивного износа возводят специальные гидротехнические сооружения (отстойники), выделяющие из воды взвешенные наносы.

§ 2.4. ПРОПУСК ВОДЫ ЧЕРЕЗ ВОДОСБРОСЫ

Основные типы водопропускных сооружений. Расчетные расходы и уровни. В составе напорного гидроузла обычно имеются следующие водопропускные сооружения (см. § 1.3): водосбросы — для пропуска максимальных расходов паводка; водовыпуски — для осуществления пропусков воды в межень; водоспуски — служащие для полного и частичного опорожнения водохранилища в целях осмотра, ремонта сооружений и по санитарным требованиям.

Кроме того, в составе гидроузла могут быть водопропускные сооружения, предназначенные для подачи воды водопользователям и водопотребителям — для подвода воды к турбинам ГЭС, подачи воды в оросительную систему или систему водоснабжения.

Если это требуется по условиям эксплуатации, то водосбросные сооружения должны обеспечивать пропуск из верхнего бьефа

* Указания по расчету заилиenia водохранилищ при строительном проектировании. Л., 1968.

в нижний льда, шуги, сора и плавающих тел, а водоспускные — промыв наносов, отложившихся в верхнем бьефе перед сооружением. Через гидроузел также пропускают воду («строительный расход») в различные стадии его строительства, для чего предусматривается устройство временных (строительных) водосбросов, или по возможности использование в качестве строительных других водопропускных сооружений.

По расположению в гидроузле (рис. 2.13) водосбросы делят на плотинные, расположенные в теле плотины, и береговые (см. гл. 17).

Плотинные водосбросы могут быть поверхностными, глубинными и донными. В поверхностный водосброс вода из верхнего бьефа поступает через водосливное отверстие, в глубинный — через отверстие, погруженное под уровень воды, в донный — через отверстие у дна.

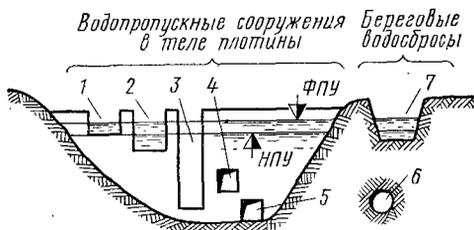


Рис. 2.13. Отверстия водопропускных сооружений гидроузла:

1 — поверхностный водосброс без затворов (водослив с гребнем на уровне НПУ); 2 — поверхностное отверстие (водослив с затвором); 3 — поверхностное глубокое отверстие; 4 — глубинное отверстие; 5 — донное отверстие (водосброс, водоспуск); 6 — туннель; 7 — отверстие в голове берегового водосброса (открытый канал с большим уклоном)

Пропуск через гидроузел максимальных расходов паводка производится при полном открытии всех водосбросных и водовыпускных сооружений, отверстий водозаборных сооружений оросительных систем, через все турбины ГЭС и, по возможности, через судоходные шлюзы и водоспускные отверстия.

Расчетный максимальный расход воды Q_{\max} паводка определяют методом гидрологии, исходя из естественного незарегулированного состояния реки с учетом трансформации расхода водохранилищем, проектируемым для данного объекта, и действующими вышележащими водохранилищами.

Выбор расчетной ежегодной вероятности превышения максимальных расходов воды p (%) производят* с учетом класса капитальности сооружения (см. § 6.3).

Класс капитальности сооружения . . .	I	II	III	IV
Вероятность превышения расхода p , %	0,01	0,1	0,5	1

При расчете сооружений I класса капитальности к величине максимального расхода воды прибавляют гарантийную поправку, учитывающую гидрологическую изученность реки, характер изменчивости максимального стока и число лет наблюдений за стоком*.

При проектировании временных сооружений принимают $p = 10\%$, для сооружений, отнесенных к IV классу, — 1% , при этом вероят-

* СН 435—72. Указания по определению расчетных гидрологических характеристик. Л., 1972.

ность превышения расчетного максимального строительного расхода определяют на основе режима водотока, который будет иметь место в данный момент строительства.

Если в период паводка водовыпуски пропускают расход $Q_{вв}$, прочие сооружения гидроузла — расход $Q_{пр}$, турбины и водосбросы совмещенной ГЭС — $Q_{гэс}$, то расчетный расход водосбросов плотины должен быть равен:

$$Q_{вс} = Q_{max} - Q_{вв} - Q_{гэс} - Q_{пр}. \quad (2.27)$$

Расчетное количество работающих агрегатов ГЭС устанавливаются с учетом намеченных этапов (очередей) освоения установленной мощности и режима эксплуатации.

Донные водовыпуски, расположенные глубоко, используются для пропуска расхода паводка лишь в тех случаях, когда предусмотрена надежная возможность открытия глубинных затворов, находящихся под воздействием максимального напора воды.

Расчет водопропускных сооружений гидроузла на пропуск паводка ведут по наивысшему уровню верхнего бьефа, который может быть принят для чрезвычайных условий эксплуатации гидроузла, т. е. форсированный подпорный уровень (ФПУ). Если форсировка уровня не предусматривается, то при расчете принимают нормальный подпорный уровень (НПУ), т. е. наивысший проектный подпорный уровень в нормальных условиях эксплуатации.

При расчете водовыпусков исходят из уровня верхнего бьефа, сработанного до заданной минимальной отметки.

Уровень воды в нижнем бьефе принимают в соответствии с пропускаемым расходом воды (по кривой связи между расходами и уровнями воды для данного створа водотока). При этом необходимо учитывать влияние на пропускную способность возможного подтопления водопропускных сооружений со стороны нижнего бьефа.

Гидравлические особенности поверхностных водосбросов. Плотинные поверхностные водосбросы выполняют в виде водосливных отверстий, поэтому они могут пропускать в нижний бьеф плавающие лед, шугу, сор и др. Они просты и удобны в эксплуатации. Поверхностные водосбросы бывают в виде:

а) водослива практического профиля — с пропуском воды по сливной грани сооружения — на гидроузлах с бетонными плотинами любого типа (рис. 2.14, а ÷ г);

б) водослива с широким порогом — на низконапорных гидроузлах при небольшой разнице уровней бьефов (рис. 2.14, д);

в) водосливных оголовков, за которыми имеет место свободное падение воды — на плотинах арочных (рис. 2.14, е) и невысоких плотинах в виде стенки (рис. 2.14, ж).

Расход воды, который может пропускать поверхностный водосброс, зависит от размеров водосливного отверстия (напор H

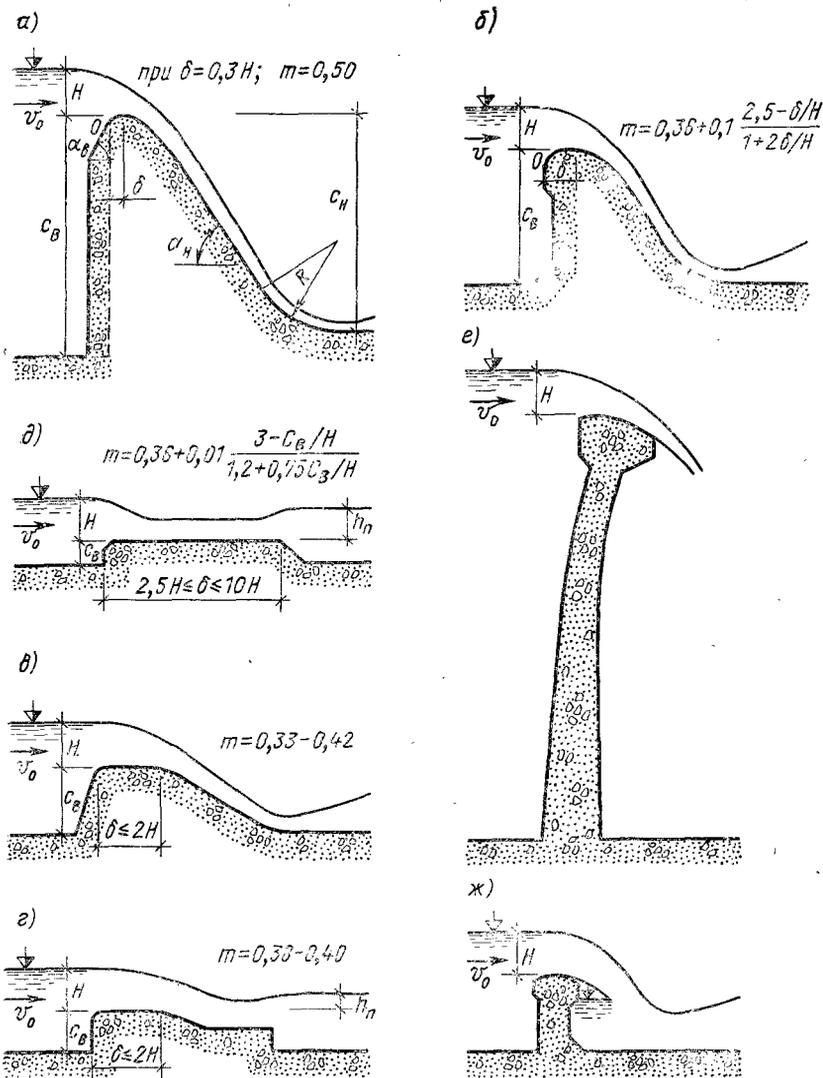


Рис. 2.14. Профили водосливов

на гребне, ширины в свету), формы оголовка и характерного размера δ гребня водослива, а также от величины подтопления гребня со стороны нижнего бьефа и в меньшей степени от высоты водослива c_b , формы быков и верховых сопрягающих стен устоя.

Размер δ отсчитывают от начала криволинейного участка оголовка (для профилей водослива на рис. 2.14, а, б — точка 0) до начала водосливной поверхности.

У профиля водослива, построенного по координатам Кригера — Офицера, минимальное значение $\delta = 0,3H$, при этом горизонтальный участок на гребне отсутствует. При $\delta > 0,3H$ появляется горизонтальный участок δ_0 , с увеличением которого коэффициент расхода m водослива снижается. При вписывании оголовка в треугольный профиль плотины иногда делают оголовок нависающим в сторону верхнего бьефа, как это изображено на рис. 2.14, б.

Величина радиуса R в низу сливной грани не влияет на пропускную способность водослива и обычно назначается в пределах

$$R = (0,2 \div 0,5)(H + c_n). \quad (2.28)$$

Пропускная способность водослива практического профиля и водослива с широким порогом может быть определена по общей формуле

$$Q = \sigma_n m \varepsilon b \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (2.29)$$

где σ_n , m , ε — коэффициенты подтопления, расхода и бокового сжатия; b — ширина пролета в свету; $H_0 = H + v_0^2/2g$ — напор на гребне водослива с учетом скорости подхода воды к водосбросу (рис. 2.14).

Коэффициент расхода

$$m = m_{\text{пл}} k_\alpha k_c k_n, \quad (2.30)$$

где k_α и k_c — коэффициенты, учитывающие углы наклона граней и высоту водослива; k_n — коэффициент, учитывающий влияние пазов в быках.

Надежные значения коэффициентов для расчета по формуле (2.29) пропускной способности водослива практического профиля и с широким порогом даны А. Р. Березинским (табл. 2.3).

Коэффициенты расходов трапециевидальных профилей изменяются в пределах $0,33 \div 0,44$ в зависимости от отношения H/δ и наклона верховой и низовой грани [84].

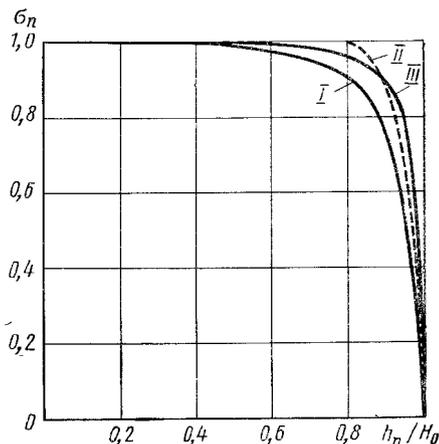


Рис. 2.15. График для определения коэффициента подтопления:

I — водослив практического профиля при $\delta/H = 0,3$; II — то же, при $\delta/H = 1,2$; III — водослив с широким порогом

Коэффициенты:	Водослив					
	практического профиля			с широким порогом (при закругленном входном ребре и $2,5 < \delta/H \leq 10$)		
расхода водослива без бокового сжатия $m_{пл}$	$m_{пл} = 0,36 +$ $+ 0,1 \frac{2,5 - \delta/H^*}{1 + 2\delta/H}$ (2.31)			$m_{пл} = 0,36 +$ $+ 0,01 \frac{3 - c_b/H}{1,2 + 1,5c_b/H}$ при $c_b/H > 3$, $m_{пл} = 0,32$ (2.32)		
учитывающий влия- ние наклона граней k_a	при $\alpha_b \geq 45^\circ$; $\alpha_n \geq 60^\circ$ $k_a = 1^{**}$			$k_a = 1$		
учитывающий высо- ту водослива k_c	при $\delta/H = 0,3$; $c_b/H > 0,8$ или $\delta/H = 0,7 \div 1,2$; $c_b/H \geq 0,5$ $k_c = 1^{**}$			$k_c = 1$		
учитывающий влия- ние пазов k_n	δ/H	k_n	0,3 0,990	1,0 0,995	1,0 1,0	$k_n = 1$
подтопления σ_n бокового сжатия при плавном очертанных входных оголовках быков ε	Определяется по графику на рис. 2.15 кривые I или II кривая III					
$\varepsilon = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + c_b/H}} \left(1 - \frac{b}{B}\right) \sqrt[4]{\frac{b}{B}}, \quad (2.33)$						
при $b/B < 0,2$ принимается $b/B = 0,2$; при $p/H > 3$ принимается $p/H = 3$.						

* Эта формула учитывает отношением δ/H влияние отклонения напора на гребне от величины профилирующего напора $H_{\text{проф}}$, по которому строится профиль водослива. Поэтому в формуле (2.30) отсутствует коэффициент полноты напора, учитывающий влияние отношения $H/H_{\text{проф}}$.

** Значения коэффициентов k_a и k_c при меньших α_b , α_n и c_b/H даются в работах А. Р. Березинского.

Оголовку водослива можно придать очертания, при которых он становится вакуумным, что повышает коэффициент расхода до $0,54 \div 0,58$ [84].

Расход воды при истечении из-под плоского затвора на гребне водослива при высоте открытия a определяют по формулам:

а) гребень водослива после затвора имеет горизонтальный участок длиной $\delta_0 \geq a$ (рис. 2.16, а):

$$Q = \varphi \epsilon ab \sqrt{2g(H_0 - \epsilon a)}, \quad (2.34)$$

где $\varphi = 0,99$; ϵ — коэффициент вертикального сжатия по А. Д. Альтшулю:

$$\epsilon = 0,57 + \frac{0,043}{1,1 - \eta}; \quad \eta = a/H; \quad (2.35)$$

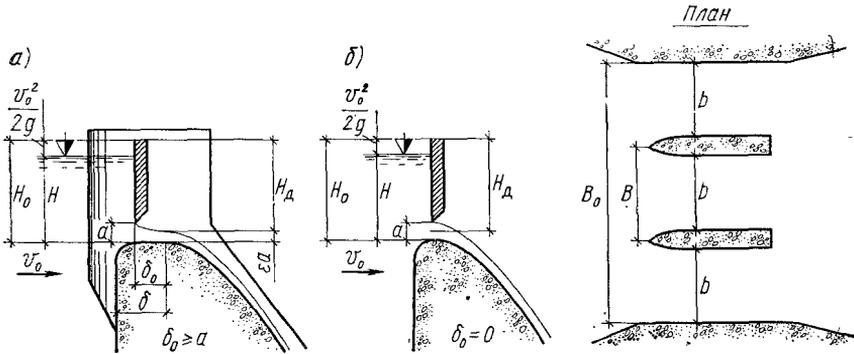


Рис. 2.16. К расчету пропускной способности водослива

б) оголовок очерчен по координатам Кригера — Офицера (рис. 2.16, б) при

$$Q = \varphi ab \sqrt{2g(H_0 - a/2)}. \quad (2.36)$$

Глубинные и донные плотинные водосбросы. Трубчатые водосбросы могут работать в напорном и безнапорном режимах (рис. 2.17). Со стороны верхнего бьефа до створа расположения затвора режим всегда напорный, после затвора — режим напорный или безнапорный. Пропускную способность напорного водосброса рассчитывают по формуле

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gH_d}, \quad (2.37)$$

где ω — площадь выходного отверстия напорного участка; μ — коэффициент расхода: $\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \Sigma \xi}}$; $\Sigma \xi$ — суммарный коэффициент

сопротивления (вход, повороты, трение по длине, пазы затворов), приведенный к площади ω .

Действующий напор H_d есть разность представленных в единицах водяного столба полной энергии единицы массы воды — в верхнем бьефе и потенциальной энергии — в выходном отверстии; в створе выходного отверстия течение из напорного переходит в безнапорное.

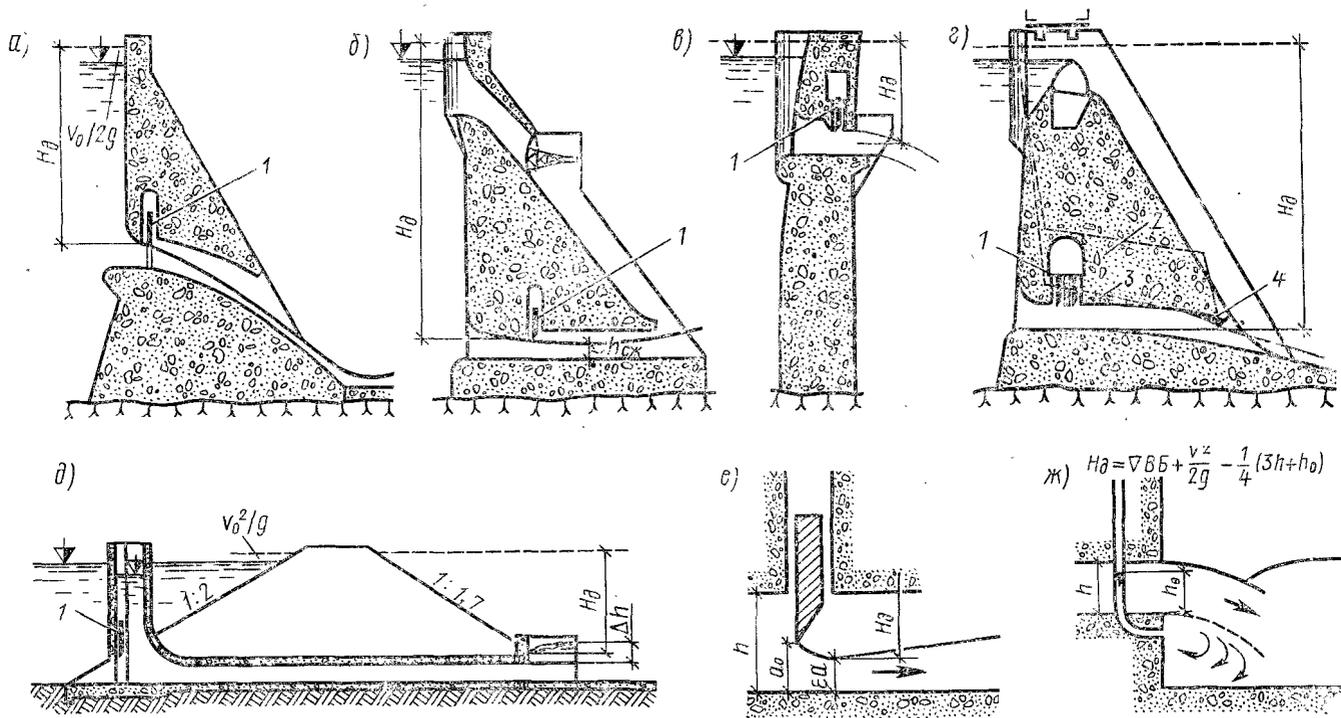


Рис. 2.17. Схема трубчатых водосбросов (H_d — действующий напор):

$a-g$ — отсчет напора от верхней кромки отверстия; $д$ — от уровня воды в выходном сечении; $е$ — от свободной поверхности в сжатом сечении; $ж$ — от уровня $1/4 (3h+h_0)$

В зависимости от характера истечения из отверстия напор отсчитывают от центра отверстия, верхней кромки отверстия или, при затопленном отверстии, от уровня воды в створе отверстия.

При затопленном отверстии для определения $H_{\text{д}}$ требуется знать перепад восстановления (превышение уровня воды за участком сопряжения над верхней кромкой выходного отверстия — рис. 2.17, д), который вычисляют по формуле [84] (последовательным приближением):

$$\Delta h = A_0 \frac{v^2}{2g} (v - v_2), \quad (2.38)$$

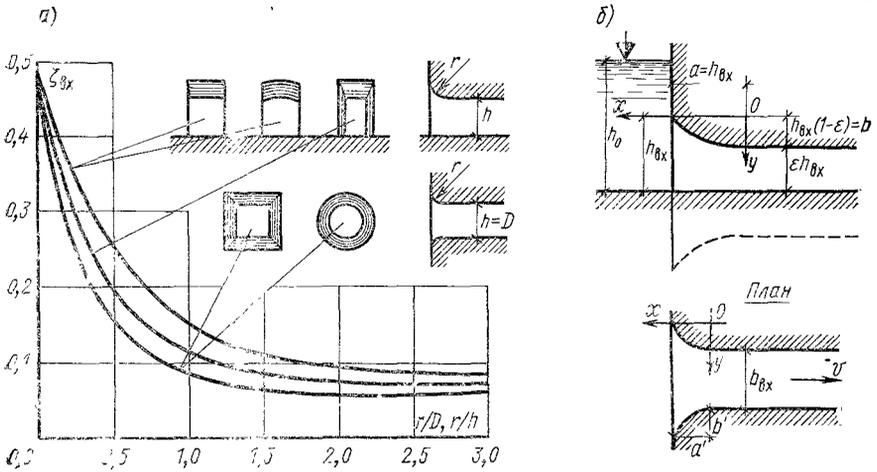


Рис. 2.18. Оголовки входных отверстий глубоких водосбросов:

а — оголовки кругового очертания и коэффициент сопротивления входа; б — эллиптический оголовок ($\xi_{\text{вх}} \approx 0,04$)

где v и v_2 — средняя скорость в выходном отверстии и в конце участка сопряжения; $A_0 = 2\omega_2 / (2\omega_2 + B\Delta h)$, ω — площадь живого сечения потока в конце участка сопряжения; B — ширина участка сопряжения.

Входной оголовок глубокого водосброса должен обеспечивать поступление воды в водосброс с незначительными потерями напора, иметь по возможности простейшее очертание и быть безкавитационным. Коэффициент сопротивления $\xi_{\text{вх}}$ оголовка зависит от относительного значения радиуса кривизны оголовка (рис. 2.18, а): при $r/h \approx 1$ или $r/D \approx 1$ имеем $\xi_{\text{вх}} \sim 0,1$, т. е. достаточно малую величину. Для получения безкавитационного оголовка приходится принимать в ряде случаев большие r/h , r/D или переходить к эллиптическим оголовкам.

Оптимальное очертание оголовка отвечает с некоторым приближением форме свободной поверхности потока при истечении из-под плоского затвора [рис. 2.18, б, значение ε — по формуле (2.35)].

Плавные формы оголовка обеспечивают также отсутствие вихреобразования в верхнем бьефе, которое является причиной проникновения в водовод воздуха, что недопустимо.

Чем больше скорости во входном сечении водосброса и чем меньше заглубление входного отверстия под уровень воды в верхнем бьефе, тем более обтекаемые формы должен иметь оголовок во избежание локального падения давления на оголовке, которое

ведет к развитию кавитационной эрозии. Кавитационная эрозия возможна также на поворотах водовода с малыми радиусами кривизны и на концевых участках. Для увеличения давления на трассе водосброса рекомендуется концевой участок выполнять конфузорным, т. е. с уменьшающейся по длине площадью живого сечения.

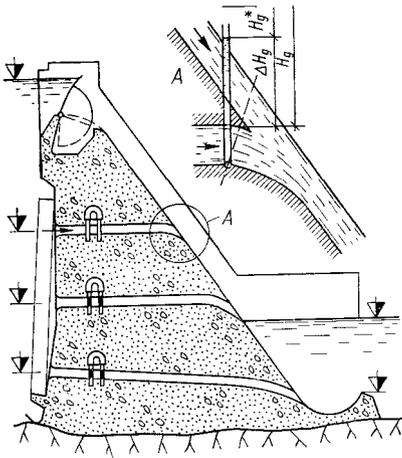


Рис. 2.19. Гравитационная плотина с многоярусными водосбросами:

А — схема к определению действующего напора; $H_г$ — напор при неработающем водосливном отверстии; $H_г^* = H_г - \Delta H_г$ — напор при работающем водосливном отверстии

Двухъярусные и многоярусные водосбросы.

Низконапорная двухъярусная плотина-водослив представляет собой комбинацию водослива и донного водосброса.

Водослив и донный водосброс рассчитывают на пропуск максимального расхода в паводок. Донные отверстия пропускают воду также в период строительства гидроузла, их используют для полезных попусков и, если это требуется, для промыва наносов, откладывающихся перед плотиной, и для опорожнения водохранилища.

Пропускную способность водослива рассчитывают по формуле (2.29), донного водосброса — (2.37). Скоростной напор в верхнем бьефе определяют по суммарному расходу водослива и донного водосброса.

Напор $H_д$ донного водосброса двухъярусной плотины* при работающем водосливе равен:

$$H_д = \nabla ВБ + \frac{v_0^2}{2g} - \nabla h_д, \quad (2.39)$$

где $\nabla h_д$ — пьезометрический уровень в донном отверстии, отвечающий средней потенциальной энергии потока в отверстии.

Если напорный водосброс выведен плавно на сливную поверхность водослива (рис. 2.19), то при работающем водосливе поток

* Слисский С. М. Расчет форм сопряжения бьефов двухъярусных плотин при донном режиме. Плотины. — Сб. трудов МИСИ. 1964, № 46, с. 3.

на сливной грани препятствует выходу воды из отверстий глубоких трубчатых водосбросов, что уменьшает действующий напор, который имеет место при отсутствии водосливного потока, на величину ΔH_d , зависящую от формы сопряжения трубчатого водосброса и сливной грани и отношения расходов на водосливной грани и трубчатого водосброса; ΔH_d может достигать $0,2H_d$ (рис. 2.19). Таким образом, действующий напор трубчатого водосброса с выходным отверстием на сливной грани равен при работающем водосливе

$$H_d^* = H_d - \Delta H_d. \quad (2.40)$$

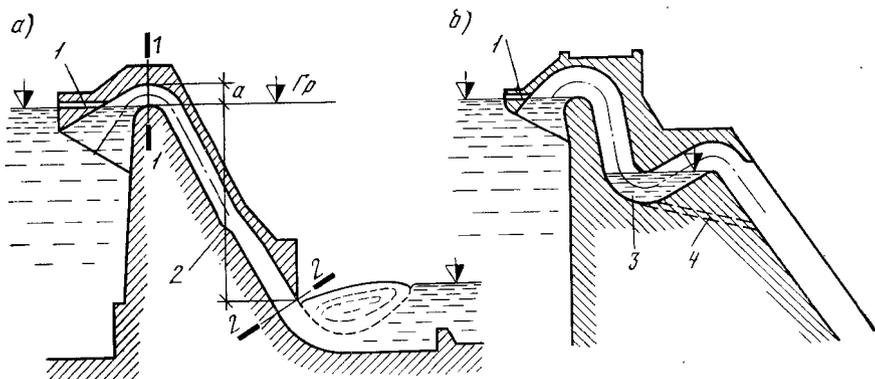


Рис. 2.20. Сифонные водосбросы:

a — с изгибом для отброса струи; *б* — с колодцем; 1 — отверстие для срыва вакуума; 2 — плоскость (носок) для отброса струи при зарядке сифона; 3 — колодец с водяной подушкой; 4 — труба опорожнения колодца

Сифонные водосбросы устраивают в случаях необходимости автоматического включения водосброса в работу при повышении уровня верхнего бьефа до заданного уровня (рис. 2.20). Гребень сифона располагается на уровне НПУ. При подъеме воды выше гребня начинается перелив через гребень. Сифон первоначально работает как обычный водослив. Стекая по грани водослива, вода, достигнув носка 2, отбрасывается к потолку, запирает пространство выше носка, создает в этом пространстве вакуум. После заполнения всей трубы водой сифон начинает работать с полной пропускной способностью. Зарядка небольших сифонов производится механическим способом — вакуумнасосом. Для надежного включения сифона в работу целесообразно обеспечить в момент включения его в работу затопление выходного отверстия, что достигается устройством за сифоном колодца 3. Входная часть сифона заглублена под уровень верхнего бьефа настолько, чтобы в верхнем бьефе не образовывались воронки, через которые внутрь сифона мог бы проникать воздух.

Для определения пропускной способности сифона служит та же формула (2.37), что и для напорного водосброса, но величина напора у сифона ограничена.

Пропуск льда через гидроузел. При проектировании гидроузла важно знать, будет ли лед таять в водохранилище или его необходимо сбрасывать в нижний бьеф. Решение этой задачи требует изучения гидрологического режима водотока с учетом относительного объема и площади зеркала водохранилища и его формы. При значительной сработке водохранилища зимой затруднения при пропуске весеннего ледохода уменьшаются. Лед тает в процессе наполнения водохранилища и поступает к отверстиям подтаявшим. Тяжелые условия создаются при низких напорах на плотине и малом объеме водохранилища, особенно на реках, текущих с юга на север. В этом случае должен быть обеспечен беззаторный пропуск льда через гидроузел.

При наличии водохранилища важно знать скорость течения воды перед гидроузлом (на расстоянии $100 \div 500$ м), при которой наступает вскрытие верхнего бьефа. По имеющимся данным натуральных наблюдений движение льда начинается при скорости $0,5 \div 1,35$ м/с, при средних скоростях подхода воды к плотине, меньших $0,5—0,6$ м/с, лед тает в водохранилище*.

Если движение льда возможно, то ширину водосбросного фронта гидроузла принимают до $0,5 \div 0,6$ от ширины реки в верхнем бьефе перед сооружением, а ширину отдельных пролетов при тяжелом ледоходе назначают не менее 15 м, при очень тяжелом ледоходе — не менее 20 м.

В некоторых случаях требуется сбрасывать лед с минимальными потерями воды из верхнего бьефа, что может потребовать повышения отметки гребня водослива льдосбросных отверстий. При этом требуется, чтобы напор на гребне был не менее

$$H_{\min} = 1,15\delta + 0,15, \quad (2.41)$$

где H_{\min} — напор и δ — толщина льда, м.

Наличие льда перед поверхностными отверстиями ограничивает величину поднятия затворов во избежание подныривания под затвор льдин, которые могут повредить затвор. При открытии затвора на величину $0,3 \div 0,4$ от высоты отверстия происходит интенсивное образование перед затвором воронок, подсасывание под затвор плавающих предметов, поэтому обычно рекомендуется открытие не более 0,2; при известных размерах льдин допустимое открытие может быть найдено расчетом.

§ 2.5. ГАШЕНИЕ ИЗБЫТОЧНОЙ ЭНЕРГИИ ПОТОКА ЗА ВОДОСБРОСАМИ

Избыточная кинетическая энергия потока в нижнем бьефе. При разности уровней бьефов z поток с удельным расходом воды q по-

* Панфилов Д. Ф. Условия вскрытия верхнего бьефа гидроузла. — Гидротехническое строительство, 1971, № 5, с. 33.

ступает в пийный бьеф со средней скоростью $v = \varphi \sqrt{2gz}$. На некотором расстоянии от плотины скорость уменьшается до бытовой v_6 . При этом кинетическая энергия на 1 м ширины потока уменьшается на величину

$$E = \gamma q \frac{v^2 - v_6^2}{2g}, \quad (2.42)$$

из которой часть кинетической энергии переходит в потенциальную энергию при повышении уровня воды за счет гидравлического прыжка и перепада восстановления, часть рассеивается («гасится»), преобразуясь в тепло за счет трения, образования вихрей, соударения струй, перемещения частиц грунта при образовании ямы размыва. Значительны потери энергии в гидравлическом прыжке, который используется как мощный гаситель кинетической энергии за водосборным сооружением.

Величина E может быть весьма значительной: так, для равнинной реки при удельном расходе $q=25 \text{ м}^3/\text{с}$, $z=6 \text{ м}$ и $v_6=0,8 \text{ м/с}$ мощность E на 1 м ширины потока около 1,5 тыс. кВт. При $q=45 \text{ м}^3/\text{с}$, $z=11,8 \text{ м}$ и $v_6=1,5 \text{ м/с}$ (Куйбышевский гидроузел) $E=5,2$ тыс. кВт. При пропуске через водосбросные сооружения Куйбышевского гидроузла в паводок расхода 62 тыс. $\text{м}^3/\text{с}$ гасится в нижнем бьефе 7 млн. кВт, что в три раза больше мощности потока, используемого гидроагрегатами гидроэлектростанции.

При $q=70 \text{ м}^3/\text{с}$, $z=100 \text{ м}$, $v_6=3 \text{ м/с}$ (примерно параметры Красноярского гидроузла) $E=68$ тыс. кВт. При пропуске через плотину гидроузла в паводок расхода 12 тыс. $\text{м}^3/\text{с}$ в нижнем бьефе гасится кинетическая энергия 12 млн. кВт, что примерно в два раза более мощности, развиваемой агрегатами гидроузла.

Водобой и рисберма (см. рис. 1.7) защищают от разрушения русло реки непосредственно за плотиной. За укрепленным участком происходит размыв дна и берегов. По мере увеличения вследствие размыва площади живого сечения русла скорость v_6 снижается, и, в конечном счете, через несколько лет размывы затухают и наступает относительная стабилизация формы русла.

Режимы сопряжения бьефов. Условия работы конструкций крепления нижнего бьефа, глубины размыва дна в нижнем бьефе зависят в значительной мере от режима сопряжения с нижним бьефом сбросного потока. Различают следующие гидравлические режимы сопряжения (рис. 2.21):

а) донный (рис. 2.21, а—в) когда струя за водосливом или отверстием движется по дну. Струя может быть не затоплена (незатопленный или отогнанный гидравлический прыжок) или затоплена, с образованием вальца над струей (затопленный прыжок). Если имеется уступ, то валец образуется и под струей (рис. 2.21, в);

б) поверхностные (рис. 2.21, г—е), при которых струя, сходя с уступа, движется у поверхности и только после полного расширения достигает дна. Под струей образуется донный валец. Над струей валец может отсутствовать (это — поверхностный режим с незатопленной струей, поверхностный прыжок, рис. 2.21, г) или иметь место (поверхностный режим с затопленной струей, поверхностный затопленный прыжок, рис. 2.21, д). При определенных ус-

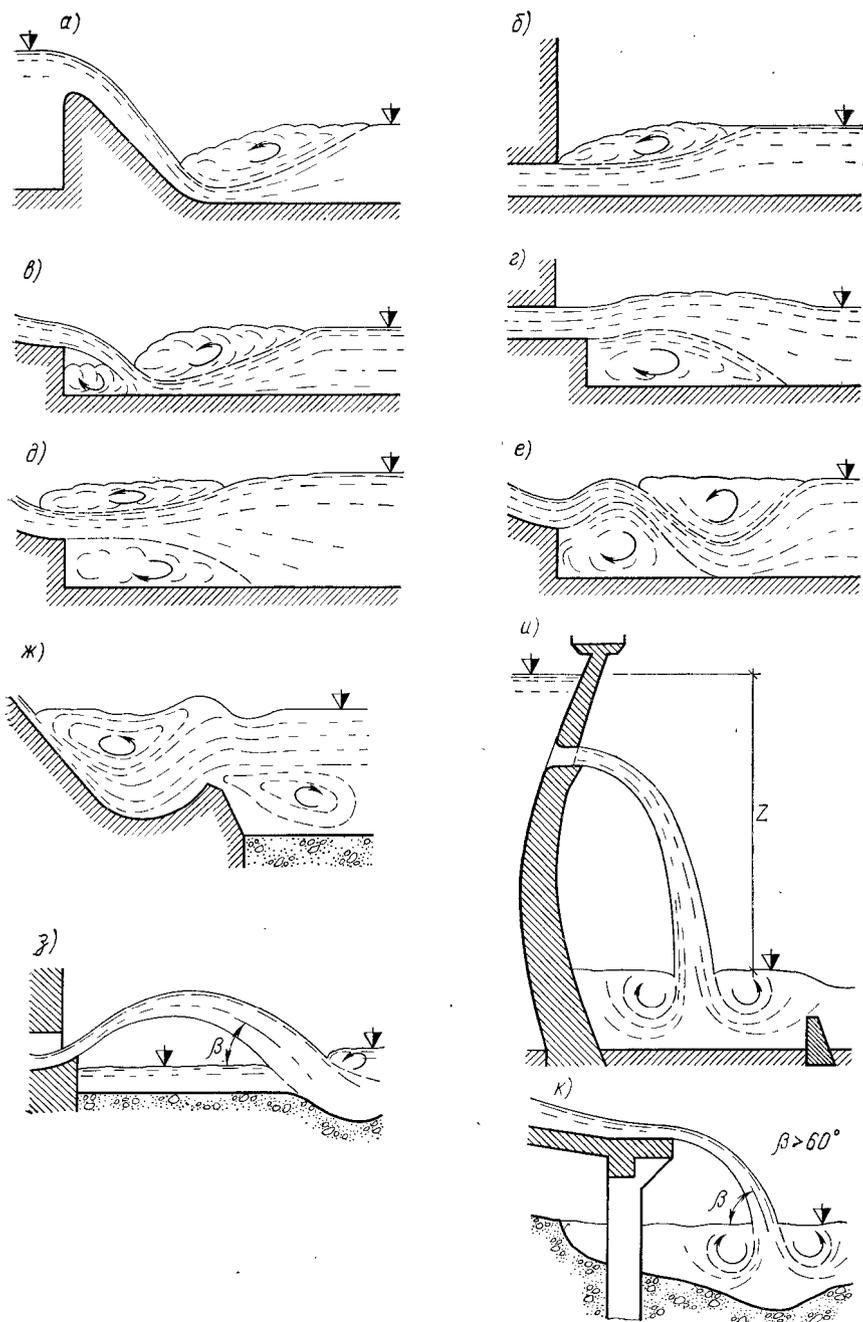


Рис. 2.21. Режимы сопряжения с нижним бьефом потока за водосливами или напорными водосбросами

ловиях поверхностный режим переходит в режим поверхностно-донный, характерный тем, что на начальном участке струя, незатопленная или покрытая вальцом, поднимается и затем, опускаясь, достигает дна с образованием над струей, как и при донном режиме, поверхностного вальца (рис. 2.21, е).

При достаточно глубоком нижнем бьефе поверхностный режим с затопленным прыжком может быть образован посредством носка ковша; поверхностный валец размещается в пределах носка (рис. 2.21, ж);

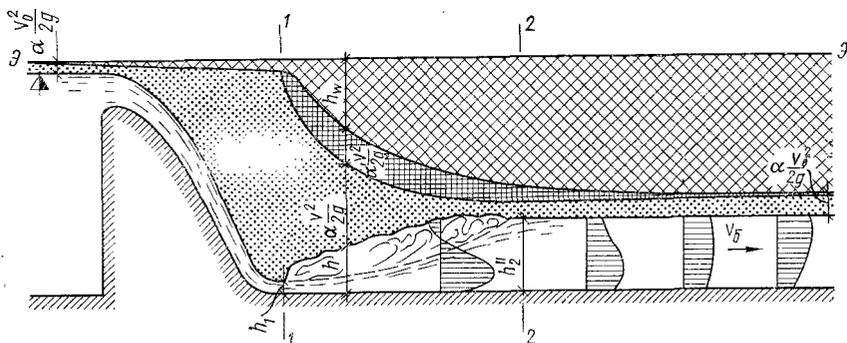


Рис. 2.22. Диаграмма преобразования и гашения энергии при сопряжении бьефов ($\Theta = h + \alpha v^2/2g + \alpha' v'^2/2g + h_w$)

в) режим отброшенной струи (рис. 2.21, д), при котором струя с большой скоростью сбрасывается в нижний бьеф с носка водослива, с трамплина или из отверстия. Струя на некотором участке за носком может быть подтоплена. При отбросе струи на значительное расстояние наблюдается ее распад в воздухе;

г) режим свободно падающей струи (рис. 2.21, и, к), когда струя падает в нижний бьеф с высоко расположенного водослива или отверстия и встречается со свободной поверхностью воды под углом, близким к 90° . В водяной подушке нижнего бьефа струя растекается у дна в стороны, образуя поверхностные вальцы.

Гашение энергии при донном режиме. Наиболее эффективное гашение энергии при донном режиме происходит в затопленном прыжке, который образуется при глубине в нижнем бьефе h_2 , несколько большей глубины h_2'' , сопряженной с глубиной в сжатом сечении на водобое (рис. 2.22). Принимается обычно $h_2 = (1,05 \div 1,1) h_2''$.

Для вычисления длины $l_{п}$ прыжка имеется ряд формул. Хорошее совпадение с опытными данными дает формула

$$l_{п} = 6(h_2 - h_1), \quad (2.43)$$

где h_1 и h_2 — глубины потока до и после прыжка.

В пространственных условиях, т. е. когда работающие отверстия составляют часть общего водосборного фронта, глубина $h''_{2пр}$, при которой затапливается прыжок, меньше второй сопряженной глу-

бины h_2'' , получающейся в условиях плоской задачи. Это обстоятельство следует учитывать при определении отметки водобоя из условия затопления прыжка.

Используя расчетную схему и формулы М. З. Абрамова, удается выразить сопряженную глубину $h_{2пр}''$ в долях от h_2'' в зависимости от отношения B/b_1 — ширины нижнего бьефа к ширине струи в начальном сечении.

B/b_1	2	2,5	3	4	5	6
$h_{2пр}''/h_2''$	0,88	0,83	0,79	0,72	0,66	0,62

В пространственных условиях ширина транзитной струи изменяется незначительно. М. З. Абрамов принял ее постоянной, равной ширине в начальном сечении («Известия ВНИИГ», т. 26, 1940).

На рис. 2.22 показано изменение вдоль нижнего бьефа удельной энергии потока при донном режиме, представленной высотами водяного столба*.

Кинетическая энергия потока $E_{кин} = \alpha v^2/2g$ в прыжке снижается по мере увеличения глубины в сечениях прыжка; часть энергии преобразуется в потенциальную $E_{пот}$ при повышении уровня от h_1 в сжатом сечении до h_2'' за прыжком, часть в энергию турбулентной пульсации $E_{пуль} = \alpha' v^2/2g$, где α' — коэффициент, учитывающий интенсивность пульсации актуальных (мгновенных) скоростей. Часть энергии (h_w) рассеивается.

В сечениях за прыжком происходит выравнивание осредненных скоростей, уменьшение α до уровня, отвечающего равномерному потоку, и, следовательно, дальнейшее уменьшение кинетической энергии. Турбулентные пульсации с удалением от прыжка также затухают.

Эпюра осредненных скоростей и турбулентная пульсация стабилизируется в гладком русле на расстоянии от сжатого сечения $l \approx (20 \div 22)h_2$, где поток становится равномерным, в шероховатом русле участок стабилизации может быть значительно короче.

Гасители энергии. Если глубина нижнего бьефа h_2 недостаточна для затопления прыжка ($h_2 < h_2''$), ее увеличивают устройством водобойного колодца, водобойной стенки, устанавливая на водобое гасители энергии или используют комбинацию указанных средств.

Гасители в виде установленных на водобое препятствий оказывают на поток воздействие *реактивное, диссипативное и распределительное*.

В результате *реактивного* действия гасителей можно достичь затопления прыжка при глубине $h_2^* < h_2''$, что позволяет избежать устройства водобойного колодца или уменьшить его глубину.

Влияние реакции R гасителей на глубину h_2 видно из уравнения изменения количества движения (уравнения прыжка), составленного для отсека 1—1, 2—2 нижнего бьефа (рис. 2.23).

* 1 м вод. ст. отвечает запасу потенциальной энергии, которой обладает единица массы воды, поднятая на высоту в 1 м.

При отсутствии гасителей

$$\frac{h_1^2}{2} b + \frac{q^2}{g h_1} b = \frac{h_2^2}{2} b + \frac{q^2}{g h_2} b \quad (2.44)$$

или то же, но в виде равенства значений прыжковой функции

$$\Theta(h_1) = \Theta(h_2). \quad (2.44a)$$

При наличии гасителей

$$\Theta(h_1) = \Theta(h_2^*) + R_0, \quad (2.45)$$

где $R_0 = R/\gamma b$; R — реакция гасителя; γ — удельный вес воды; b — ширина водобоя, на которую приходится один гаситель.

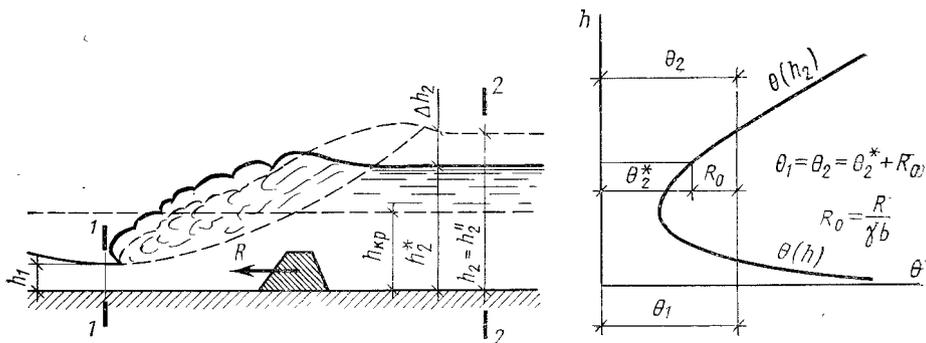


Рис. 2.23. Изменение глубины на водобое за счет реактивного действия гасителей

Из уравнения (2.44) и рис. 2.23 видно, что с увеличением R_0 происходит уменьшение $\Theta(h_2)$ от Θ_2 до Θ_2^* , чему отвечает уменьшение второй сопряженной глубины на Δh_2 с h_2'' до h_2^* , т. е. прыжок будет затоплен при глубине нижнего бьефа $h_2 < h_2''$, и, следовательно, водобой может быть повышен на разность глубин $h_2'' - h_2^*$.

Реакция гасителя определяется по формуле (2.1). Эта формула применительно к гасителям имеет переменное значение C_x , зависящее от положения гасителя относительно сжатого сечения и от отношения глубин h_2''/h_1 . Обычно первый ряд гасителей располагают на расстоянии от сжатого сечения, равном примерно $3h_2''$.

Диссипативная роль гасителей характеризуется интенсивностью рассеивания той части энергии, которая определяется пульсацией скоростей. При равной реактивной способности двух гасителей большей диссипативной способностью обладает тот, который разбивает поток на более мелкие струи, вызывая их интенсивное перемешивание. Два и более рядов шашек обеспечивают большее снижение пульсационной энергии, чем один такой же реактивной способностью.

Распределительная роль гасителей выражается в переформировании эпюры осредненных скоростей потока в плане и по глубине, выравнивании удельных расходов по ширине русла, отклонении потока при необходимости к какому-либо берегу. С этой целью применяют гасители-растекатели.

Наиболее распространенным типом гасителей являются шашки и пирсы, представляющие собой выступы на водоеме (рис. 2.24, а, б). У шашек высота меньше ширины или длины их, у пирсов — больше. Располагаются такие гасители в один — три ряда в шахматном порядке.

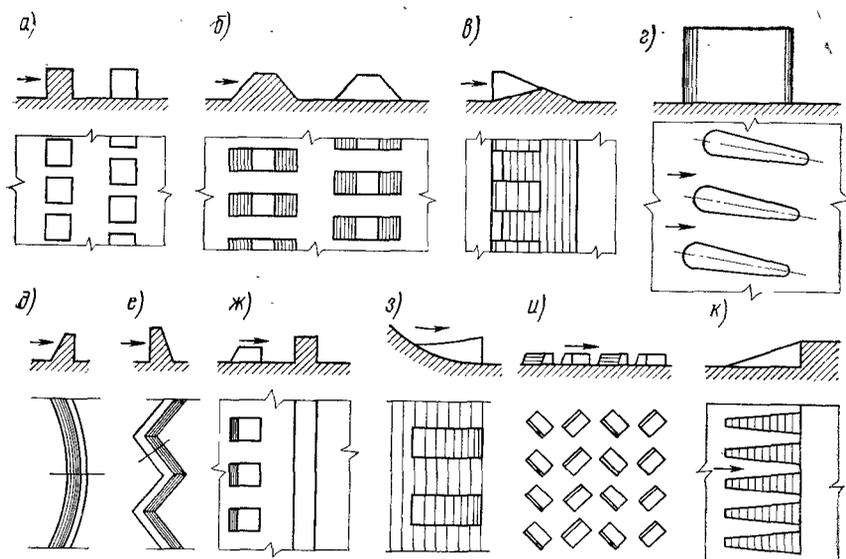


Рис. 2.24. Типы гасителей

Форма гасителей весьма разнообразна.

Ряд из шашек или пирсов образует прорезную стенку. Стенка, прорезанная не на всю высоту, называется *зубчатой* (рис. 2.24, в). Зубья расщепляют поток в плане и направляют часть потока к поверхности. Стенка без прорезей называется *водобойной*.

Для равномерного распределения потока по ширине или для изменения его направления служат растекатели (в виде расположенных под углом к потоку пирсов, рис. 2.24, г) и пороги (стенки) — растекатели (2.24, д, е). Находит применение комбинация стенки с гасителями в виде шашек (рис. 2.24, ж). Гашение энергии при комбинации стенки и гасителей более эффективно, чем стенка или гасители в отдельности, и одновременно за счет некоторого подпора, который создает стенка, увеличивается кавитационная стойкость гасителей.

Помимо рассмотренных видов гасителей применяют так называемые носки-расщепители, которые устанавливают в конце сливной грани водослива (рис. 2.24, з). Известны примеры гашения энергии устройством водобоя повышенной шероховатости: плита водобоя покрывается невысокими шашками (рис. 2.24, и), прямолинейно или зигзагообразно.

Эффективное гашение обеспечивает водобойный колодец с клиновидными прорезями (рис. 2.24, к).

Тип, форма, размеры, число гасителей разнообразны и они подбираются в лаборатории или принимаются по аналогии с уже выполненными гасителями в натуре. Накопленные лабораторные данные для некоторых типов гасителей позволяют оценить их реактивное действие расчетным путем.

Подверженность гасителей кавитационной эрозии ограничивает возможность их применения при больших скоростях: допустимое превышение T -уровня верхнего бьефа над плитой водобоя составляет при $h_2 = (1,05 \div 1,10) h_2''$ не более 40—45 м (см. гл. 9—10). При большем превышении T -уровня бьефа над водобоем гасители во избежание их разрушения кавитацией должны быть затоплены, но большее затопление гасителей уменьшает их реактивное действие.

Гашение энергии при поверхностных режимах. Поверхностный режим может образоваться при высоте уступа $a > a_{\min}$, угле наклона к горизонту струи в створе уступа не более $\alpha = 35\text{—}40^\circ$.

Минимальная высота уступа с учетом угла наклона α_c струи может быть определена по [84].

Носок с обратным уклоном $\alpha > 10 \div 5^\circ$ приводит к режиму отброшенной струей.

При поверхностных режимах в нижнем бьефе образуются медленно затухающие вниз по течению волны, которые способствуют размыву берегов и неблагоприятны для судоходства. Гасители, растекатели и колодец, расположенные в области донного вальца, не влияют на тип поверхностного режима, направление транзитного потока и на длину участка затухания поверхностных волн и скоростей. Избыточная кинетическая энергия рассеивается на участке большей длины, чем при донном режиме. Целесообразен поверхностный режим в случае скальных грунтов оснований, когда можно отказаться от крепления нижнего бьефа или уменьшить длину крепления. Находит применение поверхностный режим с незатопленной струей при сбросе в нижний бьеф льда, который при отсутствии поверхностного вальца не задерживается у сооружения.

Гашение энергии отброшенной струи. При сбросе струи от сооружения (см. рис. 2.21, з) ее кинетическая энергия гасится за счет сопротивления воздушной среды, потери энергии за счет сил турбулентного трения на нижней границе струи — если струя подтоплена, и, в основном, при растекании струи после погружения под уровень. Режим сопряжения за отброшенной струей зависит от угла входа струи под уровень. При угле входа $\beta < 10\text{—}15^\circ$ наблюдается поверхностный режим сопряжения, при $\beta > 30^\circ$ — донный режим (см. рис. 2.21, з), при $15^\circ < \beta < 30^\circ$ режим сопряжения неустойчивый.

Если на участке падения струи крепление русла отсутствует и нет заранее выполненного углубления дна для создания водяной подушки, то до стабилизации ямы размыва энергия струи расходуется на размыв грунта.

Рассеянию энергии отброшенной струи способствует распад ее в воздухе при аэрации, поэтому практикуется установка в конце водосброса расщепителей струи, рассеивающих трамплинов (рис. 2.25). Если струю требуется отклонить в сторону, концевому участку трамплина придают особые очертания (рис. 2.25, з).

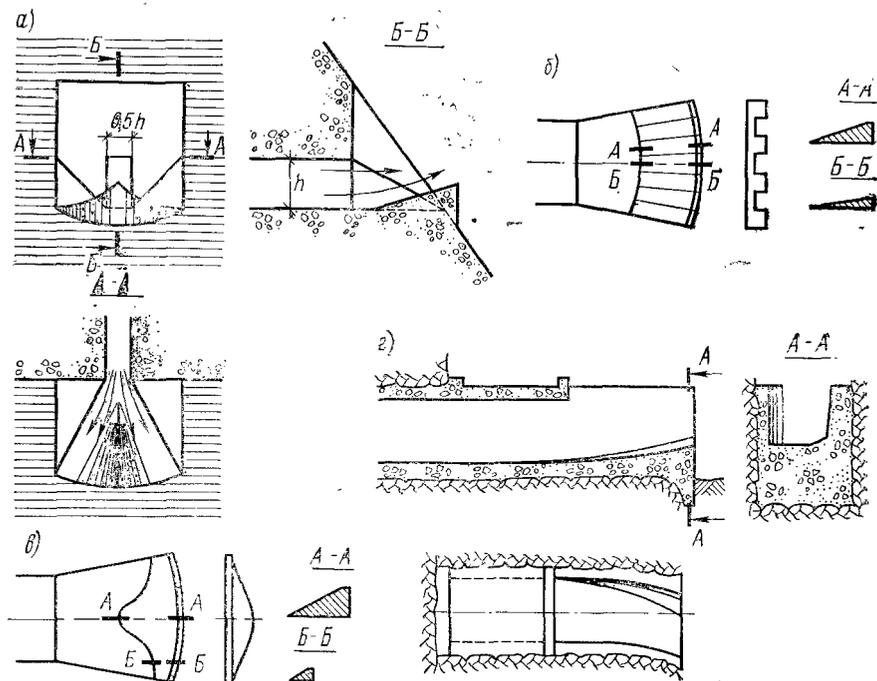


Рис. 2.25. Рассеивающие трамплины (а, б, в) и выраж (з)

Использование режима отброшенной струи целесообразно при скорости струи, позволяющей отбросить ее на такое расстояние, при котором не потребуются инженерных мероприятий для защиты сооружения от подмыва.

Гашение энергии свободно падающей струи. До входа падающей струи под уровень нижнего бьефа часть энергии рассеивается при аэрации струи. Оставшаяся часть энергии гасится при растекании струи в водяной подушке, которая образуется или искусственно, путем ограждения дна и образования колодца достаточной глубины, или после стабилизации ямы размыва (если она допустима). При скальных основаниях каких-либо специальных мер для гашения кинетической энергии потока за колодцем или ямой размыва обычно не требуется.

Для более интенсивного распада струи в воздухе, что увеличивает рассеяние энергии при поступлении струи под уровень воды и уменьшает глубину проникновения струи в водяную подушку, на конечном участке водосброса устанавливаются расщепители.

Особенности гашения энергии за сооружениями с узким водосбросным фронтом. В целях уменьшения удельных расходов за быстотоками и туннельными водосбросами (сооружения с узким водосбросным фронтом) практикуется устройство в нижнем бьефе раструба, обеспечивающего растекание потока

в плане. Угол растекания спокойного потока (за прыжком) мал, в пределах $6 \div 10^\circ$ на сторону, вследствие чего без применения специальных мер раструб получается значительной длины (рис. 2.26, а). Для увеличения раструбности и укорочения раструба целесообразно применять для гашения энергии гасители — растекатели, что позволяет довести угол раструбности до 20° и даже более на сторону (рис. 2.26, б). Одновременно гасители уменьшают вторую сопряженную глубину и, следовательно, дают возможность уменьшить глубину водобойного колодца. Применение гасителей — растекателей ограничивается из-за развития при достаточно больших скоростях кавитационной эрозии. В таком случае целесообразно устройство трамплина для отброса струи (см. гл. 17).

Выпуск воды из водоспусков и водовыпусков бетонных плотин осуществляется в водобойный колодец, в атмосферу с отбросом струи или рассеянием при помощи специального затвора (например, конусного) в конце трубы (см. гл. 20).

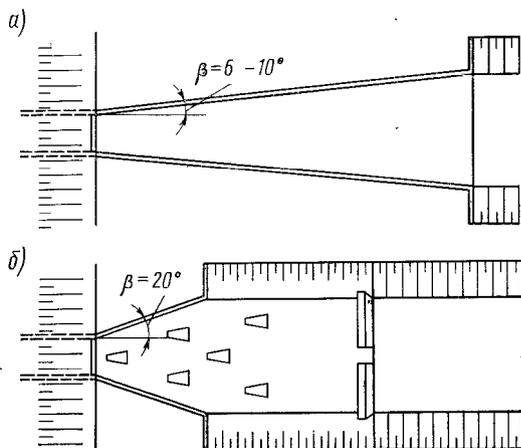


Рис. 2.26. Раструбы за донными отверстиями водосбросов:

а — угол равен углу естественного растекания бурного потока при больших числах Фруда в начальном сечении; б — растекание потока за счет действия расщепителей

§ 2.6. ВОЗДЕЙСТВИЕ ПОТОКА НА ГРУНТЫ ПЕРЕД И ЗА ВОДОСБРОСНЫМИ СООРУЖЕНИЯМИ ГИДРОУЗЛА И МЕРЫ ЗАЩИТЫ РУСЛА ОТ РАЗМЫВА

Изменение бытового режима течения в реке вблизи водосбросных сооружений. Бытовые режимы течений в реке изменяются на участке гидроузла за счет стеснения потока в плане, а в верхнем бьефе также за счет увеличения глубин.

При больших глубинах верхнего бьефа — на высоконапорных гидроузлах и в ряде случаев на средненапорных — скорости течения малы, поэтому не требуются какие-либо меры для защиты русла от размыва перед сооружением, за исключением случаев пропуска воды в паводок в строительный период, когда сооружение не достроено и глубина в верхнем бьефе мала (см. гл. I и 24). В верхнем бьефе требуется защита берегов от ветровых волн.

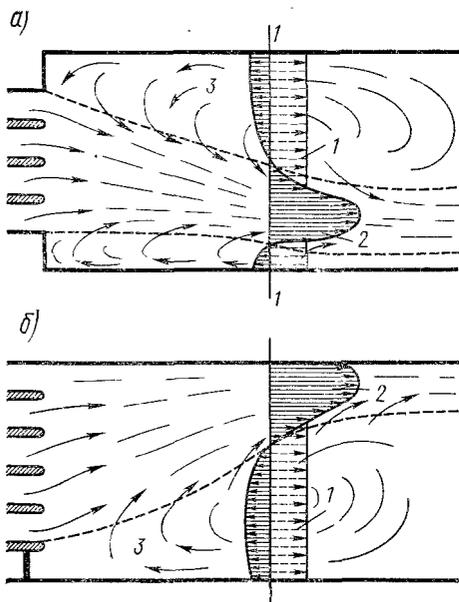


Рис. 2.27. Сбойное течение в нижнем бьефе при отсутствии противосбойных устройств. Эпюры:

1 — средних удельных расходов; 2 — действительных удельных расходов; 3 — обратные течения (водовороты)

При неравномерном пропуске воды по фронту сооружения (рис. 2.27, а, б), образуется сбойность течения, которая выражается искривлением оси потока в плане, образованием обратных течений, водоворотов по бокам транзитного потока и местным увеличением удельного расхода на 10÷30%. Причиной сбойности является понижение уровня воды на участке сброса воды по сравнению с уровнем окружающего водного пространства.

Мерами против образования сбойного течения и получения возможно равномерного распределения удельного расхода являются: 1) равномерное открытие водосбросных отверстий по фронту плотины; 2) устройство в нижнем бьефе продольных разделных стенок, отделяющих друг от друга участки с неодинаковыми удельными расходами или имеющие различные отметки дна, например: отделение здания ГЭС от водосливной плотины, отделение зоны

На низконапорных гидроузлах глубины верхнего бьефа сравнительно небольшие, поэтому при значительных удельных расходах воды скорости непосредственно перед сооружением могут значительно превышать бытовые. В случае необходимости защиты крепления верхнего бьефа от подмыва перед креплением устраивают углубление (ковш).

В нижнем бьефе за сооружением увеличение удельного расхода ведет к существенному увеличению скоростей. В результате за пределами крепления неизбежны размывы.

Сбойное течение и его последствия. Даже при равномерном пропуске воды по ширине водосбросного фронта скорости в нижнем бьефе и удельные расходы по ширине русла неодинаковы, они больше по середине русла.

работающих отверстий от глухих участков плотины; 3) установка растекателей, водобойных стенок, установка гасителей для использования их распределительного действия (см. § 2.6), даже если они не требуются в целях затопления гидравлического прыжка.

Длина крепления русла за водобросными плотинами. Общая длина горизонтального участка крепления конструктивно состоит из двух частей — из водобоя и рисбермы (см. рис. 1.7). За горизон-

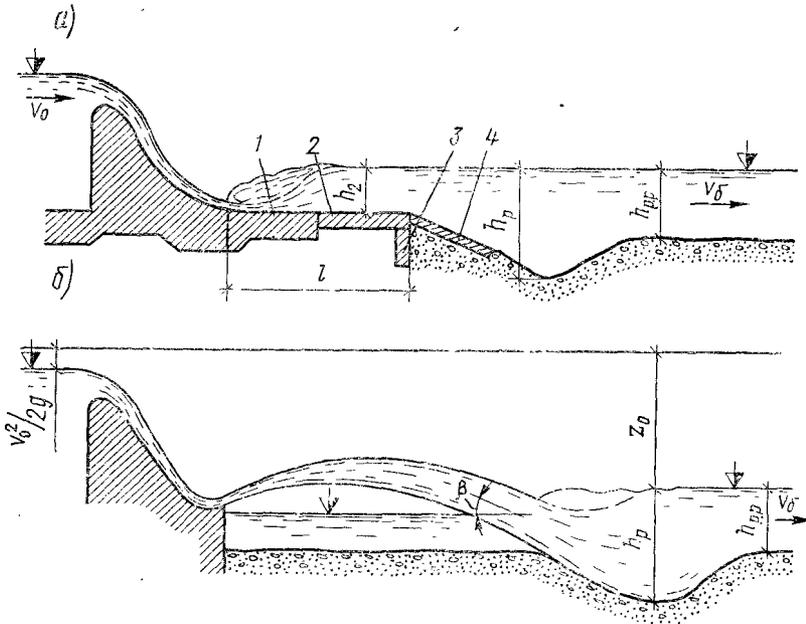


Рис. 2.28. К расчету глубины размыва русла в нижнем бьефе:
1 — водобой; 2 — рисберма; 3, 4 — концевое крепление в виде зуба или ковш с гибким покрытием откоса

тальным участком рисбермы для защиты ее от подмыва устраивают концевое крепление (ковш, глубокий зуб — рис. 2.28, а, б, гибкое крепление и др. — см. гл. 9).

Поток покидает пределы водобоя, обладая значительной пульсационной энергией. Чем больше пульсационная энергия, тем большей размывающей способностью обладает поток. Уменьшение пульсационной энергии происходит в пределах рисбермы (см. § 2.5). Рассеяние избыточной энергии происходит на гладком креплении на длине $l = (20 \div 22) h_2$. За креплением образуется яма размыва, глубина которой при достижении некоторой величины стабилизируется.

Удлинение крепления сверх той величины, при которой образуется наименьшая яма размыва, не имеет смысла. Более того, целесообразно принимать несколько меньшую длину крепления, идя на

больший размыв русла, что оправдывается экономически. При глубине на рисберме $h_2 = 1,05h_2''$ и наличии гасителей может быть рекомендовано крепление длиной (водобой и рисберма)

$$l = (7 \div 10) h_2, \quad (2.46)$$

что дает глубину в яме размыва $h_p \approx 1,1h_{p.p.}$ За креплением без гасителей такая глубина в яме размыва устанавливается при длине крепления $l = (14 \div 15) h_{кр.}$

На отечественных крупнейших гидроузлах на нескальном и полускальном основании горизонтальные крепления имеют суммарную длину (в долях от глубины $h_2 = h_2''$): Горьковская плотина — 10,8 (два ряда гасителей, в основании мелкий и средний песок); Дубосарская — 7 (водобой и рисберма усиленной шероховатости, в основании песчаный гравий); Каховская — 6,85 (глубокий зуб в конце рисбермы, мелкие пески, ил); Куйбышевская — 10 (четыре ряда гасителей, в основании средний и мелкий песок); Волгоградская — 9,3 (три ряда гасителей, в основании песчанки, аргилиты); Воткинская — 8,15 (четыре ряда гасителей, основание — алевролиты).

При поверхностном режиме общая длина крепления нескальному руслу может быть принята такой же, как и для донного.

Если нескальный грунт подстилается на некоторой глубине скальным, то водосливная плотина может быть выполнена с глубоким низовым зубом, без рисбермы, а иногда и без водобоя.

На скальном грунте при высоком качестве скалы ограничиваются при донном режиме сопряжения защитой русла бетоном только на участке гидравлического прыжка, т. е. устройством водобоя, который может быть выполнен в виде водобойного колодца, иногда с водобойной стенкой. Не требуется бетонное покрытие скального русла при отбросе струи на значительное расстояние (см. рис. 2.21).

Глубина размыва русла за водосбросными сооружениями при донном и поверхностном режимах. Для определения размеров элементов концевое крепление (глубина ковша, зуба, объем камня для защиты крепления от подмыва) и оценки надежности сооружения от подмыва при отсутствии крепления необходимо знать глубину и очертания ямы размыва за водосбросными сооружениями.

Способы расчета размыва русла далеки от совершенства. Ниже используются в основном зависимости, полученные с учетом критического рассмотрения многочисленных предшествующих работ с привлечением нового экспериментального материала [120].

При глубине h (м) перазмывающая средняя скорость (максимальная скорость течения, при которой грунт еще не размывается) для несвязного неоднородного грунта ($d_{10}/d_{50} = 0,2 \div 0,3$) среднего диаметра d_{50} (м) соответствующего 50% по кривой гранулометрического состава, может быть вычислена по формуле

$$v_0 = 1,15 \sqrt{g} (hd)^{0,25} \sqrt{\frac{1,1}{\alpha}}, \quad (2.47)$$

где α — коэффициент кинетической энергии; для равномерного потока $\alpha \approx 1,1$.

Выражая скорость через удельный расход $v_0 = q/h$ и разрешив уравнение (2.47) относительно h , получаем глубину потока после завершения размыва

$$h = \left(\frac{\alpha}{1,1}\right)^{0,4} \sqrt[1,25]{\frac{q}{1,15 \sqrt{g} d^{0,25}}} \quad (2.48)$$

или, введя дополнительные обозначения, получаем при q в м³/с на 1 м и v_0 в м/с

$$h = k_p \sqrt[1,25]{\frac{\kappa q}{v_{01}}} \quad \text{или} \quad h = k_p \kappa^{0,8} \sqrt[1,25]{\frac{q}{v_{01}}}, \quad (2.49)$$

где $k_p = (\alpha/1,1)^{0,4}$ — коэффициент размывающей способности потока, зависящий от величины коэффициента кинетической энергии α ; κ — коэффициент неравномерности распределения удельного расхода, равный отношению максимального удельного расхода в данном сечении к среднему: $\kappa = q_{\max}/q = 1,1 \div 1,3$; v_{01} — неразмывающая скорость равномерного потока в м/с при глубине 1 м.

Формулы (2.49) позволяют найти глубину потока $h_{p,r}$ за ямой размыва, где после завершения размыва устанавливается равномерный режим, и глубину h_p в яме размыва (рис. 2.28). При равномерном режиме $k_p = 1$. На участке ямы размыва режим течения неравномерный. Коэффициент k_p зависит от условия схода потока с рисбермы и может быть принят как для донного, так и для поверхностного режимов (табл. 2.4).

Т а б л и ц а 2.4

Условия схода потока с рисбермы	Ковч с подогим откосом $m \geq 6,4$	То же $m = 3 \div 4$	Крепление заканчивается в начале последующего участка
Коэффициент увеличения размывающей способности потока k_p	1,05	1,1	1,7

Неразмывающая скорость v_{01} может быть найдена при известном среднем диаметре частиц грунта d_{50} , при $\alpha = 1,1$ и $h = 1$ м по формуле (2.47) или по справочным данным, например по табл. 2.5.

По формулам (2.49) можно определять глубину потока с учетом размыва и в случае несвязных грунтов*, для которых неразмывающая скорость зависит, главным образом, от удельного сцепления (а также от содержания легкорастворимых солей) и может быть определена по табл. 2.6.

Т а б л и ц а 2.5

Грунт	Песок	Гравий	Галька	
Средний диаметр частиц d_{50} , мм	0,25 ÷ 2	2 ÷ 10	10 ÷ 25	30 ÷ 100
Допускаемая неразмывающая скорость, м/с (при глубине $h = 1$ м)	0,4 ÷ 0,7	0,7 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,65	1,7 ÷ 2,5

* Мирзхулава Ц. Е. Размывы русел и методика оценки их устойчивости. М., 1967.

Таблица 2.6

Расчетное удельное сцепление глинистого грунта	кПа	0,5÷5	7,5÷25	30÷40	45÷60
	кгс/см ²	0,005÷0,05	0,075÷0,25	0,3÷0,4	0,45÷0,6
Допускаемые нераз- мывающие скорости	м/с	0,4÷0,8	0,9÷1,5	1,7÷2,0	2,1÷1,4

Неразмывающие скорости для скальных грунтов по СНиП II-52—74 определяют в зависимости от временного сопротивления грунта сжатию [при изменении временного сопротивления в пределах 5—100 МПа (50÷1000 кгс/см²)], скорость v_{01} изменяется практически линейно от 3 до 11 м/с. Но в то же время сопротивление скалы размыву зависит от размеров отдельных частей, на которые расчленяется скальный грунт под воздействием потока. При объеме отдельностей W их условный диаметр равен $a = \sqrt[3]{\frac{6W}{\pi}}$ и обычно 1 м.

Определяя по формулам (2.49) глубину размыва скальных грунтов, следует иметь в виду, что, рассматривая скальный грунт как бы состоящий из отдельных частей определенного диаметра, не учитывают ни их действительные формы, ни те связи, которые существуют между ними. Более совершенные способы расчета глубины размыва скальных грунтов находятся в стадии разработки.

Глубина размыва русла при отбросе и свободном падении струи. При отбросе струи с трамплина (см. рис. 2.21) или при свободном падении струи (рис. 2.21, *и, к*) в яме размыва расчет можно вести по формуле (2.49), при этом произведение коэффициентов размывающей скорости принимается на основании натурных данных:

$$k_p \alpha^{0,8} = k_0 \left(3,4 + 0,45 \frac{z}{h_{кр}} \varphi^2 n \right), \quad (2.50)$$

где $z/h_{кр}$ — относительный перепад между бьежами; φ — коэффициент скорости, учитывающий потери напора; для напорных водобросов при полном открытии отверстий $\varphi = \mu$; n — коэффициент, учитывающий влияние аэрации струи. При $F_r = 25$ $n \approx 0,9$; $F_r = 50$ $n \approx 0,85$; $F_r = 100$ $n \approx 0,6$, где $F_r = q^2 / gh_1^3$ число Фруда в начальном сечении струи.

Коэффициент k_0 имеет значение:

0,56 — при отбросе струи (см. рис. 2.21, *з*) в пространственных условиях; 0,67 — в плоских условиях, когда подструйная область изолирована от ноступления в нее расхода из боковых водоворотов, что увеличивает глубину размыва; 0,80 — при свободном падении струи с такой высоты, при которой угол входа под уровень меньше 60°; 1,0 — при свободном падении струи с углом входа 60° и более (см. рис. 2.21, *и, к*).

**ВОЗДЕЙСТВИЕ ФИЛЬТРУЮЩИХСЯ ВОД НА СООРУЖЕНИЯ,
РУСЛО И БЕРЕГА. ФИЛЬТРАЦИЯ И ЕЕ РЕГУЛИРОВАНИЕ**

§ 3.1. ОБЩАЯ ТЕОРИЯ ФИЛЬТРАЦИИ ВОДЫ

Понятие о фильтрации. Как было уже сказано выше, фильтрационный поток проходит через пористую среду основания водоподпорного сооружения, через само сооружение, если оно достаточно пористое, и в обход его (рис. 3.1).

Фильтрация под сооружением является напорной, так как на верхней границе потока давление не равно атмосферному. В этом случае коэффициент фильтрации тела сооружения, обтекаемого фильтрационным потоком, намного меньше коэффициента фильтрации основания.

Фильтрация непосредственно через тело сооружения и в обход его — безнапорная, так как на ее поверхности давление постоянное и обычно равно атмосферному. Верхней ее границей является депрессионная поверхность. Линия пересечения этой поверхности с вертикальной плоскостью называется депрессионной кривой или кривой депрессии.

Поверхность (кровля) водонепроницаемых пород или водоупора является нижней границей фильтрации. Коэффициент фильтрации этих пород намного меньше коэффициента фильтрации вышележащих пород (см. § 14.1).

В процессе фильтрации участвует гравитационная и капиллярная вода. Гравитационная вода обычно заполняет все поры области фильтрации, но иногда и не заполняет их, тогда в области фильтрации содержится воздух при атмосферном давлении. Это явление называется просачиванием или инфильтрацией.

В однородных пористых средах (грунтах) фильтрационные свойства во всех точках области фильтрации одинаковы, в неоднородных они зависят от положения рассматриваемой точки.

В изотропных грунтах фильтрационные свойства не зависят, а в анизотропных зависят от направления движения фильтрации.

В песчаных, суглинистых, глинистых породах движение грунтовой воды ламинарное, т. е. без пульсации скорости, без перемешивания жидкости. В крупнозернистых песках, гравии, гальке, камешной насыпи, трещиновой скале возможно турбулентное движение при $Ud=0,07\div 0,01$, где U — скорость фильтрационного потока, см/с; d — средний диаметр частиц грунта, см.

Теоретические решения фильтрационных задач. Гидродинамические сетки. В общем виде задача фильтрации в какой-то области решается уравнениями гидромеханики.

В каждой точке однородной области фильтрации давления p и скорости U различны по величине и направлению. Компоненты скорости для условий плоской задачи могут быть записаны уравнениями Жуковского:

$$U_x = f_1(x, y) = -k \frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\partial \varphi}{\partial x}; \quad (3.1)$$

$$U_y = f_2(x, y) = -k \frac{\partial H}{\partial y} = \frac{\partial \varphi}{\partial y}. \quad (3.2)$$

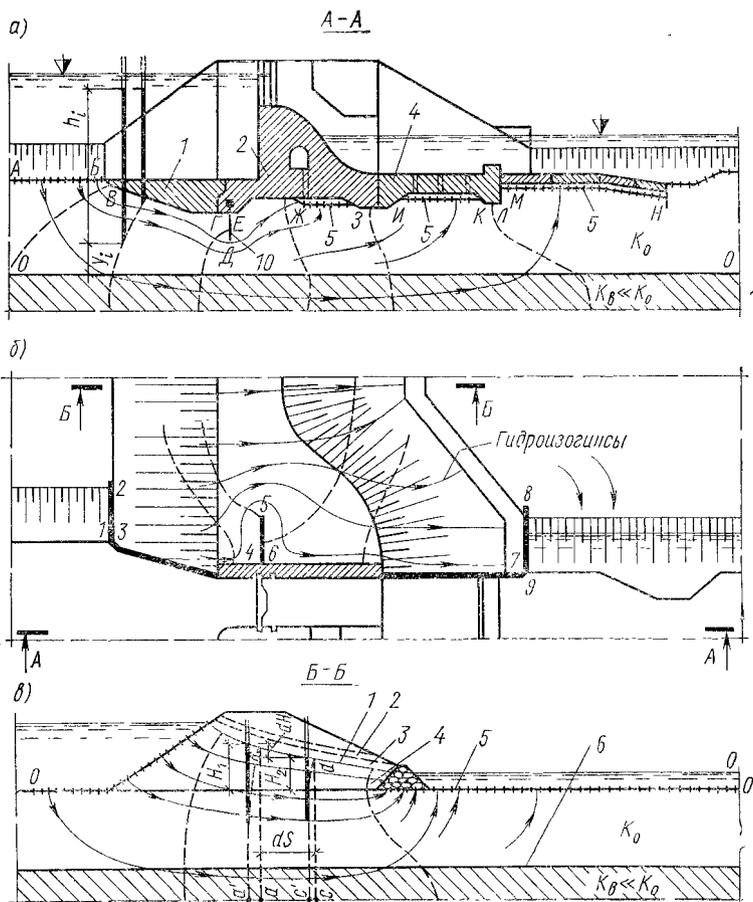


Рис. 3.1. Схема фильтрации воды:

а — напорная фильтрация под бетонной плотиной (вид А-А); б — фильтрация в обход сооружения (берегового устоя) — пласовая фильтрация; в — безнапорная фильтрация в земляной плотине (вид Б-Б); 1 — кривая депрессии; 2 — пленочная вода; 3 — капиллярная вода; 4 — гравитационная вода; 5 — обозначена проникаемая часть подземного контура; 6 — водонепроницаемая часть

Условия неразрывности жидкости (количество входящей и выходящей жидкости через определенный контур равны) представляются дифференциальным уравнением

$$\frac{\partial U_x}{\partial x} + \frac{\partial U_y}{\partial y} = 0. \quad (3.3)$$

Уравнения (3.1) и (3.2) и (3.3) называются основными дифференциальными уравнениями установившегося движения грунтовых вод.

В формулах (3.1) и (3.2) φ — потенциал скорости, равный

$$\varphi = -kH. \quad (3.4)$$

Подставив выражения (3.1), (3.2) в (3.3), получим уравнение Лапласа

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} = 0, \text{ или } \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} = 0. \quad (3.5)$$

Решение этого уравнения может быть представлено семейством линий: эквипотенциалей (линий равного напора) и линий тока.

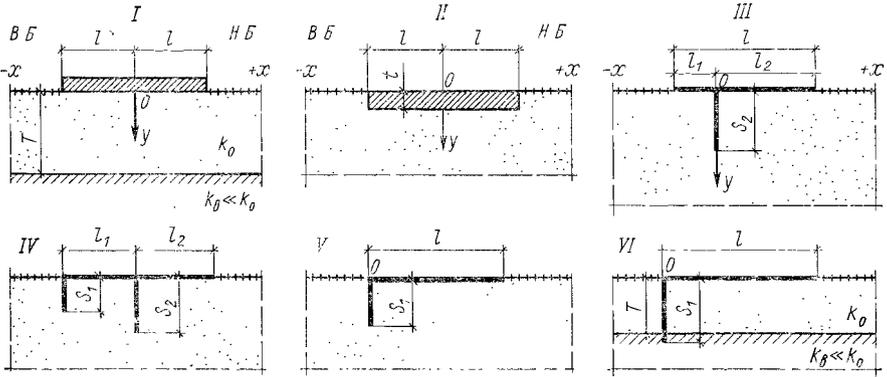


Рис. 3.2. Схемы подземного контура:

I — плоский незаглубленный при ограниченной глубине проницаемого слоя *T*; *II* — плоский заглубленный; *III* — одношпунтовый; *IV* — двухшпунтовый; *V* — одношпунтовый с «висячим» шпунтом в начале флюэбета; *VI* — одношпунтовый контур со шпунтом, забитым до водоупора

Для эквипотенциальных линий (линий равного напора *H*)

$$\varphi(x, y) = \text{const}. \quad (3.6)$$

Для линии тока

$$\psi(x, y) = \text{const}, \quad (3.7)$$

где ψ — функция тока, удовлетворяющая уравнению Лапласа

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0. \quad (3.8)$$

Линии φ и ψ составляют собой гидродинамическую сетку фильтрации и направлены ортогонально друг к другу.

Гидродинамическая сетка строится по уравнениям (3.5) и (3.8), решенным в заданных граничных условиях области фильтрации.

Таковыми областями для напорной фильтрации является область, ограниченная подземной границей сооружения или так называемым фильтрационным (подземным) контуром (рис. 3.1, *a*) и кровлей нижележащего водонепроницаемого грунта (водоупора). На рис. 3.1, *a* подземный (фильтрационный) контур состоит из непроницаемых и проницаемых частей. Непроницаемая часть подземного контура *Б—В—Г—Д—Е—Ж*; *З—И*; *К—Л—М* создана (применительно к рис. 3.1, *a*) попером 1, шпунтом 10, частью подошвы плиты 2 и водобойной плиты 4.

Проницаемая часть подземного контура *А—Б*; *Ж—З*; *И—К*; *М—Н* создана проницаемым дном водохранилища, нижнего бьефа и дренажем 3.

Наиболее часто применяемые схемы подземного контура приведены на рис. 3.2. Для схемы (рис. 3.2), III гидродинамическая сетка показана на рис. 3.3,

где n — количество эквипотенциалей. Область безнапорной фильтрации ограничена сверху депрессионной поверхностью (на рис. 3.1, *в* и рис. 1.6, *а* — кривая депрессий) и контурами сооружения.

Область обходной фильтрации ограничена депрессионной поверхностью сверху, водоупором снизу и контуром примыкания сооружения к берегу — стеной устоя и сопрягающих открылков (см. рис. 3.1, *б* — линии 2—3—4—5, 6—7—8—9).

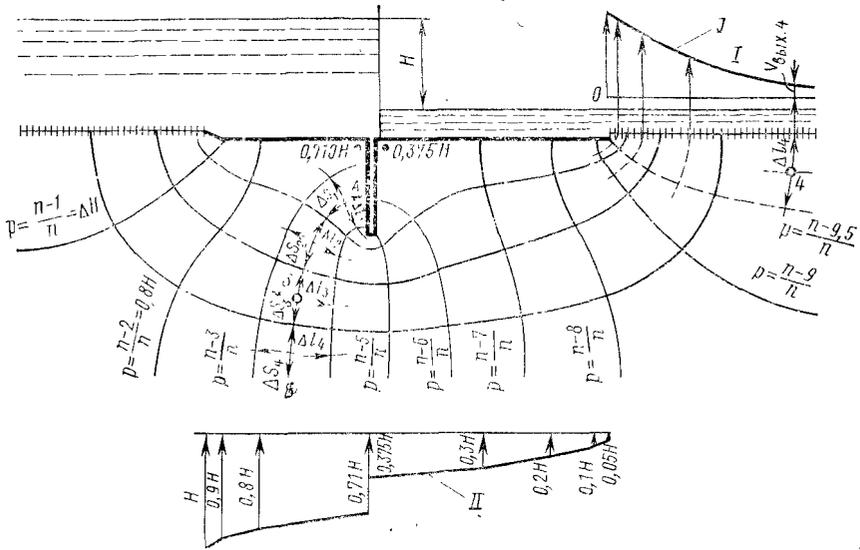


Рис. 3.3. Гидродинамическая сетка фильтрации при односпуитовом подземном контуре:
 I — эпюра осредненной выходной скорости $v_{\text{вых}}$; II — эпюра фильтрационного противо-
 давления

Из теории фильтрации вытекает, что гидродинамическая сетка для модели, геометрически подобной натуре, строится в приведенных функциях. Тогда пересчет с такой сетки на натуру производят по зависимостям:

гидродинамическое давление в любой точке области фильтрации

$$h = h_r H, \tag{3.9}$$

скорость фильтрации

$$v = v_r k H \tag{3.10}$$

и действительный фильтрационный расход

$$q = q_r k H, \tag{3.11}$$

где h_r , v_r , q_r — приведенные давление, скорость и расход, т. е. величины, определенные при $k=H=1$.

Использование гидродинамических сеток. Построив гидродинамическую сетку фильтрации, по ней можно получить характеристики фильтрационного потока в любой точке области фильтрации.

Давление воды в любой i -й точке области фильтрации, которое равно сумме пьезометрического напора h_i и вертикальной координате рассматриваемой точки y_i (см. рис. 3.1, а)

$$P_i/\gamma = h_i + y_i, \quad (3.12)$$

откуда для линий равных потенциалов — линий равных пьезометрических напоров

$$h_i = \frac{P_i}{\gamma} - y_i. \quad (3.13)$$

На рис. 3.3 линии равных потенциалов проведены через $0,1H = \Delta H$. Гидродинамическое давление на подошву флютбета строится отложением ординат давлений в местах пересечения контура флютбета соответствующими линиями равных потенциалов.

Градиенты напора определяют по разности напоров в двух соседних точках ΔH и расстоянию между этими точками Δl . Например, осредненный градиент напора в точке 3 равен

$$\Delta H/\Delta l_3 = J_{cp3}. \quad (3.14)$$

Средние скорости течения для линии тока между соседними эквипотенциалами выражаются формулой, например для точки 3

$$v_{cp3} = k J_{cp3} = k \frac{\Delta H}{\Delta l_3}. \quad (3.15)$$

Средние скорости на выходе фильтрационного потока в точке 4

$$v_4 = k \frac{\Delta H_1}{\Delta l_4}; \quad \Delta H_1 = 0,05H.$$

Фильтрационный расход для плоской модели в общем виде определяют по зависимости $q = vS$, где S — площадь сечения, которой может быть площадь, проведенная через любую эквипотенциаль, так как фильтрационные расходы, проходящие через них, равны между собой. Проведя, например, среднюю линию между двумя соседними эквипотенциалами $A-B$, получим общий расход как сумму расходов, проходящих между m соседних линий тока

$$q = \sum_0^m k \frac{\Delta H}{\Delta l} \Delta S = k \Delta H \left(\frac{\Delta S_1}{\Delta l_1} + \frac{\Delta S_2}{\Delta l_2} + \dots + \frac{\Delta S_m}{\Delta l_n} \right). \quad (3.16)$$

Для квадратной сетки

$$q = k \frac{H}{n} m, \quad (3.17)$$

где m — число лент расхода, считаваемых между линиями тока; n — число эквипотенциалей.

Объемная фильтрационная сила в единице объема грунта направлена по касательной к линии тока и обуславливает фильтра-

ционные деформации массива грунта (см. § 1.6) и может быть определена в любой точке области фильтрации по зависимости в т/м³:

$$W_{\phi} = \gamma J, \quad (3.18)$$

где γ — вес 1 м³ воды.

Точность расчетов по гидродинамической сетке зависит от количества эквипотенциалей и линий тока и возрастает с его увеличением. Чем плотнее сетка, тем выше точность расчетов.

Экспериментальные и другие методы построения гидродинамической сетки фильтрации. Если отсутствуют теоретические решения фильтрационных задач, то могут быть применены приближенные экспериментальные и другие методы.

Метод электрогидродинамических аналогий, или ЭГДА, получил особенно широкое распространение. Этот метод основан на том, что движение электрического тока через электропроводящую среду описывается теми же дифференциальными уравнениями, что и движение фильтрационного потока в пористой среде.

Построение гидродинамической сетки фильтрационного потока с помощью грунтового лотка. Лоток заполняют исследуемым грунтом по форме подземного контура сооружения и в глубину по форме расположений пород основания. Использование грунтовых лотков изучается в курсах гидравлики.

Графический метод построения гидродинамических сеток при изотропной однородной среде легко удаётся, когда сетка состоит из криволинейных квадратов. Сетка может быть построена и из криволинейных прямоугольников, подобных друг другу, т. е. при равном модуле — отношении ΔS и Δl для всей сетки (рис. 3.3).

§ 3.2. РЕШЕНИЕ ПРАКТИЧЕСКИХ ЗАДАЧ НАПОРНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ ВОДЫ

Точные решения. Определение взвешивающего давления основывается на законе Архимеда и не представляет затруднений. Решение уравнений Лапласа в заданных граничных условиях представляет значительные трудности, поэтому методами комплексной переменной, конформных преобразований решены в основном частные задачи: для ламинарного, установившегося движения фильтрационного потока, подчиняющегося закону Дарси, изотропных сред, причем только в условиях плоской схемы фильтрации (см. ниже). Большой вклад в решение задач внес акад. Н. Н. Павловский, который является основоположником русской школы теории фильтрации, а также П. Я. Полубаринова-Кочина, Ф. Б. Нельсон-Скорняков, С. Н. Нумеров, В. И. Аравин, В. В. Ведерников, Н. Т. Мелещенко, Р. Р. Чугаев, А. П. Вошинин, В. П. Недрига и др.

Н. Н. Павловским [69] получено точное решение методом конформных преобразований для плоского незаглубленного (см. рис. 3.2, I) и заглубленного (см. рис. 3.2, II) флютбета при неограниченной глубине T залегания водоупора; незаглубленного с ограниченной глубиной T ; однопунктового (см. рис. 3.2, III, V, VI) с не-

ограниченной и ограниченной T ; двухшпунтового незаглубленного и заглубленного флюотбета с шпунтами на концах.

Для схем подземного контура I и II (см. рис. 3.2) составлены эпюры фильтрационного давления (рис. 3.4, $a, б$).

На рис. 3.5, $a, б, в$ приведены эпюры фильтрационного противодавления для длин шпунта $S_2=0,25l; 0,5l$ и l для схемы подземного контура (см. рис. 3.2, III). Для других относительных значений S_2 противодавление определяется интерполяцией. Обычно на прак-

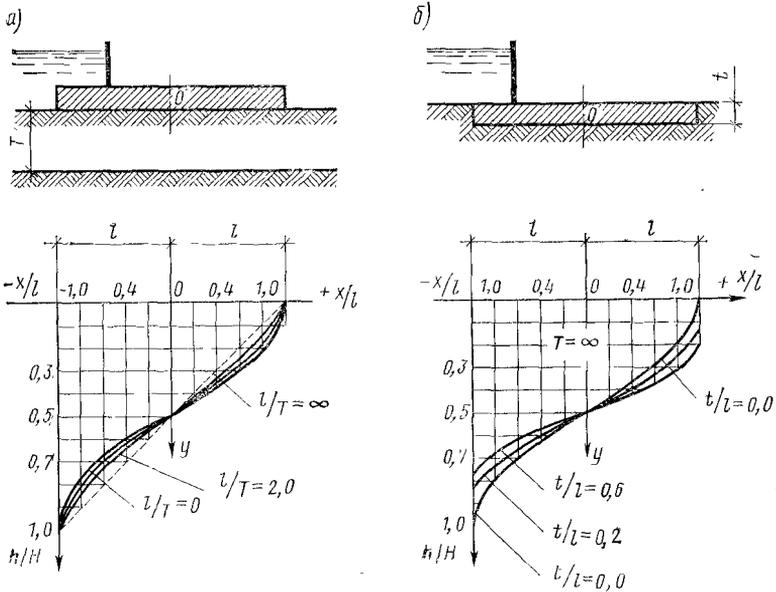


Рис. 3.4. Эпюры фильтрационного противодавления: a — для плоского незаглубленного; $б$ — плоского заглубленного подземных контуров

тике $S_2/l=0,2 \div 1,0$. На рис. 3.5, $г$ дан график для случая, когда шпунт расположен в начале понура (см. рис. 3.2, V).

Для других перечисленных выше схем фильтрационное противодавление можно определить по таблицам, приведенным в [92]. Там же приводятся решения по определению фильтрационного расхода, выходных скоростей.

Приближенные методы. Существует несколько приближенных методов: метод фрагментов, предложенный акад. Н. Н. Павловским и развитый В. С. Козловым; метод коэффициентов сопротивления, предложенный Р. Р. Чугаевым, метод последовательного отображения шпунтов, предложенный акад. М. А. Лаврентьевым и развитый Н. Т. Мелешенко, П. Ф. Фильчаковым и др.

В основу этих методов положены гидромеханические решения. Ниже приводится метод коэффициентов сопротивления Р. Р. Чугаева, в настоящее время наиболее распространенный [99].

Метод коэффициентов сопротивления основан на следующем.

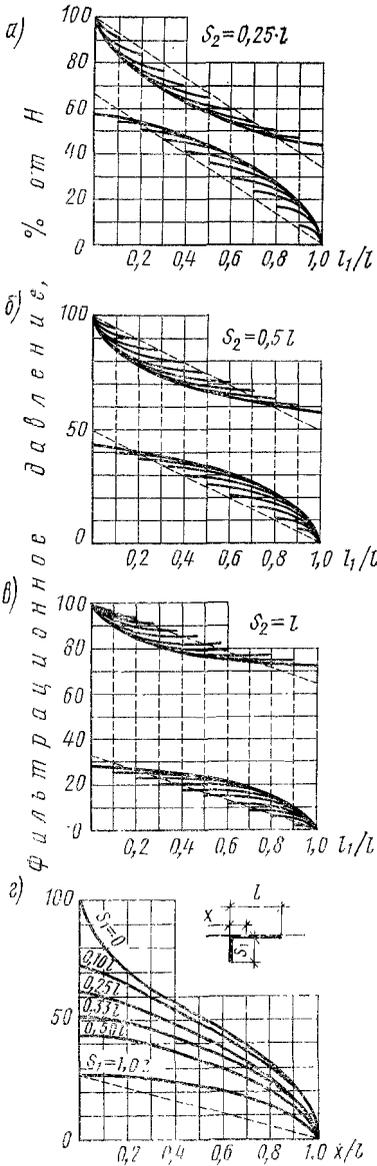
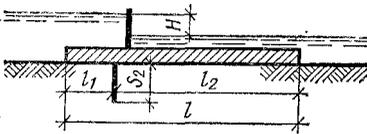


Рис. 3.5. Эпюры фильтрационного противодавления для флютбета с одним шпунтом:

а, б, в — для подземного контура III (см. рис. 3.2); г — для подземного контура V

При глубоком залегании водоупора имеет место резко изменяющееся течение фильтрационного потока, для определения характеристик которого приходится, как отмечалось ранее, применять сложные гидромеханические решения. При определенном неглубоком залегании водоупора движение фильтрационного потока аналогично движению воды в трубе и характер его будет плавно изменяющимся. Тогда расчет можно вести как для трубы, в которой имеются различные сопротивления (шпунты, зубья) при ламинарном движении потока.

Следовательно, надо определить такую глубину залегания водоупора, при которой основание водоподпорного сооружения можно представить в виде горизонтальной трубы, главнейшие параметры фильтрационного потока которой совпадают с достаточной точностью с таковыми для действительного потока. Для плоской задачи при ламинарном движении потери напора h_f на рассматриваемом участке трубы — фрагменте

$$h_f = \zeta \frac{q}{k}, \quad (3.19)$$

где ζ — коэффициент сопротивления, зависящий от геометрии фрагмента; q — удельный расход.

Чтобы выполнить такое условие, надо при определении каждого параметра фильтрационного потока определить соответствующую расчетную глубину залегания водоупора $T_{ак}$.

Определение значения $T_{ак}$ исходит из понятия активной зоны, такой, когда при дальнейшем увеличении глубины залегания водоупора эпюра противодавления, значения выходного градиента, расход не изменяются.

При определении противодавления

$$T = T'_{ак}; \quad (3.20)$$

при определении выходного градиента

$$T = T''_{ак}. \quad (3.21)$$

При определении фильтрационного расхода

$$T = T'''_{ак}. \quad (3.22)$$

Если обозначить через l_0 и S_0 проекции подземного контура на горизонтальную и вертикальную плоскость (рис. 3.6), то $T'_{ак}$, $T''_{ак}$ рекомендуется определять по следующим формулам (табл. 3.1):

Таблица 3.1

Схема подземного контура	l_0/S_0	$T'_{ак}$	$T''_{ак}$
Распластанная	≥ 5	$0,5l_0$	} $2T'_{ак}$
Промежуточная	$3,4 \leq l_0/S_0 \leq 5$	$2,5S_0$	
Заглубленная	$1,0 \leq l_0/S_0 \leq 3,4$	$0,8S_0 + 0,5l_0$	
Весьма заглубленная	$0 \leq l_0/S_0 \leq 1,0$	$S_0 + 0,3l_0$	

Расчетное значение $T_{расч}$ принимают в зависимости от действительного заглубления водоупора T_d .

Если T_d меньше $T'_{ак}$, $T''_{ак}$, то $T'_{расч}$ и $T''_{расч}$ равны T_d ; если T_d больше $T'_{ак}$, $T''_{ак}$, то $T'_{расч} = T'_{ак}$ и $T''_{расч} = T''_{ак}$. Значение $T'''_{расч}$ всегда равно T_d . При больших значениях T_d расход определяется грубо.

Порядок расчета сводится к следующему. Принятый подземный контур расчленяется на вертикальные и горизонтальные элементы.

Вертикальные элементы: а) входной и выходной — для схемы (рис. 3.6) — входной 1, 2, 3 и выходной 7, 8, 9, если шпунтов нет, будут уступы 1, 3, 7, 9, для них коэффициенты сопротивления $\zeta_{вх}$ и $\zeta_{вых}$; б) внутренний шпунт — 4, 5, 6 (их может быть несколько, если шпунта нет, будет уступ 4, 6), коэффициенты сопротивления $\zeta_{шп}$.

Горизонтальные элементы 3, 4, 6, 7 (их может быть несколько), для них коэффициенты сопротивления ζ_r .

Потери напора при обтекании потоком каждого элемента определяют формулой

$$h_i = \frac{q}{K} \zeta_i = \frac{\zeta_i}{\Sigma \zeta} H, \quad (3.23)$$

где

$$\Sigma \zeta = \zeta_{вх} + \zeta'_r + \zeta_{шп} + \zeta''_r + \zeta_{вых}; \quad (3.24)$$

$$H = h_1 + h_2 \dots + h_n = \frac{q}{k} \Sigma \zeta. \quad (3.25)$$

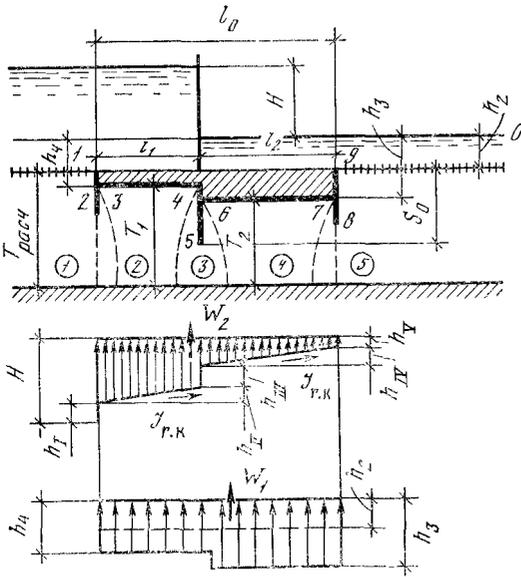
Значения коэффициентов сопротивления выведены, как уже отмечалось, на основе гидромеханических решений. Они не зависят от направления фильтрации.

Если формы и размеры входных и выходных элементов равны, то

$$\zeta_{вх} = \zeta_{вых} = \zeta_{ш} + 0,44, \quad (3.26)$$

где

$$\zeta_{ш} = \frac{a}{T_1} + 1,5 \frac{S}{T_2} + \frac{0,5 \frac{S}{T_2}}{1 - \frac{S}{T_2} 0,75}, \quad (3.27)$$



где T_1 и T_2 — глубина залегания расчетного водопоя слева и справа от рассматриваемого шпунта или уступа.

Всегда $T_1 \geq T_2$

$$a = T_1 - T_2. \quad (3.28)$$

Когда нет шпунта

$$\zeta_{устр} = a/T_1. \quad (3.29)$$

Когда нет и уступа

$$\zeta_{вх} = \zeta_{вых} = 0,44. \quad (3.30)$$

Для внутреннего шпунта справедлива формула (3.27), только в нее ставятся свои значения T_1 и T_2 .

Для горизонтальных элементов длиной l при

$$l \geq 0,5 (S_1 + S_2) \quad (3.31)$$

$$\zeta_r = \frac{l - 0,5 (S_1 + S_2)}{T_2}, \quad (3.32)$$

где S_1 и S_2 — размеры шпунтов, расположенных слева и справа от горизонтального элемента.

Нецелесообразно близко располагать шпунты, так как при

$$l \leq 0,5 (S_1 + S_2) \quad (3.33)$$

$$\zeta_r = 0. \quad (3.34)$$

Желательно, чтобы

$$l \approx (S_1 + S_2). \quad (3.35)$$

Зная величины h_i , можно построить эпюру фильтрационного противодавления W_2 (рис. 3.6) по зависимости (3.23). На том же рисунке показана эпюра взвешивающего давления W_1 .

Фильтрационный расход может быть определен по формуле (3.36)

$$q = \frac{H}{\Sigma \xi} k. \quad (3.36)$$

Максимальный градиент на выходе фильтрационного потока в нижний бьеф

$$J_{\text{вых}} = \frac{H}{T_1} \cdot \frac{1}{\alpha \Sigma \xi}, \quad (3.37)$$

где

$$\alpha = \beta \sqrt{\sin \left[\frac{\pi}{2} \left(\frac{S}{T_1} - \frac{T_2}{T_1} + 1 \right) \right]}; \quad (3.38)$$

$\beta = 1,1$ при $T''_{\text{расч}} = T''_{\text{ак}}$.

Для «чистого» шпунта при глубоком залегании водоупора ($T''_{\text{расч}} = T''_{\text{ак}}$)

$$J_{\text{вых}} = 0,318 \frac{H}{S}. \quad (3.39)$$

При использовании метода коэффициентов сопротивления необходимо учитывать условия применения расчетных формул [99].

Расчет по методу коэффициентов сопротивления рекомендуется выполнять для плотин I—III классов капитальности на стадии рабочих чертежей и IV класса — при заглубленных подземных контурах, см. СНиП II-И.12—67, СНиП II-16—76.

При расчетах незаглубленных, распластанных контуров на стадии проектного задания для плотин всех классов и для плотин IV класса капитальности на всех стадиях проектирования можно пользоваться *методом удлиненной контурной линии*.

Параметры фильтрационного потока в этом методе определяют с помощью построения схемы, изображенной на рис. 3.7.

Плоскость сравнения А—Б проводится на отметке минимального уровня воды в нижнем бьефе.

На прямой откладывают элементы подземного контура 1—9 применительно к рис. 3.6. От точек 1 и 9 влево и вправо откладывают горизонтальные отрезки, равные λ_0 , получаем удлиненную контурную линию А—Б.

Отрезками λ_0 учитываются дополнительные сопротивления потоку на входе и выходе

$$\lambda_0 = 0,44T_{\text{ср}}, \quad (3.40)$$

тогда «виртуальная» длина подземного контура

$$L_b = L + 2\lambda_0 = L + 0,88T_{\text{ср}}. \quad (3.41)$$

Далее построения ясны из рис. 3.7.

Эпюра напоров на горизонтальные участки показаны штриховкой 3—3', 4—4' и 6—6', 7'—7'.

Другие методы. Метод последовательного отображения шпунтов доведен до решения практических задач проф. П. Ф. Фильчаковым [92]. При неограниченной глубине водоупора им составлены таблицы и номограммы, позволяющие

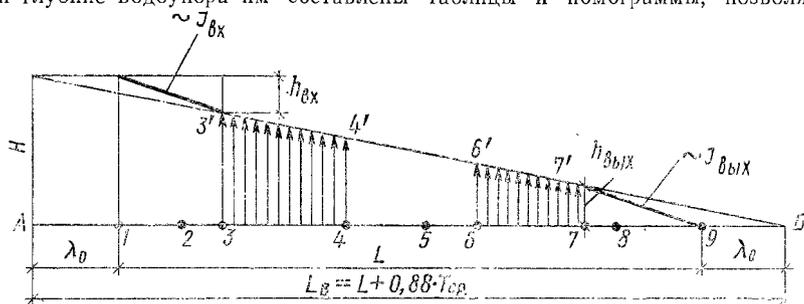


Рис. 3.7. Метод удлиненной контурной линии

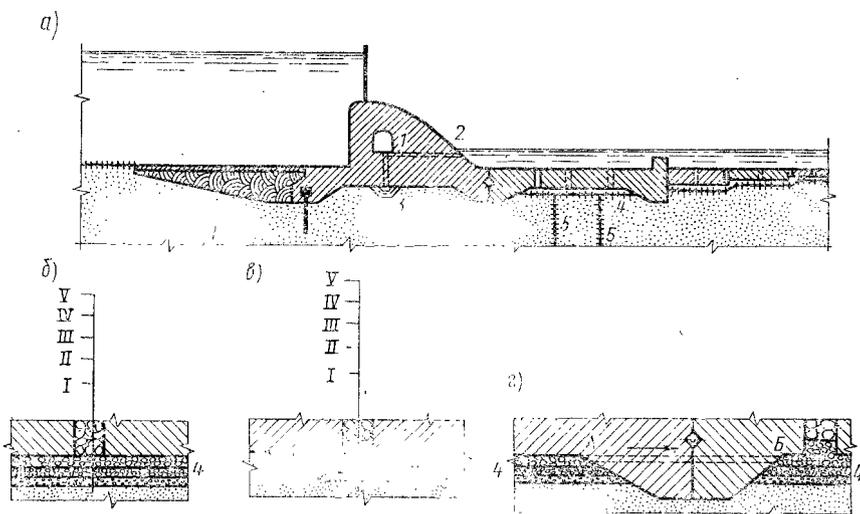


Рис. 3.8. Схемы дренажей:

a — общая схема; *б* — дренажный туюлак 4; *в* — ленточный дренаж 3; 2 — отвод воды от дренажа под плотину в дренаж под водобоем; 1—2, AB — труба или галерея; I — грунт основания; II — первый слой обратного фильтра; III — второй слой обратного фильтра; IV — третий слой обратного фильтра — дренаж; V — крупный камень, прикрывающий дренаж от разрушения

просто и быстро определить эпюру фильтрационного напора, расход, выходные градиенты в ряде точек нижнего бьефа для плоского, одношпунтового и двухшпунтового подземного контура.

В последние годы получает развитие математический метод суммарных представлений, предложенный Г. Н. Положим и примененный к теории фильтрации И. И. Ляшко*.

* Ляшко И. И. Решение фильтрационных задач методом суммарных представлений. Изд. Киевского университета, 1963.

Дренажи и их влияние на фильтрацию. Дренажом называют устройство в виде отверстий (галерей) в сооружениях, полостей или скважин в основании, в виде легко проницаемых для воды тюфяков из гравия, щебня и других горизонтальных, наклонных (так называемые дренажные тюфяки) или в виде отдельных лент — ленточный дренаж (рис. 3.8), облегчающих выход воды в нижний бьеф.

Вода от дренажа отводится в галерею и далее трубой или галереей 1—2 под минимальный горизонт нижнего бьефа или откачивается эжекторами из галереи, 4 — дренажный тюфяк под водобойной плитой. Дренажный тюфяк может быть размещен и под плотиной, и под понуром.

Пропускная способность дренажей должна быть такой, чтобы можно было не учитывать потери напора при движении по ним фильтрационного потока.

Дренаж не только отводит фильтрационную воду, но с его помощью можно серьезно влиять на скорости фильтрации, фильтрационный расход и противодействие. На рис. 3.9 приведена фильтрационная сетка для флютбета с дренажным отверстием B и эпюра давления на подошву флютбета, состоящая из двух ветвей: пунктиром ограничена эпюра давления в случае отсутствия дренажа. На рис. 3.9 ленточный дренаж расположен на расстоянии $1/3$ длины $A—B$ от низового конца флютбета. Суммарное давление при применении дренажа снизилось примерно в 1,5 раза, а на низовую часть флютбета $B—B$ — в 4 раза.

Расход фильтрации, идущий в дренаж, ограничен областью $\alpha—A—B—\delta$, расход остальной области идет в нижний бьеф.

Вертикальный дренаж используют обычно при многослойных основаниях, когда верхний слой, расположенный под плотиной, небольшой мощности и с малым коэффициентом фильтрации. Дренаж снимет фильтрационное противодействие на этот верхний слой и обеспечит устойчивость плотины (водобоя) на сдвиг вместе с этим слоем. Целесообразно его применять для снятия противодействия под водоупорным слоем в грунтах за плотиной, под рисбермой отводящего канала, тем самым обеспечивая устойчивость конструкций, грунта.

На рис. 3.8 приведены чаще всего применяемые схемы. Возможны их комбинации и другие схемы.

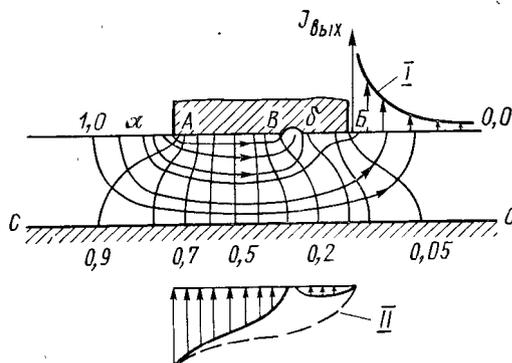


Рис. 3.9. Сетка фильтрации и эпюра фильтрационного давления при наличии дренажа:

I — эпюра выходных градиентов напора $I_{\text{вых}}$; II — эпюра фильтрационного противодействия; $C—C$ — водоупор

Дренажи в земляных плотинах подробно изложены в гл. 14.

Учет водопроницаемости шпунтов при фильтрационных расчетах.

Шпунтовые противофильтрационные завесы являются водопроницаемыми ввиду наличия щелей в замках стальных шпунтов и в стыках деревянных и железобетонных. Проницаемы также завесы, выполненные цементацией грунтов основания.

Для «висячих» шпунтов и завес, не достигающих до водоупора, в песчаных грунтах водопроницаемость шпунтовых завес можно не учитывать.

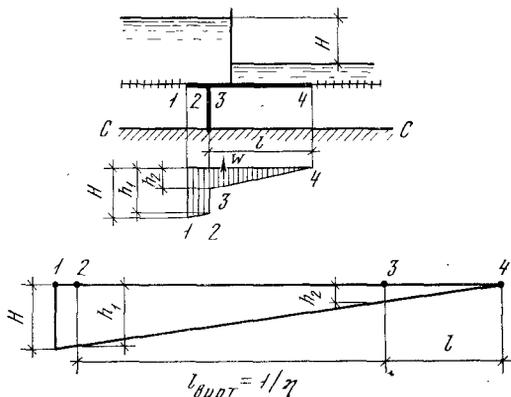


Рис. 3.10. Схема к «виртуальному» методу (C—C— водоупор)

вес (до 3÷5 м) — по нескольку шпунтин сразу с заранее заделанными замками.

При наличии шпунтовых завес, пересекающих сильно водопроницаемые пласты (см. рис. 3.2, схема VI) и забитых в водоупор, их водопроницаемость оценивается опытным коэффициентом η шпунтового фрагмента. Шпунтовый фрагмент — это сам шпунт и слева и справа от него по 0,5 м грунта. Ширина фрагмента 1 м. Тогда на место шпунта вводится виртуальная вставка из породы основания длиной $l_{\text{вирт}}$ (рис. 3.10):

$$l_{\text{вирт}} = 1/\eta \quad (3.42)$$

и для такого удлиненного плоского флюتبета без шпунта ведется фильтрационный расчет. Получив эпюру фильтрационного противодавления для удлиненного флюتبета, ординаты ее в начале h_1 и конце h_2 вставки соответствуют ординатам слева и справа от шпунта, строят эпюру фильтрационного давления W для действительного подземного контура.

Для металлического шпунта и песчаных грунтов $\eta = 0,0025 \div 0,005$, для деревянного $\eta = 0,015 \div 0,030$, меньшие значения — для мелкозернистого грунта, большие — для крупнозернистых.

Заполнение замков, щелей грунтом, если это удастся, существенно уменьшает водопроницаемость шпунтовых завес.

На основании исследований Е. А. Чугаевой рекомендуется проницаемость стальной шпунтовой стенки, забитой до водоупора, учитывать вставкой из грунта основания длиной $l_{\text{вирт}} = 100 \div 200$ м.

На ряде сооружений исследованиями установлено, что водопроницаемость стальных шпунтов после 5÷6 лет эксплуатации практически равна нулю. Замки между отдельными шпунтинами были плотно заполнены грунтом и зацементированы окисью железа.

Влияние относительной проницаемости бетона сооружения на фильтрацию воды в основании. Режим фильтрации воды зависит не только от схем подземного контура бетонных сооружений и соотношения его размеров, но и от соотношения коэффициентов фильтрации бетона сооружения и основания.

Коэффициент фильтрации для бетона равен $A \cdot 10^{-5} \div A \cdot 10^{-9}$ см/с; для песчаных оснований $A \cdot 10^{-2} \div A \cdot 10^{-5}$; для суглинков и глин $A \cdot 10^{-5} \div A \cdot 10^{-9}$ см/с.

При песчаных основаниях, когда есть достаточно большая разница в коэффициентах фильтрации бетона сооружения и основания, приводимые выше расчеты по определению фильтрационного противодавления и других фильтрационных характеристик применимы, так как водоупорное сооружение по отношению к основанию будет водоупором. При глинах, суглинках, скальном основании водопроницаемость бетона может значительно сказаться на фильтрационных характеристиках.

Водопроницаемость сооружения зависит от многих причин: пористости бетона, трещиноватости, проницаемости строительных швов, наличия пустот в бетоне под горизонтальной арматурой. Практически она значительно большая, чем для бетона, изготовленного в лабораторных условиях, коэффициент фильтрации его бывает больше на 2—3 порядка.

Относительная проницаемость бетона, принимаемая равной отношению коэффициента фильтрации тела сооружения и основания $\beta = k_b/k_0$, играет существенную роль в фильтрационном процессе. При $\beta > 10$ эпюра близка к таковой при абсолютно непроницаемом основании.

И. С. Ронжин предлагает методы * обобщенных характеристик фильтрации для расчета сооружений без понура с верховым шпунтом. Для более сложных схем при проницаемых понурах, бетоне сооружения — метод эквивалентных путей фильтрации. Надежным для решения данной задачи является метод ЭГДА.

Фильтрационные расчеты при анизотропных породах основания. При однородном анизотропном грунте, имеющем коэффициенты фильтрации в вертикальном направлении k_v и горизонтальном k_r , поступают следующим образом. Горизонтальные размеры схемы подземного контура увеличивают путем умножения на а:

$$\alpha = \sqrt{k_v/k_r} \quad (3.43)$$

* Ронжин И. С. Фильтрационный расчет бетонных сооружений, имеющих малопроницаемые основания. — Тр. Гидропроекта им. С. Я. Жука, 1968, № 15.

При неоднородном основании для случая, когда тонкие прослойки толщиной t_1 и с коэффициентом фильтрации k_1 перемежаются с прослойками толщиной t_2 и с коэффициентом фильтрации k_2 , действительное основание заменяется основанием из однородного анизотропного грунта, имеющего следующие коэффициенты фильтрации в вертикальном и горизонтальном направлениях:

$$k_n = \frac{(t_1 + t_2) k_1 k_2}{t_1 k_2 + t_2 k_1}, \quad k_r = \frac{t_1 k_1 + t_2 k_2}{t_1 + t_2}. \quad (3.44)$$

Далее расчет ведут как для однородного анизотропного грунта введением коэффициента α .

В сложных геологических условиях, с наклонными, изломанными пластами, когда схематизировать область нельзя, а также при пространственных задачах, используется метод ЭГДА.

§ 3.3. ФИЛЬТРАЦИОННАЯ ПРОЧНОСТЬ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ

Фильтрационная (гидродинамическая) сила в грунте. Каждую элементарную частицу грунта, омываемого фильтрационным потоком, схематично можно представить как находящуюся под дейст-

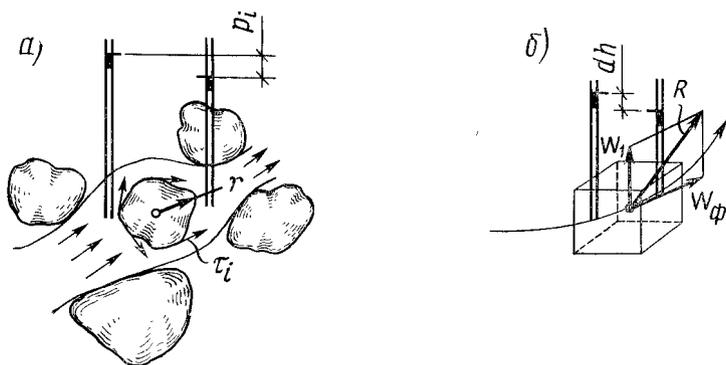


Рис. 3.11. Схема фильтрационных гидродинамических сил в грунте

вием двух сил: элементарного гидродинамического давления, вызванного разницей пьезометрического напора P в начальной и концевой сторонах частицы и элементарного фильтрационного трения τ_i , направленного по касательной к поверхности частиц. Общее направление сил трения совпадает с общим направлением течения. Скоростным напором $v^2/2g$ в ламинарном потоке можно пренебречь, так как скорости малы. Представив эти две элементарные силы в виде векторов, можно получить их равнодействующую r элементарную силу гидравлического воздействия на частицу (рис. 3.11, а). Если рассмотреть некоторый единичный объем грунта, то можно найти равнодействующую всех элементарных сил R (рис.

3.11, о). Сила может быть названа объемной удельной силой гидравлического воздействия. В свою очередь удобно разложить вектор R на два вектора: вертикально направленный W_1 , определяющий объемную фильтрационную (удельную) силу гидродинамического взвешивания, равную $W_1 = (1-n)\gamma$, и вектор W_ϕ , направленный по касательной к линии тока и определяющий объемную удельную фильтрационную силу $W_\phi = -\gamma dh/ds$, где γ — вес 1 м^3 воды; dh — потери пьезометрического напора на длине пути ds .

Основания сооружений, непосредственно сооружения, конструкции, через которые фильтрует вода, подвержены воздействию этих сил. В грунтах силы гидравлического воздействия могут вызвать фильтрационные деформации.

Механическая суффозия грунтов * — процесс выноса мелких частичек грунта с его поверхности, называемая поверхностной суффозией, или подвижка частичек внутри объема — внутренняя суффозия. Суффозия на контакте различных по составу грунтов называется контактной суффозией.

Основываясь на том, что перечисленные виды суффозии поддаются расчету, места их возникновения можно определить, проф. Р. Р. Чугаев выделяет суффозию, не поддающуюся расчету и места возникновения которой заранее определить нельзя.

По причинам разрыхления грунта, неравномерных осадок сооружений, небрежного выполнения строительных работ под сооружением, когда оставляют строительный мусор и др., могут образоваться облегченные ходы фильтрации, места которых заранее определить невозможно. Суффозионный процесс в этих местах обычно отличается прогрессивным течением и является причиной многих аварий сооружений. Этот вид деформаций грунта назван проф. Р. Р. Чугаевым казуальной (случайной) суффозией. Далее будут приведены мероприятия по борьбе со случайными образованиями облегченных ходов фильтрации и обеспечению фильтрационной прочности грунта.

Механическая суффозия (или просто суффозия) характерна для несвязных песчаных, гравелисто-песчаных грунтов, не обладающих силами сцепления.

Исследованиями В. С. Истоминой и др. установлено, что суффозии подвержены грунты с большим коэффициентом неоднородности:

$$\gamma_1 = \frac{d_{60}}{d_{10}} > 10 \div 20,$$

где d_{60} и d_{10} — диаметры зерен грунта, меньше которых содержится 60 и 10% по весу соответственно.

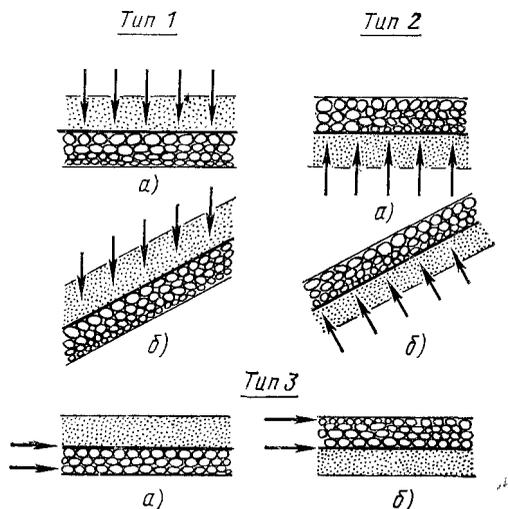
Ориентировочно коэффициент фильтрации суффозионных грунтов $k > 0,02 \div 0,025 \text{ см/с}$.

* При химической суффозии фильтрационные воды растворяют химические соединения грунта и закупоривают (кольматируют) поры или выносят (выщелачивают) растворимые включения. Нескальные грунты редко содержат растворимые вещества.

Суффозия — процесс, изменяющийся по времени, так как при выносе мелких частичек из грунта возрастает коэффициент фильтрации грунта и увеличивается скорость течения, что в свою очередь усиливает суффозию.

В определенных условиях суффозия может прекратиться без какого-либо вмешательства, если мелкие частички забьют (закупорят) поры грунта, встречающегося на пути, и невозможно будет перемещение частичек внутри массы грунта.

В крупных порах откладываются сначала частички, которые по своему размеру не могут пройти через них, затем в этих уменьшенных порах откладываются более мелкие частички и т. д., образуя по потоку воды форму обратного фильтра, в данном случае естественного.



При направлении фильтрационного потока сверху вниз (рис. 3.12) суффозия может происходить не только под действием фильтрационного давления, но и собственного веса породы, т. е. создаются условия более тяжелые, чем при направлении фильтрации снизу — вверх.

Минимальное значение градиента $J^c_{разр}$ в зависимости от η , при котором развивается суффозия в восходящем потоке, показано на рис. 3.13.

При $\eta > 20$ $J^c_{разр} = 0,25 \div 0,3$; при $\eta < 10$ возможны деформации как суффозии, так и выпора $J^b_{разр}$. Пределы допустимых градиентов, при которых не возникают суффозии, обозначены пунктирной линией*.

Рис. 3.12. Типы фильтров дренажей плотины. Стрелками показано направление фильтрационного потока

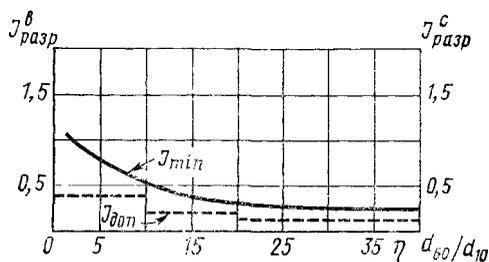


Рис. 3.13. График зависимости $J^b_{разр} = f(d_{60}/d_{10})$

Фильтрационный выпор происходит под воздействием объемных фильтрационных сил, когда часть грунта, отделившаяся от всего

* СНиП II-16—76 рекомендует в зоне выхода фильтрационного потока в нижний бьеф дренаж $J^c_{разр}$ определять на физических моделях.

массива, увеличивается в объеме за счет увеличения пористости.

Е. А. Замарин разделил выпор на местный, происходящий на ограниченных по площади участках в виде грифонов (ключей), и общий, когда взвешивается весь грунт на значительной площади.

Вопросам расчета устойчивости грунта основания на выпор посвящен ряд работ: В. С. Баумгарта и Р. Н. Давиденкова, К. Терцаги, В. С. Истоминой и др.

Выпор может быть за пределами непроницаемой части подземного контура при выходе фильтрационного потока в дренаж (нижний бьеф, рис. 3.14).

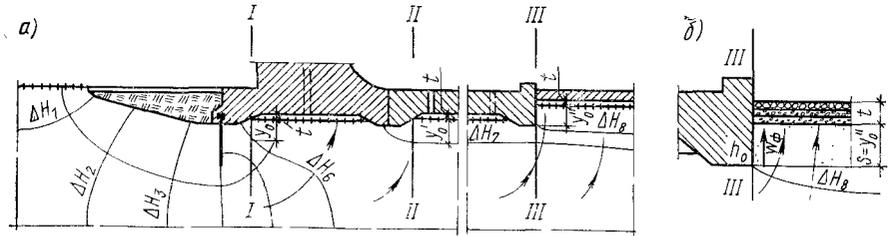


Рис. 3.14. Схема к расчету выпора грунта основания

Препятствуют выпору: вес грунта основания и сцепление между частицами грунта и вес дренажа, взвешенные в воде.

Условие устойчивости 1 м^2 (по площади) грунта под действием объемных фильтрационных сил восходящего потока в единичном объеме в т/м^3 $W_{\text{ф}} = \gamma J_{\text{ср}}$ можно записать формулой

$$\gamma J_{\text{ср}} y_0 \leq \gamma_{\text{осн}} y_0 + \gamma_{\text{др}} t + c, \quad (3.45)$$

где $J_{\text{ср}}$ — средний выходной градиент напора фильтрации; y_0 — расстояние от места пересечения расчетной вертикали (I—I, II—II, III—III) с рассматриваемой эквипотенциалью с остаточным потенциалом ΔH до первого слоя фильтра; $\gamma_{\text{осн}}$ и $\gamma_{\text{др}}$ — вес 1 м^3 во взвешенном состоянии грунта основания и пригрузки в виде обратного фильтра и дренажа толщиной t ; c — сопротивление грунта разрыву, для песчаных грунтов $c=0$;

$$J_{\text{ср}} = \Delta H / y_0. \quad (3.46)$$

Для расчетной вертикали III—III y_0'' равно высоте уступа S и при фильтрационном давлении на конце зуба h_0 (рис. 3.14, б) $h_0 = \Delta H_8$;

$$J_{\text{ср}} = h_0 / S; \quad (3.47)$$

условие устойчивости на выпор запишем

$$\gamma h_0 \leq \gamma_{\text{осн}} S + \gamma_{\text{др}} t + c. \quad (3.48)$$

В запас расчета $J_{\text{ср}}$ увеличивается в $1,25 \div 2,5$ раза.

В действительности выпор может произойти не в пределах рассматриваемого столба породы с площадью 1 м^2 , а с захватом со-

седней массы. Введение сопротивления грунта разрыву с площадью 1 м^2 также достаточно условно, так как при выпоре возникнут силы сопротивления сдвигу $c\gamma_0$.

В этих расчетах, как видно, не учитывается вес лежащих на дренаже сооружений, что также делает расчет весьма приближенным.

Градиенты напора, при которых начнутся фильтрационные деформации выпора $J_{\text{разр}}^*$ в зависимости от коэффициента неоднородности грунта, показаны

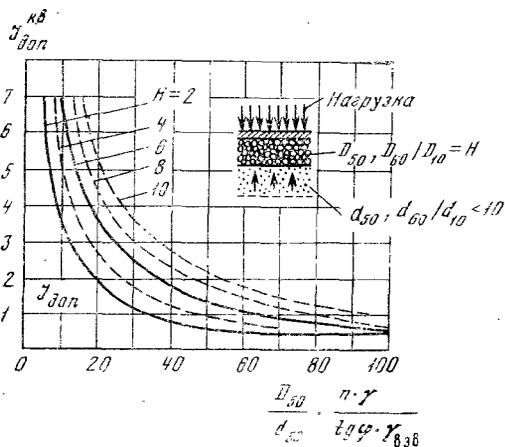
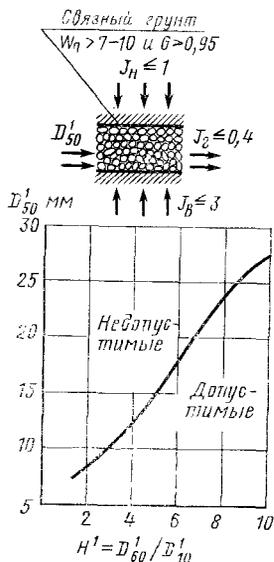


Рис. 3.15а. График допускаемых градиентов при контактном выпоре песчаных грунтов при коэффициенте запаса $k=1,5$

Рис. 3.15 б. График для оценки контактного выпора глинистых пород



на рис. 3.13, который основан на экспериментах, и автор их отмечает [45], что в опытах имели место как выпор, так и суффозия при одинаковых значениях градиентов напора $J_{\text{с разр}} = J_{\text{в разр}}$.

Контактный выпор грунтов. Контактный выпор в песчаных грунтах может возникнуть главным образом в местах выхода фильтрационного потока в дренаж. Этому вопросу посвящены исследования С. В. Избаша, Е. А. Замарина, Л. И. Козловой, Б. Ф. Караулова, А. П. Вощина и др.

Наибольшая вероятность возникновения контактного выпора в местах, где наибольшие выходные градиенты напора. Под действием их грунт с более мелкими фракциями проникает в поры крупнозернистого.

Для песчаных пород оснований с $\eta = d_{60}/d_{10} < 10$, со средним диаметром частиц d_{50} , углом трения ϕ , весом 1 м^3 в воде $\gamma_{\text{взв}}$ В. С. Истомина [45] предлагает график допустимых градиентов $J_{\text{к.в. доп}}$ из

* По СНиП II-16—76 значения $J_{\text{в разр}}$ при выходе фильтрационного потока в нижний бьеф не должны превышать 0,3, при выходе в дренаж — 0,6.

условий недопущения контактного выпора $H = D_{60}/D_{10}$, средним диаметром фракций D_{50} (рис. 3.15, а). Область допустимых градиентов лежит на графике ниже соответствующей кривой (с коэффициентом запаса 1,5).

Контактный выпор в глинистых грунтах. В глинистых грунтах характерным видом фильтрационной деформации является выпор. Суффозия в них при числе пластичности больше $7 \div 10$ не наблюдается даже при весьма больших градиентах фильтрационного потока за счет значительных сил сцепления между частичками, препятствующих отрыву частичек друг от друга.

Предотвратить фильтрационные деформации выпора в глинистых породах можно, используя даже достаточно крупные грунты, при $J_{\text{врт}} \leq 3$, $D_{50} \geq 5$ мм.

Контактный размыв — это вид фильтрационных разрушений грунтов под воздействием фильтрационного потока, проходящего вдоль двух смежных грунтов с различной крупностью.

Этот вид деформаций может быть в основании бетонных гидросооружений, дренажах, расположенных под ними, в дренажах земляных плотин, в прослойках из крупнозернистого материала оснований и т. п.

По исследованиям В. С. Истоминной, для несвязных грунтов градиент напора фильтрационного потока, при котором начинается контактный размыв ($J_{\text{разр}}^{\text{к.р}}$), зависит от соотношения эффективных диаметров смежных слоев D_{10} , d_{10} и коэффициента трения $\text{tg } \varphi$ более мелкого грунта. Эта зависимость приведена на рис. 3.16. Для определения допускаемого градиента надо вводить коэффициент запаса 1,5:

$$J_{\text{доп}}^{\text{к.р}} = \frac{J_{\text{разр}}^{\text{к.р}}}{1,5} \quad (3.49)$$

Верхняя и нижняя огибающие кривые характеризуют разброс опытных точек. Самая нижняя кривая нанесена по опытам, в которых не было размыва контакта. Верхняя огибающая характеризует правелистые материалы или материалы с большими коэффициентами неоднородности, так как при больших $H = D_{60}/D_{10}$ или $\eta = d_{60}/d_{10}$ больше вероятность защемления частичек смежных пород, препятствующая размыву.

Кривая, обозначенная мелким пунктиром, характеризует средние значения опытных данных.

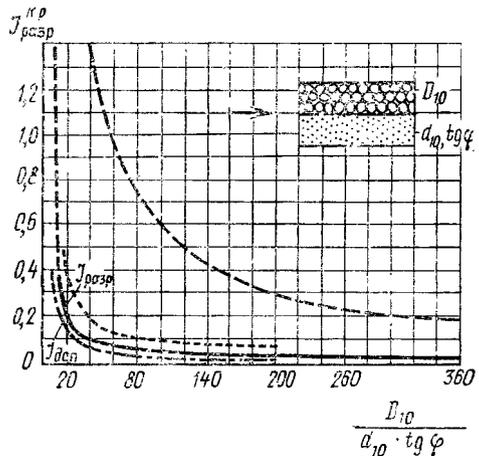


Рис. 3.16. График зависимости

$$J_{\text{разр}}^{\text{к.р}} = f(D_{10}/d_{10} \cdot \text{tg } \varphi)$$

Из графика видно, что приближенно для отсутствия контактного размыва смежных грунтов при продольной фильтрации нужно соблюдение неравенства $D_{10}/d_{10} \leq 10$, при этом $J_{к.р.разр} > 1,3$ (при вертикальной нагрузке на контакт $\sigma \geq 0,01$ МПа). При увеличении отношения D_{10}/d_{10} резко уменьшается $J_{к.р.разр}$ (до $0,1 \div 0,02$).

Скорости фильтрации, при которых начинается контактный размыв, для $d_{10} = 0,05$ мм — 1 см/с; для $d_{10} = 0,4$ мм — 3 см/с.

Для связных грунтов проведено меньшее количество исследований. Из них следует, что при гравелистом материале на контакте с суглинком, имеющим коэффициент влажности $G \geq 0,95$, $J_{к.р.доп} = 0,4 \div 0,5$.

Если гравелистый материал имеет минимальный диаметр пор приблизительно 3 мм, то контактного размыва не наступает при $J_{к.р.разм.} < 0,6 \div 0,8$.

Суффозия в зоне контакта грунта основания с сооружением (случайная, казуальная суффозия). Как уже отмечалось, в области контакта сооружения с основанием и внутри пород основания земляного сооружения могут возникнуть облегченные ходы фильтрации, которые предвидеть заранее невозможно. Различные авторы (В. Бляй, Е. Лен, Р. Чугаев), анализируя характеристики разрушившихся и существующих плотин, предлагали установить предельные величины градиентов напора по контакту подземного контура, непроницаемой его части, при которых можно гарантировать надежность сооружения в части фильтрационной прочности основания. По предложению проф. Р. Р. Чугаева, фильтрационная прочность грунтов основания оценивается средним градиентом напора J_k (контролирующим уклоном) в расчетной области фильтрации. Должно быть $J_k \leq (J_k)_д$, где $(J_k)_д$ — критический, контролирующий градиент напора, значения которого приведены в табл. 3.2. Например, для схемы подземного контура, когда $l \geq S$:

$$J_k = \frac{H}{L_{расч}} = \frac{H}{T' \Sigma \xi}, \quad (3.50)$$

где H — расчетный напор; $\Sigma \xi$ — суммарный коэффициент сопротивления подземного контура; $L_{расч}$ — виртуальная длина подземного контура; T' — расчетное значение глубины залегания водоупора (при вычислении противодействия см. расчет методом коэффициента сопротивления); l — расстояние между шпунтами или горизонтальный элемент наибольшей длины; S — длина наибольшего шпунта. Для подземного контура в виде «чистого шпунта» $J_k = J_{вык}$.

В других случаях J_k в любой области фильтрации определяется расчетом или на приборе ЭГДА.

За период с 1956 г. значения $(J_k)_д$ возросли более чем в два раза. Это возможно было сделать за счет повышения требований к устройству оснований, контролю качества работы, введения соответствующих конструктивных решений по подземному контуру и дополнительных исследований.

Значения критических градиентов напора (по СНиПП-16—76)
(J_k)_д

Наименование грунтов	Расчетный осредненный критический градиент напора J_k^{cp}
Глины	1,2
Суглинок	0,65
Песок крупный	0,45
Песок средней крупности	0,38
Песок мелкий	0,29

Следует отметить, что существуют сооружения, у которых J_k значительно превышает табличные (J_k)_д. На практике обычно недопущение развития облегченных ходов фильтрации обеспечивается современными конструктивными решениями и хорошим качеством производства работ*.

Обратные фильтры. Неотъемлемой частью дренажей являются обратные фильтры. Назначение их — защищать грунты основания от фильтрационных деформаций, которые возможны на выходе фильтрационного потока в дренаж, и сохранять водопропускную способность дренажа.

Обратный фильтр устраивается обычно из 1÷3 слоев несвязного грунта различной крупности, уложенных нормально направлению фильтрационных токов и в порядке возрастания крупности частиц по ходу фильтрации (см. рис. 3.8). Толщина каждого слоя по производственным условиям 10÷15 см, но на практике бывает от 20 до 50 см и более. Меньшие размеры назначаются для слоев фильтра из подобранного, более однородного материала, большие — для менее однородной смеси. При отсыпке фильтра в воду толщина его больше и устанавливается специально.

Обратный фильтр является весьма ответственной конструкцией, от которой зависит фильтрационная прочность грунта основания, долговечность гидротехнического сооружения, поэтому к нему предъявляются следующие требования: материал должен быть долговечным, водостойким, морозостойким, прочным; частицы одного слоя фильтра не должны проникать в другой слой, за исключением тех, вынос которых допускается; фильтр не должен заилиться, его пропускная способность должна сохраняться долгие годы; не должно быть перемещения частиц внутри каждого слоя.

Желательно применять материалы изверженных пород.

Удовлетворяют требованиям обратные фильтры из отсеянного однородного промытого материала с междуслойным коэффициентом

* Антипов А. И. Влияние облегченных ходов на фильтрационную устойчивость грунтов основания. — Гидротехническое строительство, 1956, № 9.

том $D_{60}/d_{40} \leq 7 \div 10$, где D и d — диаметры частиц предыдущего и последующего слоев. Такие фильтры стоят дорого, поэтому обычно используют относительно однородные грунты различной крупности с $d < 0,1$ мм не более 5% по массе применительно к каждому слою фильтра.

Составы слоев подбирают в зависимости от состава защищаемых грунтов, вида возможных фильтрационных деформаций и направления движения фильтрационного потока сверху вниз, снизу вверх и горизонтальное, показанное на рис. 3.12.

D_{50}/d_{50}

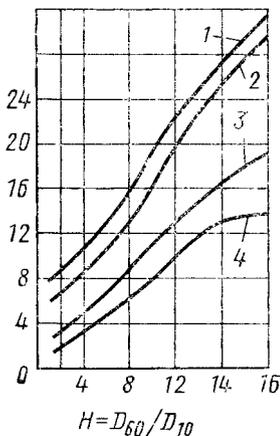


Рис. 3.17. График зависимости $D_{50}/d_{50} = f(D_{60}/D_{10})$ для защищаемых песчаных грунтов:

1 — при окатанных частичках фильтра и при $h_{\phi} \geq 8D_{50}$; 2 — при угловатых частичках и при $h_{\phi} \geq 6D_{50}$; 3 — для гравелистых фильтров при $h_{\phi} \geq 2D_{50}$; 4 — для щебенястых материалов при $h_{\phi} \geq 1,4D_{50}$

Для песчаных грунтов со средним диаметром частиц $d \geq 0,15$ мм и коэффициентом неоднородности $\eta < 10$ при дренаже 1-го типа при вертикальном потоке сверху вниз при горизонтальном расположении фильтра (см. рис. 3.12, а) подбор материала фильтра может производиться по графику на рис. 3.17 междуслойных коэффициентов, характеризуемых отношением D_{50}/d_{50} , где d_{50} — для предыдущего слоя, а D_{50} — последующего. На графике нанесены нижние огибающие экспериментальных значений междуслойных коэффициентов, т. е. при использовании этих зависимостей будем получать некоторый запас.

Поле графика ниже кривых соответствует допустимым характеристикам.

Для песчаных грунтов со средним диаметром частиц $d_{50} = 0,15 \text{ мм} \div 0,7 \text{ мм}$ при $\eta < 10$ при дренаже 2-го типа — при фильтрации снизу вверх (см. рис. 3.12, а) для крайних значений гранулометрического состава грунтов (для основания — минимального, для

фильтра — максимального) можно пользоваться графиком рис. 3.15, а.

Для песчаных грунтов с $d_{50}=0,15\div 1$ мм и $\eta < 10$ для фильтра 3-го типа (см. рис. 3.12, а, б) подбор фракций из условия отсутствия контактного размыва можно производить по графику рис. 3.16, принимая коэффициент запаса 1,5.

При значениях неоднородности защищаемого фильтром грунта $\eta = 10\div 20$, как уже отмечалось, могут наблюдаться и выпор, и суффозия. Обычно выпору предшествует суффозия. Для этих пород, содержащих фракции с $d < 1$ мм в количестве более 10—20% по массе, имеющих коэффициент фильтрации $k_f < 0,05$ см/с, поступают следующим образом: из основного грунта выделяют расчетную часть с коэффициентом неоднородности $\eta \approx 10$; для расчетного грунта определяют первый слой обратного фильтра методами, приведенными выше для фильтров 1-го и 2-го типа.

Для глинистых пород с числом пластичности $W_p = 7\div 10$ и коэффициентом влажности $G \geq 0,95$ допускается определять состав первого слоя фильтра по графику на рис. 3.15, б.

Из соображений экономии надо стремиться делать меньшее количество слоев фильтра. Второй слой в фильтре 2-го типа в основании плотины можно не делать, если градиенты напора фильтрационного потока при выходе из первого слоя фильтра являются допустимыми для этого слоя:

$$J_{\text{дон}}^{\text{к.в}} = J^{\text{к.в}}/k_p,$$

для k_p — коэффициент запаса на выпор, равный 2.

Для суффозионных пород с $\eta > 10\div 20$ с заполнителем из песка

$$J_{\text{дон}}^c = J_{\text{разр}}^c. \quad (3.51)$$

Для сооружений I—III классов значения допустимых градиентов должны быть определены лабораторным путем.

При этом должно быть учтено направление фильтрации, например, по формуле Р. Р. Чугаева

$$J_{\text{дон}} = J_{\text{дон}}^{\text{гор}} - \frac{\gamma_{\text{взв}}}{\gamma} (1 \pm \cos \alpha), \quad (3.51)$$

где $J_{\text{дон}}^{\text{гор}}$ — допускаемый градиент при горизонтальном дренаже 2-го типа — при фильтрации снизу вверх; γ , $\gamma_{\text{взв}}$ — удельный вес воды и 1 м³ взвешенного в воде грунта; α — угол наклона первого слоя фильтра к горизонту. Знак минус принимается для фильтра 2-го типа, плюс — для фильтра 1-го типа.

Обратный фильтр нежелательно часто освобождать от воды, так как при доступе воздуха возможно образование солей, осаждение их в частичках фильтра и его кольматация, а при бактериальном и биологическом зарастании, наоборот, желательнее фильтр чаще освобождать от воды.

Возможна кольматация фильтра и мелкими, выносимыми в фильтр частичками защищаемого грунта, если фильтр неправильно подобран.

В Инструкции ВНИИГ допускается некоторое закономерное засорение песчано-гравелистых обратных фильтров с образованием контактных суффозионно-устойчивых зон — «естественных» обратных фильтров. Выбор междуслойных коэффициентов рекомендуется производить по зависимости $\eta = D_{p,z}/d_{p,c}$, где $D_{p,z}$ и $d_{p,c}$ — расчетные размеры частиц грунта обратного фильтра и скелета защищаемого грунта.

Для песчано-гравелистых грунтов в фильтре из естественно песчаной гравелистой смеси должно быть выдержано соотношение $\eta_{p,f} \leq 15$; для предохраняемых связанных грунтов $\eta_{p,f} \leq 20$, при этом допускается незначительное отслаивание глины.

Е. А. Лубочков рекомендует естественные песчано-гравелистые смеси применять даже при $\eta > 40$. Известны примеры применения обратных фильтров из естественных песчано-гравелистых смесей при $\eta = 40 \div 100$. Возможно применение обратных фильтров, изготовленных на полигонах, заводах в виде блоков, панелей, рулонных материалов из различных пористых материалов: пористого керамзитобетона, войлоков из минеральных волокон, базальтового стеклянного войлока и др.

§ 3.4. БЕЗНАПОРНАЯ ФИЛЬТРАЦИЯ В СООРУЖЕНИЯХ

Фильтрация воды в теле плотины, выполненном из грунта, вызывает неблагоприятные явления. В зоне насыщения водой грунт подвержен действию объемных фильтрационных гидродинамических сил, которые стремятся сдвинуть частицы грунта в направлении движения фильтрационного потока.

Ниже депрессионной поверхности грунт плотины насыщен водой, отчего геотехнические характеристики грунта обычно изменяются в худшую сторону. При установившейся фильтрации за определенное время воздействие объемных сил будет направлено в сторону нижнего бьефа. Однако уровни воды в бьефах могут быстро изменяться, а для стабилизации положения депрессионной поверхности надо больше время, что может привести к изменению направления объемных гидродинамических сил, напряженного состояния тела плотины. На рис. 3.18, а показан уровень верхнего и нижнего бьефа и соответствующее им положение кривой депрессии, установившейся за длительное время. Объемная фильтрационная сила $W_{\phi} = \gamma J$ направлена в сторону низового откоса, что неблагоприятно для его устойчивости, возникновения суффозии. Верховой откос находится в лучшем положении — его «уплотняет» объемная фильтрационная сила.

При относительно быстрой сработке водохранилища, когда кривая депрессии не успевает опуститься до стабильного положения, соответствующего уровням воды, гидродинамические силы будут направлены в сторону и низового, и верхового откоса (рис. 3.18, в). Это создает худшие условия для устойчивости верхового откоса, возможность возникновения и там суффозии, обрушения, оползания откоса.

Капиллярная вода участвует в движении воды в зоне насыщения. В этом случае рассматривается глубина фильтрационного потока

$$h_{\phi} = h + h_{ка},$$

где h — глубина от линии депрессии; $h_{ка}$ — высота капиллярного поднятия; $a = 0,3 \div 0,4$ — характеризует степень заполнения грунта водой.

Дренаж плотины существенно влияет на положение депрессионной поверхности и гидродинамическое воздействие фильтрационного потока на плотину

(рис. 3.18, б, где показан ленточный дренаж. Схемы дренажей приведены в гл. 14).

Гидромеханические методы решения фильтрации в грунтовых плотинах. Методы построения фильтрационных сеток. Задача методов в основном заключается в получении такого аналитического решения, которое позволило бы построить гидродинамическую сетку фильтрации с тем, чтобы по ней можно было определять положение кривой депрессии, фильтрационный расход, скорости и градиенты в любой точке области фильтрации.

Гидромеханические методы расчета позволяют построить гидродинамическую сетку фильтрации. Однако расчеты имеются только для частных случаев ввиду сложности получения такого решения, а использование имеющихся решений на практике иногда затруднительно.

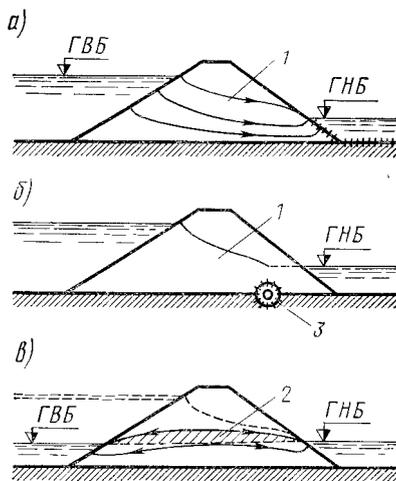


Рис. 3.18. Схемы движения фильтрационного потока:

1 — взвешенный грунт; 2 — насыщенный грунт; 3 — ленточный дренаж

Для трапециевидального профиля плотины гидромеханическими решениями занимались П. Я. Полубаринова-Кочина, Ф. Б. Нельсон-Скорняков, М. А. Лаврентьев, В. И. Аравин, С. Н. Нумеров, А. П. Вошин, Н. Т. Мелещенко и др. Задача решалась различными авторами с использованием различных математических методов.

Экспериментальные методы. При исследовании безнапорной фильтрации применяются методы исследования, аналогичные применяемым в напорной фильтрации: грунтовые, щелевые лотки и графический метод построения гидродинамических сеток. Наибольшее распространение получил метод ЭГДА.

Гидравлические методы решения безнапорной фильтрации в грунтовых плотинах. С помощью гидравлических методов определяют с достаточной для практики точностью депрессионную кривую, средние скорости и градиенты, фильтрационный расход.

В гидравлическом методе используется тот факт, что фильтрация в грунтовых плотинах в большинстве случаев является плавно изменяющейся.

При плавно изменяющейся фильтрации изогнутые, проведенные по эквипотенциалам сечения (например, $c'd$, $a'd$ на рис. 3.1, в) с небольшой погрешностью можно заменить сечениями плоскими и вертикальными (cd , ad) площадью ω . Тогда для плоского сечения можно применить формулу Дюпюи. Осредненная по сечению скорость будет $v = q/\omega$, где q — фильтрационный расход, проходящий

через площади, равный $kJ\omega$; J — осредненный градиент напора по всему пути фильтрации.

При резко изменяющемся течении использование гидравлического метода приводит к большим ошибкам, поэтому приходится пользоваться гидромеханическими и экспериментальными методами.

В смешанном гидравлично-гидромеханическом способе расчета для участков с плавно изменяющимся движением используют формулу Дюпюи, на других участках — гидромеханические методы.

Следует отметить, что принимать среднюю скорость в живом сечении можно только на значительном удалении от дренажа. У дренажа другой характер фильтрационного потока и здесь такое допущение может дать значительную погрешность.

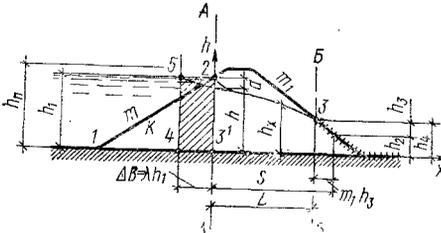


Рис. 3.19. Однородная плотина с наклонным дренажем на непроницаемом основании

через среднюю часть — между сечениями А—А и В—В; 3 — через низовой клин — за сечением В—В. Естественно, фильтрационные расходы, проходящие через данные области, равны между собой (рис. 3.19).

Решая совместно три уравнения

$$\left. \begin{aligned} q &= \frac{ka}{m} \ln \frac{h_n}{h_n - h_1}, \\ q &= k \frac{h^2 - h_4^2}{2L}, \\ q &= k \frac{h_3}{m_1} \left[1 + \ln \frac{h_4}{h_3} \right], \end{aligned} \right\} (3.52)$$

найдем три неизвестных — a , h , h_3 .

Влияние в расчете верхового клина, определяемое различными методами различно, а результаты расчета могут весьма существенно отличаться друг от друга. Так, например, подсчитанная для Акуловской плотины методом В. Г. Айвазяна и А. А. Угличуса кривая депрессии примерно на 25% расположена выше, чем при использовании метода П. А. Шанкина и С. И. Бильдюга.

Основываясь на гидромеханических решениях, Г. М. Михайлов предлагает верховой клин 1—2—3' для расчета заменять прямоугольной вставкой 2—3'—4—5 шириной (рис. 3.19, а) $\Delta B = \lambda h_1$.

При пологих откосах значение λ не превышает 0,673. Рекомендуются при всех заложениях верхового откоса m принимать

$$\lambda = m/(1 + 2m). \quad (3.53)$$

При $m \geq 2$ $\lambda = 0,4$.

При этом плотину не приходится расчленять на отдельные фрагменты, и фильтрационные расчеты упрощаются.

Для однородной плотины (рис. 3.19)

$$q = v\omega = kI\omega_{cp} = k \frac{h_1 - h_2}{\lambda h_1 + S} \cdot \frac{h_1 + h_2}{2} = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2(S + \lambda h_1)}. \quad (3.54)$$

Высоту высачивания h_3 рекомендуется (в СНиП II-И.4-62) определять по формуле

$$h_3 = a + \sqrt{a^2 + \frac{m_1}{2f(m_1)} h_2 \frac{q}{k}}, \quad (3.55)$$

где

$$a = 0,5 f(m_1) \frac{q}{k} - 0,5 \left\{ 1 + \frac{m_1}{2[f(m_1)]^2} \right\} h_2. \quad (3.56)$$

При $m_1 \geq 1$ $f(m_1) = 0,5 + m_1$.

Уравнение кривой депрессии

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k} (S - x - m_1 h_3) + (h_2 + h_3)^2}. \quad (3.57)$$

Из точки 2 (рис. 3.19) ортогонально к откосу проводят линию и плавно соединяют с линией 5-3.

Аналогично получены решения для других типов плотин (табл. 3.3). Таблица составлена по материалам СНиП II-И.4-62.

Таблица 3.3

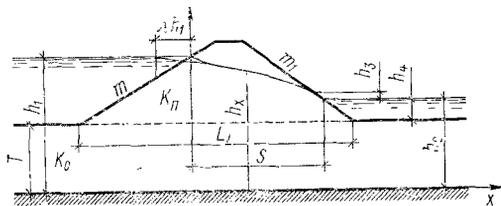


Рис. 3.20. Однородная плотина на проницаемом основании

$$q = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2(S + \lambda h_1)}; \quad (3.58)$$

$$h_3 = -a + \sqrt{a^2 + 0,45T \left(\frac{q}{k_{\text{ит}}} - \frac{1}{m_1} h_4 \right)}; \quad (3.59)$$

$$a = 0,5 \left[h_4 - m_1 \frac{q}{k_{\text{ит}}} + T \left(1 + \frac{0,4}{m_1} + 0,4 \frac{T}{S + \lambda h_1} \right) \right]; \quad (3.60)$$

h_x — см. (3.57)

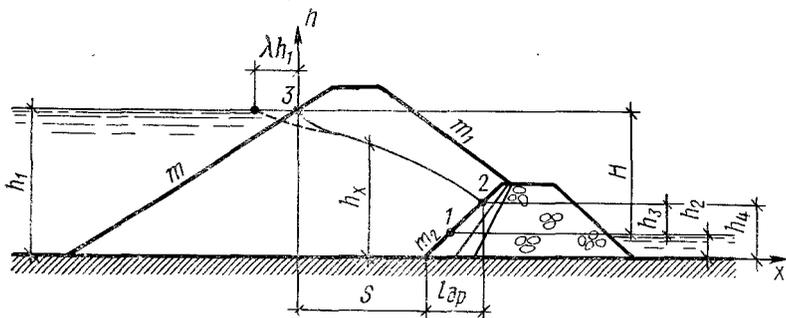


Рис. 3.21. Однородная плотина с дренажным банкетом на непроницаемом основании

$$q = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2(S + \lambda h_1 + l_{др})}; \quad (3.61)$$

$$l_{др} = \frac{m_2 h_4}{3}; \quad (3.62)$$

$$h_3 = f(m_2) \frac{q}{k} - h_2. \quad (3.63)$$

m_2	0	0,5	1	1,5	2,0	2,5
$f(m_2)$	0,74	0,51	0,36	0,28	0,22	0,18

При $f(m_2) \frac{q}{k} \leq h_2$ принимается $h_3 = 0$.

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k} (S - x + l_{др}) + h_4^2} \quad (3.64)$$

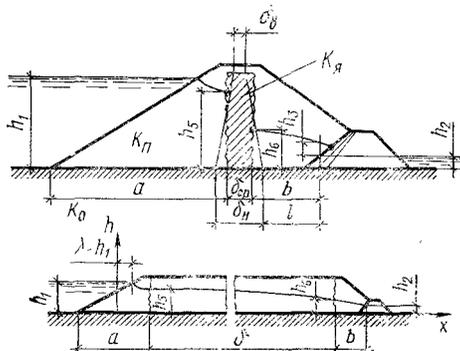


Рис. 3.22. Плотина с ядром на проницаемом основании

$$\text{При } \frac{k_{\text{н}}}{k_{\text{я}}} \leq 50;$$

$$\delta = \frac{k_{\text{н}}}{k_{\text{я}}} \delta_{\text{ср}};$$

Далее — см. рис. 3.19. (3.65)

$$k'_{\text{я}} = k_{\text{я}} + \frac{2k_0 \delta_{\text{ср}}}{\pi (h_5 + h_6)} \operatorname{arsh} \left(\frac{2l}{\delta_{\text{н}}} \right) \quad (3.66)$$

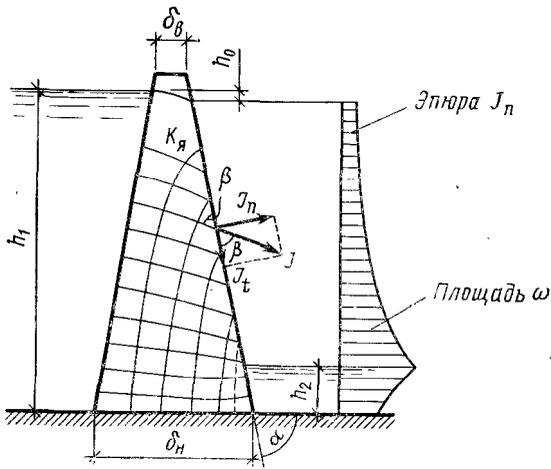


Рис. 3.23. Ядро плотины на непроницаемом основании

$$\text{При } \frac{k_{\text{н}}}{k_{\text{я}}} > 50; \quad \delta_{\text{н}} < 0,5h_1;$$

$$h_0 = 0,65 \frac{\delta_{\text{н}}}{1 - \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right)}; \quad (3.67)$$

$$J_t = \sin \alpha; \quad J_n = \sin \alpha \operatorname{tg} \beta; \quad J = \frac{\sin \alpha}{\cos \beta}; \quad q = k_{\text{я}} \omega,$$

эпюра строится графическим методом

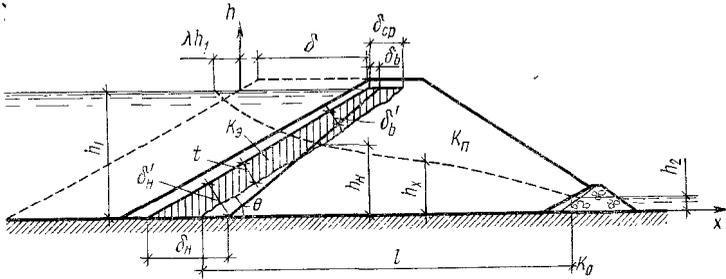


Рис. 3.24. Плотина с экраном на непроницаемом основании

$$\text{При } \frac{k_{\text{п}}}{k_3} \leq 50$$

$$\delta = \frac{k_{\text{п}}}{k_3} \sin \theta \cdot t.$$

$$k_3' = k_3 + \frac{2k_0 t}{\pi (h_1 + h_{\text{н}}) \sin \theta} \operatorname{arch} \left(\frac{2l}{\delta_h'} \sin \theta \right) \quad (3.68)$$

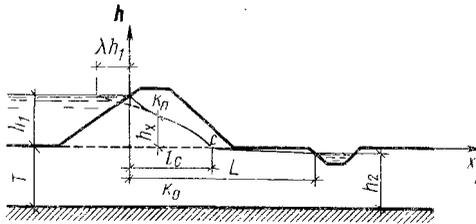


Рис. 3.25. Плотина с дренажной канавой в нижнем бьефе

С правой стороны от точки С

$$q = k_{\text{п}} \frac{h_1^2}{2(\lambda h_1 + l_c)} + k_0 T \frac{h_1}{\lambda h_1 + l_c}, \quad (3.69)$$

$$l = \frac{\frac{k_0}{k_{\text{п}}} [2h_1 T L - (T^2 - h_2^2) \lambda h_1] + h_1^2 L}{\frac{k_0}{k_{\text{п}}} [2h_1 T + T^2 - h_2^2] + h_1^2}. \quad (3.70)$$

С левой стороны от точки С

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_{\text{п}}} (l_c - x) + \left(\frac{k_0}{k_{\text{п}}} T \right)^2 - \frac{k_0}{k_{\text{п}}} T}. \quad (3.71)$$

$$h_x = \sqrt{T^2 - (T^2 - h_2^2) \frac{x - l_c}{L - l_c} - T}. \quad (3.72)$$

Прочие методы решения задач по безнапорной фильтрации и использование расчетов. Существует большое количество предложений по фильтрационным расчетам плотин самых различных схем, в частности плотин с зубом или ядром, доведенным до водоупора, и др. *

В частности, предлагаются таблицы для фильтрационного расчета земляных плотин с различными типами дренажей, а также плотин с зубом, которые могут ускорить выбор варианта.

Но эти предложения не охватывают всех схем, встречающихся в практике. Схематизация — подгонка схемы конкретного сооружения к известной для расчета схеме — может существенно повлиять на точность расчета, поэтому следует проверять решения на приборе ЭГДА.

Весьма важно для оценки устойчивости земляной плотины знать наивысшее положение кривой депрессии при колебаниях уровней воды в верхнем и нижнем бьефах, т. е. оценить влияние неустановившегося режима фильтрации.

Пространственный характер фильтрации, влияние выхода фильтрационного потока в тело плотины и основание со стороны берега могут сильно изменить предпосылки, заложенные в расчете. При этом пропускная способность дренажных устройств может оказаться недостаточной для отвода воды не только из плотины, но и их береговых участков.

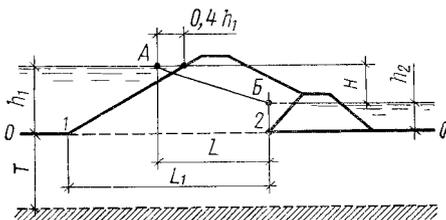


Рис. 3.26. Схема к расчету земляных плотин по методу контролирующего градиента напора

Фильтрационная прочность земляных плотин. Фильтрационная прочность земляных плотин и их оснований обеспечивается хорошим проектированием с подробным анализом грунтов и качественным выполнением строительных работ. Подробно эти вопросы рассмотрены в гл. 14. Однако случаи аварий земляных плотин показывают, что причинами разрушений явилась фильтрация на участках разрыхленных пород, по причине образования облегченных ходов фильтрации из-за плохой укатки и др., причинам, связанным, как правило, с ошибками в проекте или производстве строительных работ.

Раз такие факты все же имеются, предлагается [99], [100] оценивать фильтрационную прочность земляных плотин и их оснований методом контролирующего градиента, как это предлагается и при напорной фильтрации, при этом должно быть $J_{\text{к}} \leq (J_{\text{к}})_{\text{д}}$ (рис. 3.26).

По этому методу вся область фильтрации условно разделяется на две части: 1 — основание (при этом плотина принимается как водоупор), 2 — тело плотины (основание принимается как водонепроницаемое). На рис. 3.36 граница раздела показана плоскостью $0-0$.

Для основания при глубине водоупора $T = 0,5L_1$, $J_{\text{к}} = H / (L_1 + 0,88T)$. Значения $(J_{\text{к}})_{\text{д}}$ рекомендуется принимать теми же, что и для оснований при напорной фильтрации.

* Твердохлебов В. Г. Исследование фильтрации через земляную плотину на проницаемом основании при наличии более проницаемой прослойки, прорезанной зубом. Научные исследования по гидротехнике в 1970 г. М., 1971.

Для тела плотины J_K определяется построением расчетной прямой $A-B$. Тогда $J_K = H/L$. Значения $(J_K)_д$ принимаются в 1,5—2,0 раза больше, чем для оснований (табл. 3.2).

Легко убедиться, что для плотин даже с минимальными заложениями откосов $J_K \ll (J_K)_д$.

Фильтрация в теле бетонных плотин. Как уже было сказано в § 3.2, бетон как материал для плотины обладает пористостью в зависимости от его марки, поэтому в теле бетонной плотины возникает фильтрация воды, аналогичная фильтрации в грунтовых плотинах. Эта фильтрация оказывает вредное физико-химическое воз-

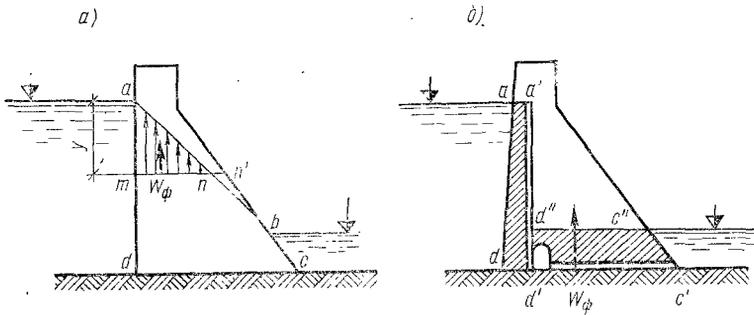


Рис. 3.27. Фильтрация воды в бетонных плотинах

действие на него, на напряженное состояние плотины: частицы бетона подвергаются всестороннему обжатию, взвешиванию (по закону Архимеда) и гидродинамическому давлению. Всестороннее обжатие частиц не имеет существенного значения, так как уменьшение их объема ничтожно и не влияет на напряженное состояние плотины в целом.

Взвешивающее действие фильтрации сказывается на всю зону плотины, лежащую ниже депрессионной поверхности фильтрующей воды. На рис. 3.27, *a* кривая депрессии представлена линией $a-b$. К этому надо добавить зону капиллярного подъема воды. Для сечения плотины mn' величина силы взвешивания определится площадью эпюры amn , т. е. равна $\gamma\Omega$, где γ — удельный вес воды. Однако взвешивающее давление передается не на всю площадь сечения mn , а на часть ее, занятую скелетом частиц. Это учитывается введением в формулу взвешивания коэффициента

$$W_\phi = \alpha_2 \gamma \Omega. \quad (3.73)$$

Значения коэффициента α_2 колеблются по данным многочисленных исследований от 0,43 до 0,95 и достигают максимума в растянутой зоне бетона, уменьшаясь с увеличением сжимающих напряжений. В среднем довольно часто принимают $\alpha_2 = 0,5$.

Учитывая, что момент силы $W_{взв}$ ухудшает напряженное состояние бетонной плотины, а фильтрующаяся вода оказывает вредное физико-химическое воздействие на бетон (см. гл. 7), в современных плотинах устраивают дренаж вблизи напорной грани пло-

тины в виде вертикальных трубчатых отверстий (дрен) или шахт. Как показано на рис. 3.27, б, профильтровывавшаяся через напорную грань вода собирается дренажами $a'd'$ и отводится галереями у основания $a'c'$ в нижний бьеф. Зона насыщения водой ограничивается штрихованной на рисунке площадью $aa'd''c''c'd$.

Практически все тело плотины (выше уровня нижнего бьефа) сухое, фильтрация не оказывает влияния на прочность бетона. Для уменьшения фильтрации в зоне напорной грани принимают различные меры: производят укладку особо плотного бетона, покрытие грани изоляционными материалами, иногда специальными экранами и др.

§ 3.5. ФИЛЬТРАЦИЯ ВОДЫ В СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ ГИДРОСООРУЖЕНИЙ

Особенности скальных оснований. Скальные породы обладают малой влагоемкостью и пористостью 0,5—0,8% в изверженных породах и 4—35% в осадочных породах (песчаники, известняки). Размер пор их так мал, что коэффициент фильтрации составляет обычно $A \cdot 10^{-6} \div A \cdot 10^{-9}$ см/с. Для сильно трещиноватых пород $K < A \cdot 10^3 \div A \cdot 10^{-4}$ см/с, что имеет место в верхних слоях скалы.

Фильтрация в скальных породах не следует закону Дарси, так как происходит в основном по трещинам. Размеры трещин могут измеряться долями миллиметров и метрами, образующимися в результате различных тектонических процессов и дислокаций (сбросы, сдвиги, изгибы слоев), выветривания, вскрытия породы выемками с применением взрывных работ и тому подобных искусственных воздействий. Трещины могут быть заполнены мелкими продуктами разрушения породы и обладать малой водопроницаемостью, но могут быть и открытыми, без заполнения; в районах вечной мерзлоты трещины заполнены льдом или смерзшимся грунтом. Скальные породы пронизаны трещинами на различную глубину в зависимости от их происхождения.

Теория потенциального движения грунтовых вод к скальным породам не применима. Лишь при рассмотрении большого массива равномерно трещиноватой с частыми мелкими трещинами породы можно условно говорить о некоторой аналогии.

Двигаясь по трещинам с некоторыми скоростями, фильтрационный поток теряет напор. Закон падения напора здесь неизвестен, но обычно принимается для случая плоской подошвы плотины в виде прямой.

Фильтрационный поток оказывает противодействие на плотину снизу вверх, как бы облегчая ее — уменьшая устойчивость на сдвиг, может вымывать породы, входя во взаимодействие с солями (химическая суффозия), вымывать заполнитель трещин (механическая суффозия). Породы могут изменять свои прочностные качества при намокании.

Определение фильтрационного противодействия. Фильтрация происходит по порам, трещинам и фильтрационное противодействие

ние, передаваемое на сооружение, логично считать действующим не по всей площади подошвы, а по площади этих трещин и шор. Если коэффициент площади передачи давления обозначить через α_2 , то тогда объемная сила взвешивания фильтрационного потока будет передаваться на площадь подошвы сооружения $\alpha_2 b$, где b — площадь 1 м сооружения. Значение коэффициента α_2 связано с конкретной скальной породой, размерами трещин. Определению его посвящена большая литература. По соображениям М. М. Гриши-

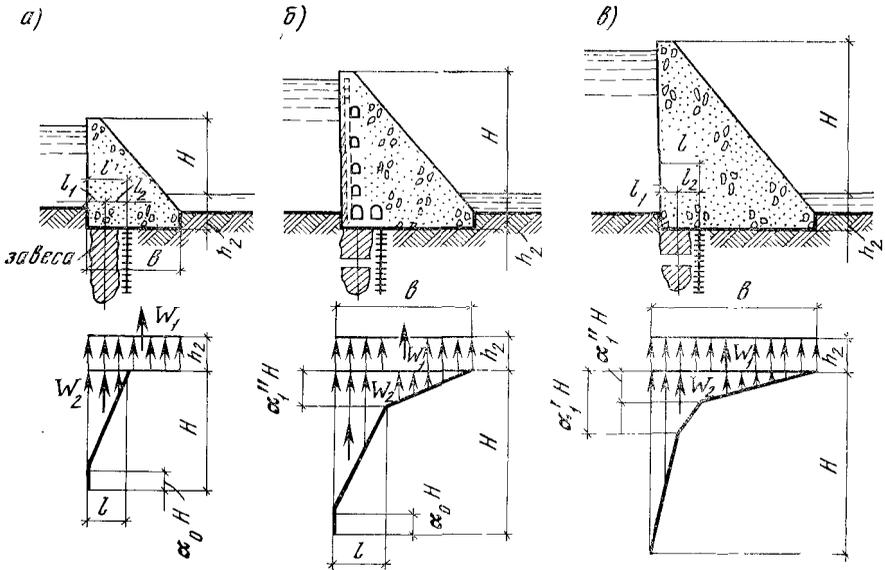


Рис. 3.28. Эпюры противодействия при скальных основаниях

на, $\alpha_2 = 0,7 \div 0,95$, по экспериментальным данным значения α_2 могут быть на много меньше. Учитывая неопределенность в этом вопросе и важность его, рекомендуется принимать (в запас) $\alpha_2 = 1$, чего физически быть не может.

Для снятия фильтрационного противодействия устраивают противофильтрационные завесы, аналогичные шпунтовым завесам, и вертикальный дренаж, располагаемый за завесой и снимающий оставшийся непогашенный завесой напор.

В зависимости от материала, с помощью которого выполняются эти завесы, их называют цементационной (сокращенно цемзавеса), битумной, глинистоцементационной и др. Устраиваются они в верхней части подошвы плотины (рис. 3.28).

Полное противодействие определяется как сумма взвешивающего давления W_1 и фильтрационного W_2 .

Эпюра взвешивающего давления на плоскость подошвы принимается прямоугольной и при сложных очертаниях подземного контура — по фактическому очертанию.

В случае прямоугольной эпюры

$$W_1 = \alpha_2 \gamma h_2 b. \quad (3.74)$$

Эпюра W_2 строится в зависимости от высоты и наличия завес, дренажа. За цементационной завесой удельная объемная сила фильтрационного взвешивания падает до величины $\alpha_1 H$, где α_1 — коэффициент уменьшения напора, равный $0,3 \div 0,6$ в зависимости от глубины завесы, соотношения водопроницаемости завесы и породы основания. Как минимум необходимо, чтобы проницаемость завесы была в $7 \div 10$ раз меньше проницаемости скалы. Расположение дренажа за завесой особенно эффективно, поскольку приводит к снижению коэффициента α_1 до $0,1 \div 0,3$.

Изучению объемных сил фильтрационного взвешивания (сложному и далеко не выясненному явлению) мировая практика уделяет большое внимание, и во всех нормах проектирования плотин приводятся те или иные рекомендации по его учету.

По «Нормам и техническим условиям проектирования бетонных гравитационных плотин на скальных основаниях» (СН 123—60) рекомендуется определять фильтрационное давление на подошву плотин с дренажем следующим образом:

1. Для низконапорных плотин при $H < 25$ м (рис. 3.28, а)

$$W_2 = 0,5\gamma H (1 - \alpha_0) l \alpha_2. \quad (3.75)$$

2. Для средненапорных сооружений при $25 < H < 75$ м (рис. 3.28, б)

$$W_2 = 0,5\gamma H [l (1 - \alpha_0) + b \alpha_1'] \alpha_2. \quad (3.76)$$

3. Для высоких напоров при $H > 75$ м (рис. 3.28, в)

$$W_2 = 0,5\gamma H [l_1 (1 + \alpha_1' - \alpha_1'') + l_2 \alpha_1' + b \alpha_1''] \alpha_2, \quad (3.77)$$

где α_0 — коэффициент, характеризующий потери напора по пути фильтрации через толщу скалы основания, в обычных расчетах не учитывается; α_1' и α_1'' — коэффициенты давления по оси завесы и дренажа соответственно; l_1 и l_2 — показывают местоположение оси завесы и дренажа, $l = l_1 + l_2$.

В СНиП II-И. П—73 остаточный фильтрационный напор по оси цемзавесы $h_{ц}$ и по оси дренажа $h_{д}$ в долях от напора H рекомендуется принимать по табл. 3.4, а также по СНиП II-54—77.

Для гравитационных плотин облегченной конструкции разрешается ординату эпюры фильтрационного противодействия в начале полости или проема принимать равной 0, а для плотин с расширенными швами нулевая ордината эпюры противодействия может быть принята на расстоянии ширины суженной части от начала полости. Граденты напора на завесе $J_{дон} = 15 \div 30$.

Суффозия пород основания. Наиболее существенную роль в скальных основаниях может играть химическая суффозия, проявляющаяся в тех случаях, когда в составе породы имеются легковыщелачиваемые вещества: гипс, ангидрит, каменная соль. Для предотвращения ее используют обычно четыре метода:

Типы бетонных плотин	$h_0/H = a'_1$		$h_{\text{к}}/H = a''_1$	
	Сочетания нагрузок			
	основные	особые	основные	особые
Гравитационные плотины:				
низкие	0,3	0,4	0,0	0,15
средние	0,4	0,5	0,15	0,25
высокие	0,5	0,6	0,25	0,35
Массивно-контрфорсные плотины	0,4	0,5	0,0	0,0
Арочные плотины	0,5	0,6	0,25	0,35

1) перехват с помощью дренажа под понуром фильтрационного потока до цемзавесы, чтобы не было разрушения основания под плотиной (рис. 3.29, а);

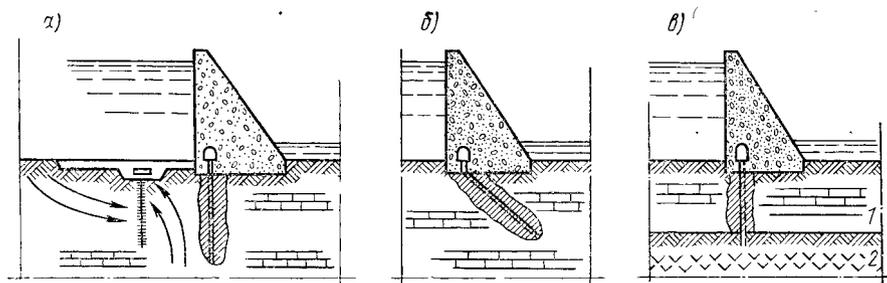


Рис. 3.29. Схема мероприятий по борьбе с химической суффозией:

а — понур и дренаж перед сооружением; б — наклонные завесы; в — завесы до нерастворимых пород

2) устройство наклонной в сторону нижнего бьефа цемзавесы для отклонения фильтрационного потока от основания (рис. 3.29, б);

3) создание глубоких завес, пересекающих суффозионные породы и доходящих до нерастворимых пород (рис. 3.29, в);

4) создание понуров, удлиняющих путь фильтрации и снижающих тем самым темп выщелачивания: вода, которая подходит под плотину, уже обогащена растворимыми веществами, что понижает растворяющую ее способность.

Из-за химической суффозии разрушились плотины Остин в Техасе, Бирс около Базеля и др.

При наличии в трещинах основания мелкозернистого заполнителя для предотвращения их выноса (механическая суффозия) дренаж оборудуют специальными фильтрами.

Для предотвращения механической суффозии материала, заполняющего трещины, в Указаниях по проектированию противofильтрационных устройств подземного контура бетонных плотин на скальных основаниях [142] рекомендуется выдерживать условие, чтобы действующий градиент напора был меньше критического градиента суффозии материала заполнителя трещины ($J_v < J_{кр}$), назначаемого на базе исследований по специальной программе. Приводятся также формулы для определения критического градиента при суффозии, контактном размыве несвязных, связных грунтов. Из условий обеспечения фальтрационной прочности скальных пород при наличии тектонических трещин рекомендуются схемы фундаментной части плотин.

§ 3.6. ФИЛЬТРАЦИЯ ВОДЫ В ОБХОД СООРУЖЕНИЙ (В БЕРЕГАХ)

Общие условия обходной фальтрации. Меры ее регулирования.

Всякое жесткое водоподпорное сооружение из бетона, дерева сопрягается с земляными плотинами или с берегами с помощью сопрягающих конструкций.

В зоне примыкания, как уже отмечалось в § 3.1, подпорного сооружения к водопроницаемому грунту берега, земляной плотине возникает обходная фальтрация.

Сопрягающие устои представляют собой стены, за которыми со стороны земляной плотины (берега) насыпан грунт (обратная засыпка), вплотную примыкающий к стенам. Вода из верхнего бьефа фальтрует в этом насыпном грунте, выходит в нижний бьеф (см. рис. 3.1, б, 3.30, а), создает свободную депрессионную поверхность, отметки которой в верхнем бьефе соответствуют отметке верхнего бьефа, в нижнем бьефе — отметке нижнего бьефа (рис. 3.30, ж). Поскольку грунт ниже депрессионной поверхности насыщен водой, то на стенку действует гидростатическое давление, которое надо уметь определить для расчета устойчивости и прочности стенки.

Можно регулировать обходную фальтрацию приданием сопрягающим сооружениям различной конструктивной формы.

Устой в плане имеет вид продольной подпорной стенки $a—b$ (рис. 3.30, а), которой может быть непосредственно блок сопрягаемого сооружения, например боковая граница секции бетонной плотины. К устою с верховой стороны $a—d$ и с низовой $b—c$ примыкают верховой и низовой сопрягающие открьлки, которые выполняются обычно в виде подпорных стенок. Устой и открьлки проектируют такой формы, чтобы они не только воспринимали нагрузку от насыпи, но и выполняли роль противofильтрационной конструкции. На рис. 3.30, а волнистой линией условно показаны урезы воды в верхнем и нижнем бьефах.

Могут быть и другие схемы, как различные сочетания отдельных показанных элементов.

Расчет фальтрационного давления на стены сопрягающих конструкций (устоев). Линию контакта устоя с грунтом примыкающей земляной плотины или берегом $1—2—3—4—5—5—7—8—9$ (см. рис. 3.1, б) можно по аналогии с фальтрацией под плотиной называть обходным контуром устоя.

Если устой не сопрягается с водоупором в основании, то обходная фальтрация представляет сложную пространственную кар-

тину, так как фильтрационный поток формируется из напорной фильтрации под плотиной и безнапорной фильтрации в обход устоя и со стороны берега.

Если не учитывать влияния напорного фильтрационного потока под водоподпорным сооружением, то характер обходной безнапорной фильтрации можно изобразить линиями тока (см. рис. 3.1, б)

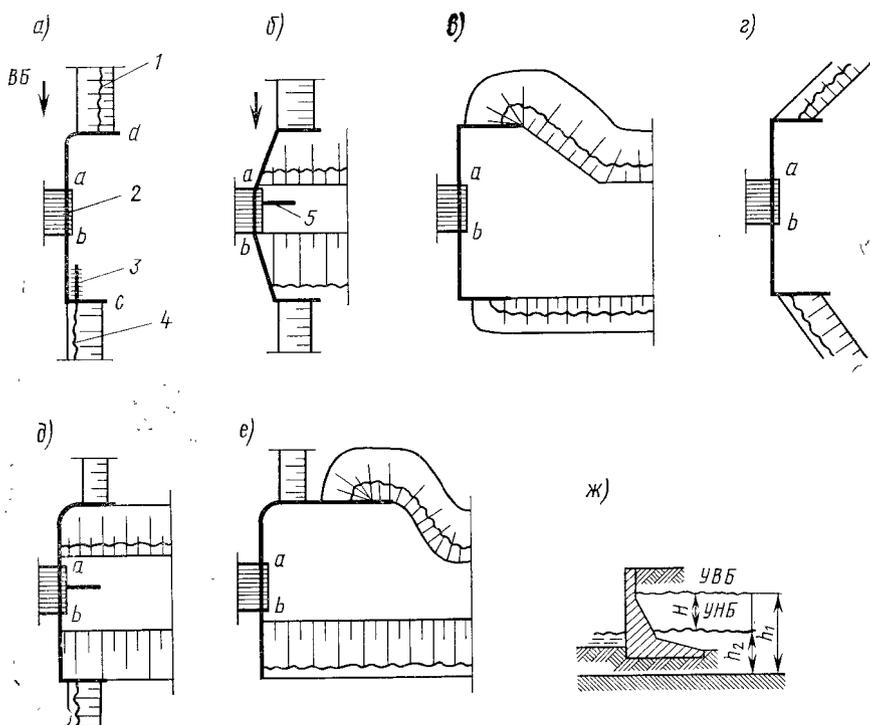


Рис. 3.30. Схемы устоев:

1 — урез воды верхнего бьефа; 2 — примыкающие сооружения (плотина, ГЭС); 3 — дренаж; 4 — урез воды нижнего бьефа; 5 — шпора

и гидроизогипсами, представляющими поверхность фильтрационного потока. По гидроизогипсам можно судить о глубинах фильтрационного потока в зоне устоя. Глубины воды непосредственно у контура устоя можно определить, используя метод, аналогичный методу расчета напорной фильтрации под напорными сооружениями. Гидроизогипсы представляются линиями равных напоров плоского напорного потока с $h_r = \text{const}$.

Переход от h_r к отметкам гидроизогипс (отсчитываемым от плоскости водоупора) ведут по формуле

$$h = \sqrt{h_2^2 + (h_1^2 - h_2^2) h_r} \quad (3.78)$$

Учитывая, что в любой точке i (см. рис. 3.1, б) напор для флюتبета типа, как на рис. 3.31

$$h_r = \frac{h_i}{H} = \frac{(\sum \zeta)_{i-9}}{\sum \zeta}, \quad (3.79)$$

а также, что

$$H = h_1 - h_2, \quad (3.80)$$

получим формулу для определения глубины воды для точки i (отсчитываемой от плоскости водоупора) при безнапорной фильтрации

$$h = \sqrt{h_2^2 + (h_1 + h_2) h_i}, \quad (3.81)$$

где h_i определяется для точки i флюتبета при напорной фильтрации; H — напор как разность уровней верхнего и нижнего бьефов; $\sum \zeta$ — сумма коэффициентов сопротивления всего «подземного контура» устоя; $(\sum \zeta)_{i-9}$ — сумма коэффициентов сопротивления участка $i-9$.

При расчете напорной фильтрации методом коэффициентов сопротивления надо знать расчетное значение водоупора $T_{расч}$. Для данной задачи

$$T_{расч} = 0,5l_0, \quad (3.82)$$

где l_0 — длина горизонтальной проекции устоя.

Для уменьшения гидростатического давления на устоя надо понизить поверхность депрессии у устоя. Это достигается устройством за обратной стенкой дренажа (см. рис. 3.30, а). Однако это увеличит фильтрационный расход и градиенты фильтрации, что может отразиться на общей фильтрационной прочности грунта засыпки устоя.

Определение фильтрационного расхода. Связь удельного расхода за устоем при безнапорной фильтрации с приведенным расходом q_r для флюتبета при напорной фильтрации рассчитывают по формуле

$$q = q_r k (h_1^2 - h_2^2) 0,5, \quad (3.83)$$

где q_r — приведенный расход (при $H=k=1$) напорной фильтрации для флюتبета с контуром, соответствующим контуру устоя в плане.

Учет при расчете плотины фильтрационного потока в обход устоя. Фильтрационное давление на продольную стенку устоя и ее подошву больше, чем на подошву рядом расположенного водоопорного сооружения, так как

$$\frac{h_1 + h_2}{h + h_2} h_r = \frac{h - h_2}{h_1 - h_2}, \quad (3.84)$$

т. е.

$$\frac{h - h_2}{h_1 - h_2} < h_r. \quad (3.85)$$

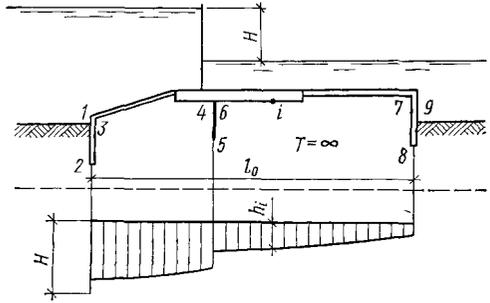


Рис. 3.31. Схема обходной фильтрации (читается совместно с рис. 3.1)

Это вызывает течение подземных вод от устоя к сооружению и увеличивает противодавление на него против определенного в условиях плоской задачи, поэтому обычно стремятся разделить фильтрационные потоки забивкой шпунта под всем контуром устоя.

Учет фильтрационного потока со стороны берега. Гидрогеологические условия речной долины могут осложнить фильтрационный поток из верхнего бьефа в нижний за счет притока грунтовых вод со стороны берегового склона. Задачи по фильтрации воды в обход сопрягающих сооружений с учетом притока воды со стороны берега, а также при наличии в основании пластов грунтов с различными коэффициентами фильтрации решены В. И. Аравиным, П. Н. Веригиным, В. П. Недрига.

Фильтрация в обход сооружения при скальных основаниях рассматривается так же, как и при нескальных основаниях: на участках сопряжения строят карты гидроизогипс и гидроизопьез. При этом целесообразно рассматривать значительные площади, охватывающие верхний и нижний бьефы. По ним определяются, учитывая геологию, наиболее опасные в фильтрационном отношении места.

Фильтрационная прочность грунта обратной засыпки устоя. На контакте грунта обратной засыпки с бетоном устоя возможно наличие случайных облегченных ходов фильтрации за счет несовершенства расчетов по деформации устоя при изменении нагрузки, температуры, разрыхления грунта или недоуплотнения в отдельных местах контакта, оставления опалубки и т. п. Поэтому здесь также целесообразно делать расчет достаточности длины «подземного контура» устоя. Р. Р. Чугаевым были обработаны статистические данные по 97 устоям. Они рекомендуют для расчета общей фильтрационной прочности грунта обратной засыпки использовать тот же метод, что и при напорной фильтрации под флотбетами плотин. Должно быть выдержано условие $J_k \leq (J_k)_д$.

Для определения $(J_k)_д$ рекомендуется пользоваться табл. 3.2.

**ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ
СООРУЖЕНИЯ****§ 4.1. ЗНАЧЕНИЕ ТЕМПЕРАТУРНО-ВЛАЖНОСТНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ
ДЛЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ**

Гидротехнические сооружения работают в сложных температурно-влажностных условиях, непрерывно изменяющихся во времени. Изменение температуры в сооружениях происходит вследствие воздействия колебаний температуры окружающей среды (воды, воздуха), искусственного разогрева или охлаждения конструкции, теплового потока из недр основания и других факторов.

Влажностные изменения связаны в основном с процессами высыхания или увлажнения материала.

Как температурные, так и влажностные изменения вызывают нежелательные явления, которые осложняют работу сооружения и уменьшают его долговечность.

Влияние температурных воздействий на бетонные сооружения. Температурный бетонного сооружения начинает формироваться с момента его изготовления — укладки бетона в блоки, на которые разбит массив плотины. Температура бетонной смеси, укладываемой в блок, обычно отличается от температуры наружного воздуха. Зимой бетонную смесь приготавливают с более высокой температурой, летом — с более низкой по сравнению с температурой воздуха. Возникающий температурный перепад в дальнейшем изменяется за счет экзотермического разогрева бетона, при этом происходит одновременное охлаждение блока с поверхностей. Остывание бетонного блока прерывается (или замедляется) укладкой бетона в соседние блоки, осложняется воздействием температуры окружающей среды и мероприятиями по уходу за бетоном (поливом, искусственным охлаждением и др.).

После возведения сооружения и полного остывания бетонной кладки температурный режим определяется колебаниями температуры наружной среды. Непрерывное изменение температуры бетонного сооружения вызывает изменение его напряженного и деформированного состояния.

В свободно деформирующихся бетонных конструкциях температурные колебания вызывают изменение размеров отдельных элементов сооружения, что приводит к нарушениям стыков или швов между ними. В конструкциях, подверженных напору воды, эти нарушения могут вызвать усиление фильтрации воды через сооружение и увеличение фильтрационного давления. Особую опасность может представить температурное раскрытие швов в подземном контуре сооружения, наблюдаемое в зимний период, вследствие чего происходит возрастание величины фильтрационного давления под плотиной (вместо W_{ϕ}' эпюра W_{ϕ}'' , рис. 4.1) и, следовательно, уменьшение устойчивости сооружения против сдвига.

В заземленных конструкциях, в которых деформации не могут развиваться свободно, изменение температуры приводит к развитию температурных напряжений, которые являются причиной образования трещин (рис. 4.2). Трещинообразование в бетоне — наиболее опасное последствие температурных воздействий. Трещины на напорной грани сооружения приводят к увеличению фильтрации через сооружение, коррозионному разрушению материала и к выключению бетона из работы на растяжение. Вертикальные трещины, направленные поперек движения потока, приводят к изменению статической схемы работы сооружения и в некоторых случаях к потере несущей способности конструкции.

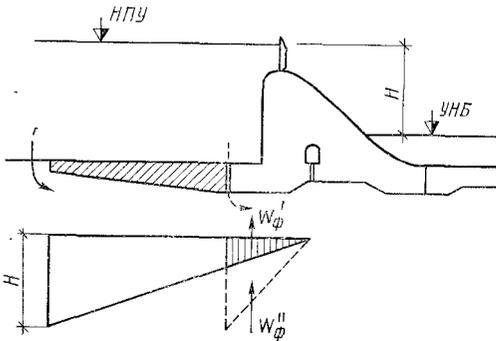


Рис. 4.1. Раскрытие шва между понуром и телом плотины в зимний период:

W_{ϕ}' — фильтрационное давление до образования щели; W_{ϕ}'' — то же, после образования щели

Изменение температуры, которое вызывает попеременное замораживание и оттаивание бетона, приводит к его механическому разрушению. Особенно интенсивно этот процесс происходит в зоне частых колебаний уровня воды верхнего или нижнего бьефа в зимний период (например, при периодическом включении в работу гидроэлектростанции).

В районах с суровым климатом воздействие температуры в зимний период может вызвать замерзание воды в дренах, устраиваемых для отвода воды в нижний бьеф, и тем самым существенно изменить фильтрационный режим сооружения.

Влияние температурных воздействий на земляные сооружения. На работу земляных сооружений в основном влияет воздействие отрицательных температур.

Изменение температуры, вызывающее промораживание грунта, приводит к ряду нежелательных последствий: пучению глинистых грунтов, снижению их прочности при оттаивании и др. Для борьбы с этим следует располагать глиняные части плотины ниже зоны промерзания грунта или защищать их теплоизоляционным покрытием.

При промерзании грунта в водонасыщенной зоне земляной плотины со стороны нижнего бьефа происходит подъем депрессионной поверхности фильтрующей воды и возможен выход ее на откос; весной же при быстром оттаивании грунта может произойти оползание откоса (рис. 4.3).

В ряде случаев используют благоприятное воздействие отрицательных температур для создания водонепроницаемых льдогрунтовых конструкций. Например, для ограждения котлованов под водосливную плотину и здание гидроэлектростанции на Горьковском

гидроузле была создана в грунте льдогрунтовая завеса, позволявшая надежно оградить котлованы от притока фильтрационных вод. Искусственное промораживание грунтов применяют также при проходке шахт и туннелей в водонасыщенных пльвунных грунтах.

Влияние температурных воздействий для сооружений в районах распространения многолетних мерзлых грунтов «вечной мерзлоты» изложено в гл. 16.

Основные задачи термических расчетов. Для учета влияния температурно-влажностных явлений в гидротехнических сооружениях, выработки мер по их регулированию и борьбы с ними необходимо при проектировании сооружений рассчитывать температурно-влажностный режим сооружения; определять

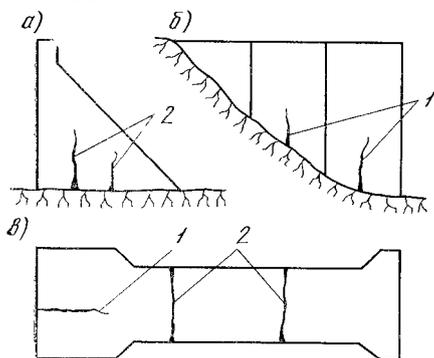


Рис. 4.2. Температурные трещины в бетонных плотинах:

а — вертикальные трещины (2), направленные поперек движения потока; *б* — трещины (1) на напорной грани сооружения; *а* — плановое расположение трещин (1, 2)

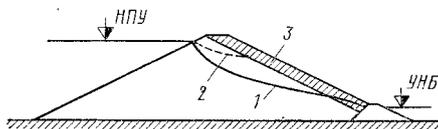


Рис. 4.3. Схема фильтрации воды через земляную плотину при промерзании низового откоса:

1 — положение депрессионной кривой до промерзания; 2 — то же, после промерзания слоя грунта 3

напряжения, возникающие в результате колебания температуры и влажности; оценивать физико-механические последствия указанных явлений.

Как температурные, так и влажностные изменения при постоянной температуре протекают по одинаковым закономерностям*, что позволяет ограничиться рассмотрением только температурной задачи.

Следует также иметь в виду, что влажностные изменения проникают в глубь сооружения с очень малой скоростью, захватывают лишь поверхностные слои и, следовательно, по сравнению с температурными изменениями в гораздо меньшей степени сказываются на работе сооружения. Изменение влажности бетона в процессе его твердения, вызывающее усадочные деформации, проявляется лишь в начальный период времени после укладки бетона и может приближенно учитываться эквивалентным изменением температуры.

* Процесс влагопередачи через конструкции более сложен, поскольку он сопровождается изменением агрегатного состояния влаги и в реальных условиях протекает при переменных температурах.

§ 4.2. ФАКТОРЫ, ОПРЕДЕЛЯЮЩИЕ ТЕМПЕРАТУРНЫЙ РЕЖИМ СООРУЖЕНИЯ

Температурный режим бетонных сооружений в строительном периоде определяется следующими факторами: температурой бетонной смеси, укладываемой в сооружение; экзотермическим разогревом бетона; температурой наружного воздуха; температурой основания, на которое укладывается бетон; мероприятиями по регулированию температурного режима и уходу за бетоном (приме-

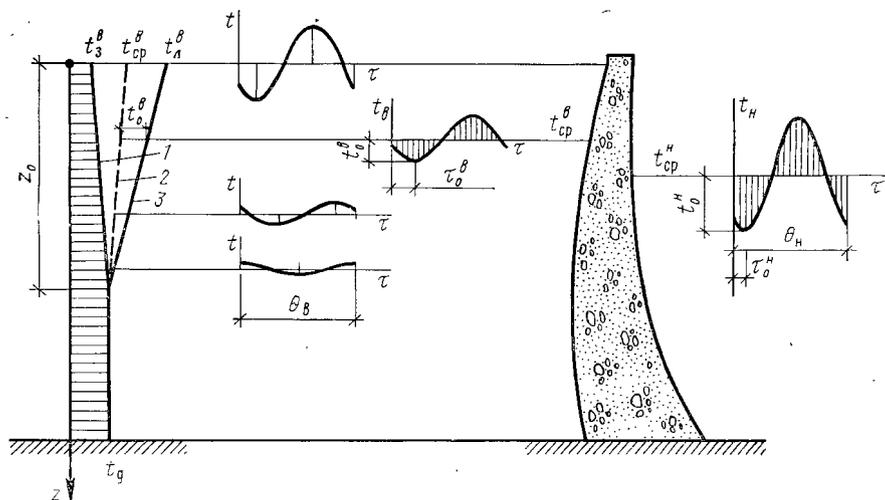


Рис. 4.4. Изменения температуры наружной среды:

1 — кривая распределения температур воды водохранилища в зимний период; 2 — то же, среднегодовых; 3 — то же, в летний период

нением теплоизоляционной опалубки, поливом водой, трубным охлаждением бетона, устройством шатров, периферийным электрообогревом и др.).

В эксплуатационном периоде температурный режим сооружения зависит от температурных изменений наружной среды (воды, воздуха), теплового потока от основания и может регулироваться устройством специальных теплоизолирующих покрытий и искусственным обогревом или охлаждением сооружения. Рассмотрим некоторые из перечисленных факторов.

Изменение температуры наружной среды (рис. 4.4) во времени имеет циклический характер и может быть представлено в виде суммы гармонических колебаний

$$t_H = t_0 \cos \omega \tau, \quad (4.1)$$

где t_H — температура воздуха в момент времени τ ; t_0 — амплитуда колебаний температуры; $\omega = 2\pi/\Theta$ — угловая частота колебаний; Θ — период колебаний.

Практически для выражения температурных колебаний наружного воздуха принимают сумму годовых, суточных и в некоторых случаях месячных или декадных гармоник колебаний.

Параметры гармоник колебания определяют путем обработки метеорологических данных и выявления наиболее характерных периодов колебаний.

В общем виде выражение температуры наружного воздуха может быть записано в виде

$$t_n = t_{\text{ср}}^n - \sum_n t_0^n \cos(\omega_n \tau + \varphi_0^n), \quad (4.2)$$

где $t_{\text{ср}}^n$ — среднегодовая температура наружного воздуха; $\varphi_0^n = \omega_n \tau_0^n$ — начальный сдвиг фаз колебаний, учитывающий несоответствие по времени начала колебаний τ_0^n с началом отсчета времени; t_0^n , ω_n , φ_0^n , τ_0^n — параметры колебания температуры для гармоники n .

В дальнейшем обозначены параметры колебаний с индексом 1 или одним штрихом — для годовой, с индексом 2 или двумя штрихами — для месячной, с индексом 3 или тремя штрихами — суточной гармоник.

Средние значения параметров колебаний в нашей стране составляют:

$t_{\text{ср}}^1$ от -5 до $+15^\circ \text{C}$, амплитуда годовых колебаний $t_0^1 = 12 \div 22^\circ \text{C}$, месячных — $t_0^2 = 8 \div 15^\circ \text{C}$, суточных — $t_0^3 = 7 \div 10^\circ \text{C}$.

Изменения температуры воды водохранилища вызываются в основном температурными колебаниями воздуха. Эти колебания, проникая в глубь воды, затухают, изменяясь по амплитуде и сдвигу фаз. Суточные и месячные колебания вследствие большой тепловой инерционности воды, практически проявляются лишь у поверхности воды и в расчетах обычно не учитываются. Годовое колебание температуры проникает на глубину $50 \div 60$ м, ниже этой глубины температура воды остается постоянной и равно для водоемов в нашей стране $4 \div 8^\circ \text{C}$.

Следовательно, температура воды переменна по глубине водохранилища и для каждой глубины записывается

$$t_B = t_{\text{ср}}^B - t_0^B \cos(\omega_B \tau + \varphi_0^B), \quad (4.3)$$

где $t_{\text{ср}}^B$ — среднегодовая температура воды в рассматриваемом сечении.

Параметры температурных изменений воды водохранилища по его глубине устанавливают по данным аналогов или на основании прогнозирования*. Приблизительно указанные параметры могут быть определены по эмпирическим зависимостям, предложенным

* Пехович А. И. Тепловой расчет глубоких водохранилищ в предледоставный период. — Гидротехническое строительство, 1959, № 11.

Р. Пришку*, которые могут быть записаны в следующем виде:

$$\begin{aligned} t_{\text{ср}}^{\text{в}} &= t_{\text{л}} + (m t_{\text{ср}}^{\text{н}} - t_{\text{л}})(1 - z/z_0)^2; \\ t_0^{\text{в}} &= t_0' (1 - z/z_0)^2; \\ \varphi_0^{\text{в}} &= \varphi_0' - 90 \sqrt{z/z_0}, \end{aligned} \quad (4.4)$$

где $t_{\text{л}}$ — температуры воды на глубине $z \geq z_0$; m — коэффициент, равный 1,6; z — глубина погружения рассматриваемого сечения; z_0 — глубина затухания температурных колебаний, принимаемая равной 50 ÷ 60 м; t_0' и φ_0' — амплитуда и сдвиг фазы годового колебания температуры наружного воздуха.

Для поверхностного слоя воды в пределах $z = 0 \div 5$ м параметры температуры принимаются одинаковыми и определяются по формулам (4.4) при $z = 5$ м.

При расчетах температурного режима сооружений с применением современных ЭВМ представляется возможным использовать числовые значения естественного хода температур наружного воздуха и воды водохранилища без аппроксимации указанных функций по гармоническому закону.

Температурные воздействия окружающей среды проявляются также в виде *солнечной радиации*, вызывающей изменение температуры поверхности сооружения. Дополнительная амплитуда колебаний температуры поверхности сооружения от солнечной радиации $t_0^{\text{с}}$ составляет 4 ÷ 5° С и более и может быть определена согласно зависимости

$$t_0^{\text{с}} = Q_0/a_n, \quad (4.5)$$

где Q_0 — максимальное значение лучистой энергии, Вт/м² (ккал/м² · ч); a_n — коэффициент теплопередачи на поверхности, Вт/м² · °С (ккал/м² · ч · град).

Влияние *температуры основания* сооружения в расчетах обычно учитывается в виде теплового потока из недр основания или заданием расчетной температуры грунта на нижней границе проникновения температурных колебаний в глубь основания.

Экзотермический разогрев бетона. Температурный режим бетонного сооружения в период его возведения определяется в основном тепловыделением (экзотермией) цемента (см. гл. 7). Общее количество тепла, выделяемое при гидратации цемента, зависит от рода и марки цемента и изменяется в пределах от 120 до 320 кДж/кг (30 ÷ 80 ккал/кг) и более (рис. 4.5).

Основная масса тепла от экзотермии выделяется в первые 6—7 дней после приготовления бетона, когда выделяется до 90% от общего количества тепла \mathcal{E} . При этом наиболее интенсивно тепловыделение происходит в первые двое суток (максимум достигается через 8 ÷ 12 ч после затворения бетона), в дальнейшем процесс за-

* Priscu P. Contributii la calculul termoelastic al barajelor arcuite Etudes de geotechnique, fondations et constructions hydrotechniques, tome XIV. Bucuresti, 1969.

тухает. Интенсивность тепловыделения зависит также от температуры бетона: при высокой температуре процесс ускоряется, при низкой замедляется.

Величина экзотермического подъема температуры в адиабатических условиях, т. е. без учета потерь тепла, может быть подсчитана по формуле

$$\Delta t_{\text{э}} = \frac{\text{ЭЦ}}{C_p}, \quad (4.6)$$

где Э — тепловыделение цемента, Дж/кг (ккал/кг); Ц — расход цемента в бетоне, кг/м³; С — теплоемкость бетона, Дж/кг·°С (ккал/кг·°С); ρ — плотность бетона, кг/м³.

Подъем температуры бетона от экзотермии зависит от вида и расхода цемента и может достигать значительной величины до 25 ÷ 36° С.

В расчетах температурного режима сооружения кривая тепловыделения приближенно представляется эмпирической зависимостью вида

$$\text{Э}(\tau) = \text{Э}_{\text{max}}(1 - e^{-\gamma\tau}), \quad (4.7)$$

где Э_{max} = ЭЦ — общее тепловыделение цемента, Дж/м³; γ — коэффициент, зависящий от свойств цемента, для портландцемента γ = 0,012 ÷ 0,014 ч⁻¹; τ — время твердения, ч.

И. Д. Запорожцем для величины тепловыделения предложена следующая зависимость:

$$\text{Э}(\tau) = \text{Э}_{\text{max}} \left[1 - (1 + A_{20}\tau)^{-\frac{1}{m-1}} \right], \quad (4.8)$$

где A₂₀ — коэффициент темпа роста тепловыделения при температуре +20° С, A₂₀ = 0,01 ÷ 0,15 ч⁻¹; 1/(m-1) — показатель, зависящий от свойств цемента, принимаемый равным для портландцемента 0,833.

§ 4.3. ОСНОВНЫЕ ЗАВИСИМОСТИ ТЕОРИИ ТЕПЛОПРОВОДНОСТИ

Дифференциальное уравнение теплопроводности. Для учета температурных воздействий на работу гидротехнических сооружений необходимо знать температуру *t* в любой точке конструкции с координатами *x*, *y*, *z* в заданный момент τ, т. е. определять функцию $t = f(x, y, z, \tau)$.

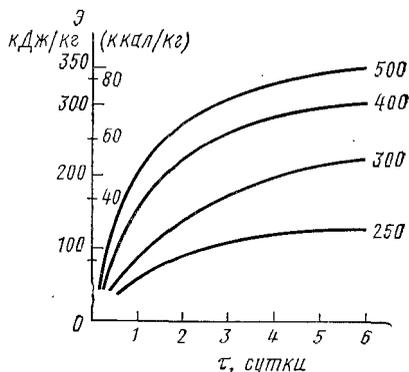


Рис. 4.5. Кривые общего тепловыделения цемента разных марок

Распределение температуры в твердых телах подчиняется дифференциальному уравнению, которое в общем случае имеет вид [52]:

$$\frac{\partial t}{\partial \tau} = a \left(\frac{\partial^2 t}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial z^2} \right) + \frac{q_0}{c\rho} = a \nabla^2 t + q_0/c\rho, \quad (4.9)$$

где $a = \lambda/c\rho$ — коэффициент температуропроводности материала, $\text{м}^2/\text{с}$; для бетона $a = (0,55 \div 1,1) 10^{-6}$ ($0,002 \div 0,004 \text{ м}^2/\text{ч}$); λ — коэффициент теплопроводности материала, $\text{Вт}/\text{м} \cdot ^\circ\text{С}$, для бетона $\lambda = 1,3 \div 2,3$ ($1,1 \div 2,3 \text{ ккал}/\text{м} \cdot \text{ч} \cdot ^\circ\text{С}$); c — удельная теплоемкость материала, $\text{Дж}/\text{кг} \cdot ^\circ\text{С}$, для бетона $c = 0,92 \div 1,1$ ($0,22 \div 0,27 \text{ ккал}/\text{кг} \cdot ^\circ\text{С}$); ρ — плотность материала, $\text{кг}/\text{м}^3$; q_0 — интенсивность тепловыделения от внутреннего источника (например, экзотермия), $\text{Вт}/\text{м}^3$.

При отсутствии внутреннего тепловыделения уравнение теплопроводности принимает вид уравнения Фурье:

$$\frac{\partial t}{\partial \tau} = a \nabla^2 t. \quad (4.10)$$

Рассмотренные выражения относятся к нестационарному процессу, т. е. зависящему от времени τ .

При стационарном процессе, когда температура не зависит от времени τ , уравнение (4.10) принимает вид уравнения Лапласа

$$\nabla^2 t = 0. \quad (4.11)$$

В формулах (4.9) ÷ (4.11) и в дальнейшем для простоты записей температурная функция обозначается через t , при этом полная ее запись для нестационарного процесса в условиях трехмерной задачи — $t(x, y, z, \tau)$, двухмерной задачи — $t(x, y, \tau)$ и т. д.

Виды краевых граничных условий. Для решения температурной задачи в конкретных условиях необходимо задать начальное распределение температуры в сооружении, которое обычно записывается в виде функции $t = f(x, y, z, \tau = 0)$ и граничные условия на контуре тела, которые имеют следующие виды: а) I рода — в виде значения температурной функции; б) II рода — в виде величины теплового потока q , $\text{Вт}/\text{м}^2$ ($\text{ккал}/\text{м}^2 \cdot \text{ч}$); в) III рода — в виде значения температуры наружной среды (воздуха, воды) и условия теплопередачи на поверхности сооружения, выражаемого следующей зависимостью:

$$-\lambda \frac{\partial t}{\partial y} = \alpha_n (t_{\text{н.п}} - t_n), \quad (4.12)$$

где $t_{\text{н.п}}$ — температура наружной поверхности; t_n — температура наружной среды (воздуха); α_n — коэффициент теплопередачи, $\text{Вт}/\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С}$; для контакта «воздух — бетон» $\alpha_n = 7 \div 47$ ($6 \div 40 \text{ ккал}/\text{м}^2 \cdot \text{ч} \cdot ^\circ\text{С}$); для контакта «вода — бетон» $\alpha_n = 500 \div 5000$ ($400 \div 4000 \text{ ккал}/\text{м}^2 \cdot \text{ч} \cdot ^\circ\text{С}$), на практике принимают $\alpha_n = \infty$; г) гра-

нические условия IV рода — в виде равенства температур $t_{1к}$ и $t_{2к}$ и тепловых потоков на контакте двух тел 1 и 2, т. е.

$$t_{1к} = t_{2к}; \lambda_1 \frac{\partial t_1}{\partial y} = \lambda_2 \frac{\partial t_2}{\partial y}.$$

При изменении агрегатного состояния тела (промерзание или оттаивание талого грунта) указанное условие на контакте между мерзлым (λ_m) и талым (λ_t) грунтом записывается в виде

$$\lambda_m \frac{\partial t_m}{\partial y} = \lambda_t \frac{\partial t_t}{\partial y} \pm \sigma \omega \rho \frac{\partial \xi}{\partial v},$$

где σ — теплота агрегатного перехода, Дж/кг; ω — влажность грунта; ρ — плотность, кг/м³; ξ — глубина промерзания (оттаивания) грунта, м.

Наиболее часто приходится решать задачи при задании граничных условий III и IV рода.

Граничные условия II рода задаются при передаче тепла на поверхность путем лучеиспускания (например, солнечный обогрев поверхности).

При граничных условиях I рода температурные условия несколько схематизируются, так как температура поверхности тела обычно неизвестна вследствие трудности ее замера. В некоторых задачах, для случаев большого значения коэффициента теплопередачи, практически можно считать $t_{н.л} = t_n$ и, таким образом, задавать граничные условия I рода.

§ 4.4. ТЕМПЕРАТУРНЫЙ РЕЖИМ ПЛОСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

В гидротехнических сооружениях весьма распространен случай движения тепла через плоскую стенку, когда температура является функцией одной координаты y . При некоторой схематизации к подобным случаям может относиться определение температурного режима плоских напорных перекрытий контрфорсных плотин, контрфорсов, быков водосливных плотин, блоков бетонирования сооружения при послойной укладке бетона горизонтальными слоями и др. Ниже приведены решения некоторых температурных задач.

Стационарный процесс. Решением дифференциального уравнения теплопроводности для одномерной задачи

$$\frac{d^2 t}{dy^2} = 0$$

является линейная функция, которая при граничных условиях I рода имеет вид (рис. 4.6, а)

$$t = t_1 + \frac{t_2 - t_1}{2h} (h + y). \quad (4.13)$$

Указанную формулу можно записать в виде

$$t = t_1 + \frac{t_2 - t_1}{\frac{2h}{\lambda}} \left(\frac{h+y}{\lambda} \right) = t_1 + \frac{\Delta t}{R} R_y, \quad (4.14)$$

где t_1 — температура внутренней поверхности, $y = -h$; t_2 — температура наружной поверхности, $y = h$; $t_2 - t_1 = \Delta t$ — температурный перепад; $R = 2h/\lambda$ — термическое сопротивление стены, $\text{м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$; $(h+y)/\lambda = R_y$ — термическое сопротивление слоя от внутренней поверхности до рассматриваемого сечения y .

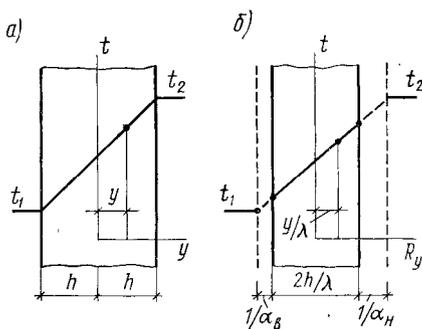


Рис. 4.6. Распределение температуры в плоской стенке:

а — при граничных условиях I рода; б — то же, III рода

Введение понятия термического сопротивления позволяет легко записать решение для многослойных конструкций, слою которой обладают различными термическими сопротивлениями.

В частности, при граничных условиях III рода конструкцию можно рассматривать как многослойную (рис. 4.6, б):

$$t = t_v + \frac{t_n - t_v}{\Sigma R} R_y = t_v + \frac{t_n - t_v}{\frac{1}{\alpha_n} + \frac{2h}{\lambda} + \frac{1}{\alpha_v}} \left(\frac{1}{\alpha_n} + \frac{h+y}{\lambda} \right), \quad (4.15)$$

где ΣR — общее термическое сопротивление конструкции; $1/\alpha_v$, $1/\alpha_n$ — термические сопротивления пограничных слоев на внутренней и наружной поверхностях стены; α_v и α_n — коэффициенты теплопередачи.

Расчет многослойной стены можно производить графически, поскольку температурная функция линейно зависит от величины термического сопротивления (рис. 4.6, б).

Нестационарный процесс распространения тепла. Наиболее характерными примерами нестационарного процесса являются случаи воздействия температурных колебаний наружной среды на сооружение, а также экзотермического разогрева возводимого бетонного блока и его последующего охлаждения.

При воздействии температурных колебаний внешней среды задача сводится к отысканию решения уравнения теплопроводности, которое для плоских конструкций типа стен, плит при одномерной температурной задаче имеет вид

$$\frac{\partial t}{\partial \tau} = a \frac{\partial^2 t}{\partial y^2} \quad (4.16)$$

при заданных температурных колебаниях наружной среды, которые представляются в виде гармонических колебаний (см. § 4.2)

$$t_n = t_0 \cos \omega \tau.$$

Данную задачу удобно решать в комплексных величинах.

В этом случае температурные изменения наружной среды записываются в виде:

$$T_n = t_0 (\cos \omega \tau + i \sin \omega \tau) = t_0 e^{i \omega \tau}, \quad (4.17)$$

а решение дифференциального уравнения (4.16) при граничных условиях I рода в виде

$$T = \beta_t t_0 e^{i \omega \tau}, \quad (4.18)$$

где T — комплексное выражение температурной функции; β_t — коэффициент затухания температурных колебаний.

При температурных колебаниях с одной наружной стороны плиты толщиной $2h$ величина коэффициента β_t равна [11, 22]

$$\beta_t = \frac{1}{2} \left(\frac{\operatorname{ch} \psi y}{\operatorname{ch} \psi h} + \frac{\operatorname{sh} \psi y}{\operatorname{sh} \psi h} \right), \quad (4.19)$$

где

$$\psi = \sqrt{\frac{i \omega}{a}} = k \sqrt{i};$$

$$k = \sqrt{\frac{2\pi}{\theta a}}; \quad i = \sqrt{-1}.$$

Коэффициент затухания температурных колебаний при проникновении их в глубь конструкции $\beta_t = \nu_t e^{i \varphi_t}$ выражается через модуль ν_t , характеризующий уменьшение амплитуды колебаний, и аргумент φ_t , определяющий сдвиг колебаний по фазе или запаздывание в повторении колебаний по отношению к колебаниям на контуре тела.

При граничных условиях III рода, когда задаются температурные изменения наружной среды, учитывается также затухание температурных колебаний при переходе их на наружную поверхность сооружения с помощью коэффициента $\beta_{n,n} = \nu_{n,n} e^{i \varphi_{n,n}}$.

В этом случае

$$T = \beta_{n,n} \beta_t t_0 e^{i \omega \tau} \quad (4.20)$$

или учитывая, что $\beta = \nu e^{i \varphi} = \nu (\cos \varphi + i \sin \varphi)$, и избавляясь от мнимости, получим следующее выражение температурной функции в действительных числах:

$$t = \nu_{n,n} \nu_t t_0 \cos (\omega \tau + \varphi_{n,n} + \varphi_t). \quad (4.21)$$

Указанная формула может быть записана в виде

$$t = \nu_{n,n} \nu_t t_0 \cos \omega (\tau + \tau_{n,n} + \tau_t), \quad (4.22)$$

где через $\tau_{н.н} = \varphi_{н.н}/\omega$ и $\tau_t = \varphi_t/\omega$ обозначены сдвиги по времени в повторении колебаний температуры наружной среды соответственно при переходе их на наружную поверхность и при проникновении в глубь конструкции до рассматриваемого сечения y (рис. 4.7).

Значение коэффициента затухания $\beta_{н.н}$ определяется из рассмотрения граничных условий III рода и имеет следующий вид [11]:

$$\beta_{н.н} = \frac{\text{sh } \psi 2h + \frac{\lambda\psi}{\alpha_n} \text{ch } \psi 2h}{\left(1 + \frac{\lambda\psi}{\alpha_n} \cdot \frac{\lambda\psi}{\alpha_b}\right) \text{sh } \psi 2h + \left(\frac{\lambda\psi}{\alpha_n} + \frac{\lambda\psi}{\alpha_b}\right) \text{ch } \psi 2h} \quad (4.23)$$

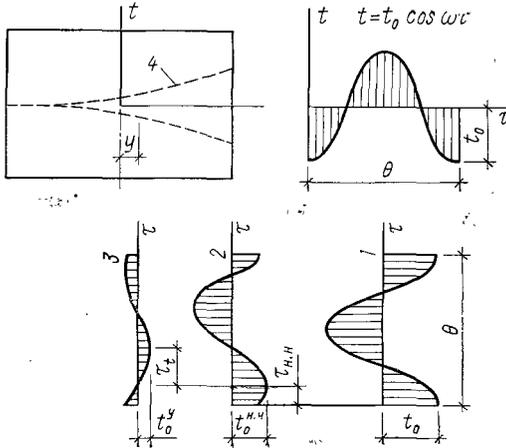


Рис. 4.7. Проникновение температурных колебаний в плоских конструкциях:

1 — температурные колебания наружного воздуха; 2 — то же, на поверхности стены; 3 — то же, в сечении y ; 4 — огибающая температурных колебаний в конструкции

Таким образом, задача определения температурной функции при гармонических колебаниях температуры сводится к отысканию различных коэффициентов затухания по зависимостям (4.19) — (4.23).

На рис. 4.8 приведены графики

$$v_t = f(kh, y/h), \quad \varphi_t = f(kh, y/h)$$

и на рис. 4.9 — для случая $\alpha_b = \infty$ графики $v_{н.н} = f(kh, h_\alpha)$ и $\varphi_{н.н} = f(kh, h_\alpha)$,

где $kh = \sqrt{\frac{2\pi}{\theta\alpha}} h$; $h_\alpha = \lambda k/\alpha_n$.

В общем случае при воздействии температурных колебаний с обеих сторон плиты и при граничных условиях III рода температурная функция записывается в виде [11]

$$T = \beta_{н.н} \beta_t^H t_0^H e^{i\omega_n \tau} + \beta_{н.н} \beta_{-l} t_0^H e^{i\omega_n \tau} + \beta_{н.н} \beta_{-l} t_0^B e^{i\omega_b \tau} + \beta_{н.н} \beta_t^B t_0^B e^{i\omega_b \tau}, \quad (4.24)$$

где t_0^H и t_0^B — амплитуды колебаний температуры среды с наруж-

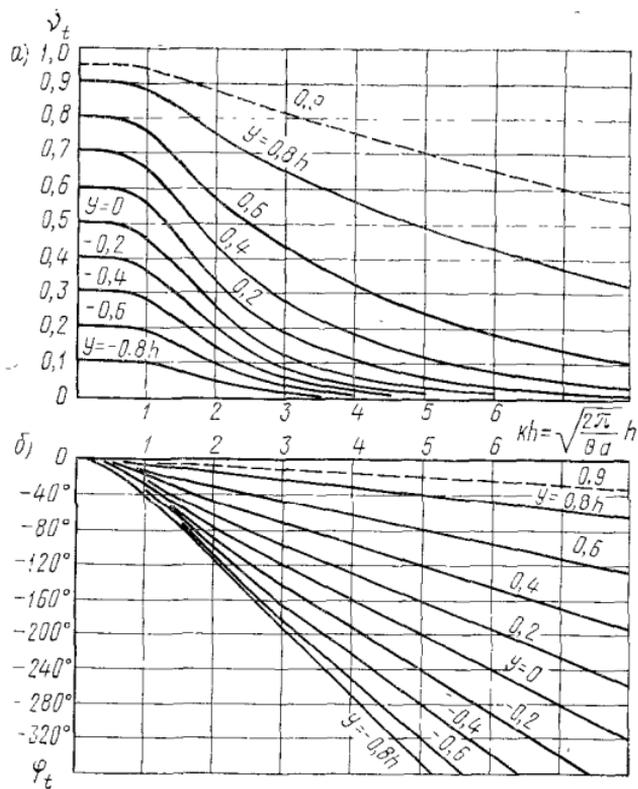


Рис. 4.8. Графики коэффициента затухания

$$\beta_t = v_t e^{i\varphi_t}$$

$$a - v_t = f(kh, y/h); \quad б - \varphi_t = f(kh, y/h)$$

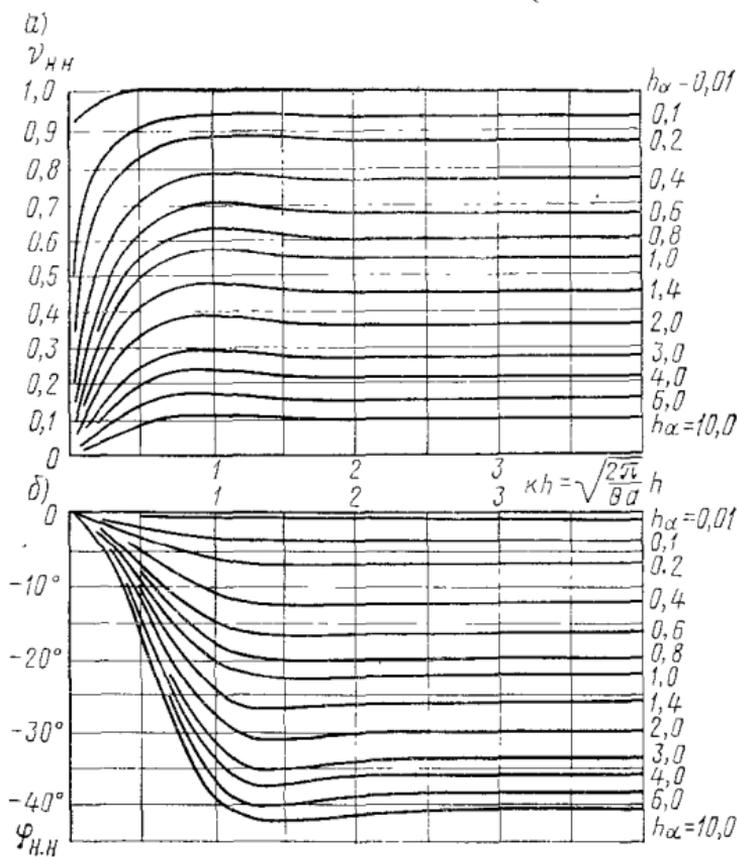


Рис. 4.9. Графики коэффициента затухания

$$\beta_{H.H} = v_{H.H} e^{i\varphi_{H.H}} \quad \text{для случая } \alpha_B = \infty;$$

$$a - v_{H.H} = f(kh, y/h_\alpha); \quad б - \varphi_{H.H} = f(kh, y/h_\alpha)$$

ной и внутренней сторон плиты; $\beta_{н.л}$, $\beta_{н.в}$, $\beta_{в.в}$, $\beta_{в.л}$ — коэффициенты затухания температурных колебаний на поверхностях плиты [11] (например, $\beta_{н.л}$ учитывает затухание колебаний наружной температуры при переходе их на наружную поверхность плиты; $\beta_{н.в}$ — коэффициент затухания колебаний наружной температуры при переходе их на внутреннюю поверхность плиты и т. д.); β_{-t} — коэффициент

затухания по глубине конструкции температурных колебаний, идущих со стороны внутренней поверхности плиты:

$$\beta_{-t} |_{y=ch} = \beta_t |_{y=-ch}$$

В случае действия нескольких гармоник перед каждым членом формулы (4.24) ставится знак Σ .

Охлаждение или нагревание конструкции. При проектировании гидротехнических сооружений встречаются задачи, связанные с определением температуры в нагреваемых или охлаждаемых конструкциях, например, при экзотермическом разогреве и последующем охлаждении отдельных бетонных элементов, на которые разрезается сооружение в период его возведения.

При аналитическом методе решения подобных задач приходится схематизировать реальные формы сооружения в виде бесконечной стенки, колонны, куба и принимать, что разогрев конструкции происходит одновременно во всем объеме тела. Расчетные формулы для данных случаев приведены, например, в [52].

Рис. 4.10. Графическое решение температурной задачи для стены методом конечных разностей:

а — при отсутствии внутреннего тепловыделения; б — с учетом экзотермического процесса

При более полной постановке указанных задач решение производится приближенными методами, например, методом конечных разностей или методом моделирования.

Применение метода конечных разностей при решении температурной задачи для плоской стены (одномерная задача) показано на рис. 4.10. Стена делится на слои одинаковой толщины Δy , которые обозначаются номерами $n-1$, n , $n+1$ и т. д. Время разбивается на интервалы $\Delta \tau$, которые обозначаются k , $k+1$ и т. д. Тогда уравнение (4.16) в конечных разностях для n -го слоя запишется в виде

а)

б)

$$\frac{t_{n,k+1} - t_{n,k}}{\Delta \tau} = a \frac{t_{n-1,k} - 2t_{n,k} + t_{n+1,k}}{\Delta y^2} \quad (4.25)$$

или

$$t_{n,k+1} = 2 \frac{a\Delta\tau}{\Delta y^2} \cdot \frac{t_{n-1,k} + t_{n+1,k}}{2} - \left(2 \frac{a\Delta\tau}{\Delta y^2} - 1\right) t_{n,k}. \quad (4.26)$$

Зная распределение температуры в стенке в момент времени k , можно по формуле (4.26) определить температуру в любой точке n в следующий момент времени $k+1$. Интервал времени и величина рассматриваемого слоя Δy устанавливаются в зависимости от требуемой точности решения задачи. При практическом пользовании данным методом удобно величину $2 a\Delta\tau/\Delta y^2$ приравнять единице. Тогда

$$t_{n,k+1} = \frac{t_{n-1,k} + t_{n+1,k}}{2}. \quad (4.27)$$

В этом случае задачу удобно решать графически, определяя значение температуры $t_{n,k+1}$ путем соединения прямой линией точек $t_{n-1,k}$ и $t_{n+1,k}$, как это показано на рис. 4.10, а.

При определении температуры на поверхности стенки пользуются выделением фиктивного слоя $\Delta y/2$ и направляют линию распределения температуры в точку со значением температуры среды, отстоящую от поверхности на расстоянии $\lambda/\alpha_{\text{в}}$.

Рассмотренный метод позволяет решать температурные задачи с учетом экзотермического процесса. В этом случае перед каждым новым расчетом в момент времени k кривая распределения температуры корректируется в каждой точке сечения с учетом дополнительного повышения температуры от экзотермии $\Delta t_{\text{э}}$ за рассматриваемый отрезок времени (см. пунктирную линию на рис. 4.10, б). При этом представляется возможным использовать более точные выражения интенсивности тепловыделения с учетом зависимости ее от температуры.

При решении двумерных температурных задач тело разбивается на слои в двух направлениях. В этом случае для квадратной сетки при $4 \frac{a\Delta\tau}{\Delta y^2} = 1$ температура определяется в каждом ее узле по формуле

$$t_{0,k+1} = \frac{1}{4} (t_{1,k} + t_{2,k} + t_{3,k} + t_{4,k}), \quad (4.28)$$

где $t_{0,k+1}$ — температура в рассматриваемом узле в момент времени $k+1$; $t_{1,k}$, $t_{2,k}$, $t_{3,k}$, $t_{4,k}$ — температура в соседних узлах в момент времени k . Аналогичным образом поступают при решении трехмерной задачи.

Метод конечных разностей позволяет решать довольно просто температурные задачи, однако требует проведения большой вычислительной работы, объем которой значительно возрастает при решении двух- и трехмерных задач.

В настоящее время метод конечных разностей получил широкое распространение вследствие использования ЭВМ для вычислительных операций. В этом случае при большой частоте разбивочной сетки могут быть получены весьма точные решения задачи.

Метод моделирования (см. гл. 32) основан на полной аналогии, существующей между процессом распространения тепла в твердых телах и процессом движения жидкости в сосудах (гидроинтеграторы) и электрического тока в цепях, составленных из сопротивлений и емкостей (электроинтеграторы).

§ 4.5. ТЕМПЕРАТУРНЫЙ РЕЖИМ КОНСТРУКЦИИ ЦИЛИНДРИЧЕСКОЙ ФОРМЫ

В гидротехническом строительстве применяются элементы сооружений или конструкций цилиндрической формы, как, например, обделки туннелей, арочные перекрытия плотин и др. Для подобных тел удобно решать температурные задачи в полярных координатах r и φ . При этом температура в таких конструкциях изменяется по их толщине и практически не зависит от φ (осесимметричная задача).

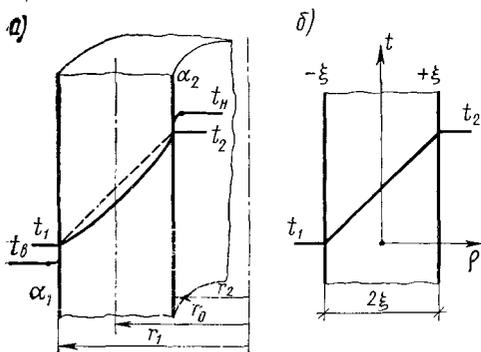


Рис. 4.11. Схемы к расчету температуры в стенке цилиндра:

а — распределение температуры в стенке цилиндра; б — приведение стенки цилиндра к расчетной по схеме плоской плиты

Стационарный процесс. Для осесимметричной задачи дифференциальное уравнение Лапласа, описывающее стационарный процесс, записывают в виде

$$\frac{d^2t}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{dt}{dr} = 0. \quad (4.29)$$

Решением данного уравнения является логарифмическая функция, которая при обозначениях (рис. 4.11, а) записывается в виде:

для граничных условий I рода

$$t = t_1 + \frac{t_2 - t_1}{\ln \frac{r_1}{r_2}} \ln \frac{r}{r_2}; \quad (4.30)$$

для граничных условий III рода

$$t = t_B + \frac{t_H - t_B}{\frac{1}{\alpha_1 r_1} + \frac{1}{\lambda} \ln \frac{r_1}{r_2} + \frac{1}{\alpha_2 r_2}} \left(\frac{1}{\alpha_1 r_1} + \frac{1}{\lambda} \ln \frac{r_1}{r} \right). \quad (4.31)$$

Логарифмическая зависимость (4.30) при практических расчетах часто заменяется линейной. В этом случае по аналогии с формулой (4.13) для плоской плиты температурная функция записывается в виде (рис. 4.11, б)

$$t = t_1 + \frac{t_2 - t_1}{2\xi} (\xi + \rho), \quad (4.32)$$

где $2\xi = \frac{r_1 - r_2}{r_0}$ — относительная толщина цилиндрического элемента; ρ — относительная координата, изменяющаяся от $-\xi$ до $+\xi$; при этом $r = r_0(1 - \rho)$; $r_1 = r_0(1 + \xi)$; $r_2 = r_0(1 - \xi)$.

Ошибка при замене логарифмической зависимости линейной по отношению к общему перепаду температур $\Delta t = t_2 - t_1$ для тонких цилиндрических стенок $\xi < 0,2$ не превышает 5% [11].

Нестационарный процесс (случай гармонических колебаний температуры). Для рассматриваемой задачи выражение дифференциального уравнения Фурье запишем

$$\frac{1}{a} \cdot \frac{\partial t}{\partial \tau} = \frac{\partial^2 t}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial t}{\partial r}. \quad (4.33)$$

Решением данного уравнения в комплексных величинах для общего случая двусторонних колебаний и граничных условий III рода по аналогии с решением задачи для плоских конструкций (см. § 4.4) можно записать

$$T_{r,\tau} = (\beta_{н.н}^r \beta_t^r + \beta_{н.в}^r \beta_{-t}^r) t_0^H e^{i\omega_n \tau} + (\beta_{в.в}^r \beta_{-t}^r + \beta_{в.н}^r \beta_t^r) t_0^B e^{i\omega_v \tau}. \quad (4.34)$$

Обозначения различных коэффициентов затуханий β^r для цилиндрических конструкций аналогичны соответствующим коэффициентам β для плоских конструкций.

Анализ выражений этих коэффициентов показывает, что для ряда конструкций гидротехнических сооружений при $\psi r > 10 \sqrt{i}$ указанные коэффициенты могут быть выражены через коэффициенты затухания температурных колебаний для плоских конструкций в следующем виде [11]:

$$\begin{aligned} \beta_{н.н}^r &= \beta_{н.н}; \quad \beta_{н.в}^r = \sqrt{\frac{1-\xi}{1+\xi}} \beta_{н.в}; \\ \beta_{в.в}^r &= \beta_{в.в}; \quad \beta_{в.н}^r = \sqrt{\frac{1+\xi}{1-\xi}} \beta_{в.н}; \\ \beta_t^r &= \sqrt{\frac{1-\xi}{1-\rho}} \beta_t; \quad \beta_{-t}^r = \sqrt{\frac{1+\xi}{1-\rho}} \beta_{-t}. \end{aligned} \quad (4.35)$$

Таким образом, температурная функция $T_{r,\tau}$ для цилиндрической стенки может быть определена как для плоской стенки толщиной $2\xi r_0$ с введением вышеуказанных поправок

$$\begin{aligned} T_{r,\tau} &= \sqrt{\frac{1-\xi}{1-\rho}} (\beta_{н.н} \beta_t + \beta_{н.в} \beta_{-t}) t_0^H e^{i\omega_n \tau} + \\ &+ \sqrt{\frac{1+\xi}{1-\rho}} (\beta_{в.в} \beta_{-t} + \beta_{в.н} \beta_t) t_0^B e^{i\omega_v \tau}. \end{aligned} \quad (4.36)$$

Пренебрежение кривизной цилиндрической стенки, т. е. данными поправками, приводит к значительно большим погрешностям,

чем для стационарного процесса, и, например, при $\xi = 0,2$ для сечения $\rho = \xi$ составляет величину до 22%.

Для относительно тонких цилиндрических стенок $\xi < 0,1 \div 0,2$ величины указанных поправок менее значительны и в практических расчетах их обычно не учитывают. В этом случае температурную функцию для цилиндрических стенок или колец принимают как для плоских конструкций (например, при расчете арок в арочных плотинах — § 12.3).

§ 4.6. ОСНОВНЫЕ УРАВНЕНИЯ ТЕОРИИ ТЕРМОУПРУГОСТИ

Задача теории упругости о напряженном состоянии тела при изменении температуры решается на основании принципа, высказанного Дюгамелем и Нейманом. Сущность этого принципа состоит в том, что равномерное нагревание или охлаждение элементарного объема изотропного тела не вызывает в нем напряжений; при этом происходит одинаковое удлинение (укорочение) его сторон по трем измерениям без угловых деформаций.

Если обозначить через α коэффициент линейного расширения материала*, а через t — изменение температуры в точке тела, то компоненты деформации, вызываемые изменением температуры, будут иметь следующий вид:

$$\begin{aligned} e_{xx}^t &= e_{yy}^t = e_{zz}^t = \alpha t, \\ e_{xy}^t &= e_{yz}^t = e_{xz}^t = 0. \end{aligned} \quad (4.37)$$

Деформация в каждой точке тела e_i^0 в общем случае складывается из деформации от напряженного состояния в данной точке e_i и деформации от изменения температуры e_i^t :

$$e_i^0 = e_i + e_i^t. \quad (4.38)$$

В дальнейшем упругая часть деформации e_i по осям x, y, z обозначается через e_{xx}, e_{yy}, e_{zz} , а полная деформация — через $\frac{\partial u}{\partial x}$; $\frac{\partial v}{\partial y}$; $\frac{\partial w}{\partial z}$. При этом геометрические условия уравнений теории упругости с учетом температурных членов запишем в виде

$$\begin{aligned} e_{xx} &= \frac{\partial u}{\partial x} - \alpha t; \quad e_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}; \\ e_{yy} &= \frac{\partial v}{\partial y} - \alpha t; \quad e_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}; \\ e_{zz} &= \frac{\partial w}{\partial z} - \alpha t; \quad e_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}. \end{aligned} \quad (4.39)$$

* В отличие от этого коэффициент теплопередачи на поверхности обозначен в общем виде через α_n или конкретно для внутренней и наружной поверхностей через $\alpha_{в}$ и $\alpha_{н}$.

Остальные группы уравнений теории упругости имеют тот же вид, что и для случая $t = \text{const}$, кроме уравнений неразрывности, записывающихся в виде (например, по оси x)

$$\frac{\partial^2 e_{xx}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 e_{yy}}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 e_{xy}}{\partial x \partial y} - \alpha \left(\frac{\partial 2t}{\partial x^2} + \frac{\partial 2t}{\partial y^2} \right). \quad (4.40)$$

1. Для плоских конструкций при изменении температуры по одной оси величина температурных напряжений будет иметь вид

$$\sigma_x = \frac{E}{1 - \mu} e_{xx} \quad (4.41)$$

или, используя (4.39):

$$\sigma_x = \frac{E}{1 - \mu} \left(\frac{\partial u}{\partial x} - \alpha t \right), \quad (4.42)$$

где E — модуль упругости материала; μ — коэффициент Пуассона.

По закону плоских сечений $u = (A + By)x$ и, следовательно,

$$\sigma_x = \frac{E}{1 - \mu} (A + By - \alpha t), \quad (4.43)$$

где A и B — постоянные коэффициенты, значения которых находятся из граничных условий задачи.

а. Для свободно опертой плиты толщиной $2h$ (рис. 4.12, б, 1) значения коэффициентов находят из условия равенства нулю векторов напряжения и момента на торцах плиты:

$$\begin{aligned} \int_{-h}^h \sigma_x dy &= 0, \\ \int_{-h}^h \sigma_x y dy &= 0. \end{aligned} \quad (4.44)$$

Определяя из условий (4.44) значения коэффициентов A и B , получим следующее выражение температурных напряжений для свободно опертой плиты в сечении i с координатой y^* :

$$\sigma_x^i = \frac{E\alpha}{1 - \mu} \left(t_i - \frac{1}{2h} \int_{-h}^h t dy - \frac{3y}{2h^3} \int_{-h}^h t y dy \right). \quad (4.45)$$

Данную формулу можно записать в следующих видах:

$$\sigma_x^i = \frac{E\alpha}{1 - \mu} \left(t_i - \frac{F}{2h} - \frac{S}{J} y \right); \quad (4.46)$$

$$\sigma_x^i = \frac{E\alpha}{1 - \mu} \left(t_i - t_{\text{ср}} - \frac{\Delta t}{h} y \right); \quad (4.47)$$

$$\sigma_x^i = \frac{E\alpha}{1 - \mu} \Delta t_i, \quad (4.48)$$

* При выводе формулы изменено правило знаков по сравнению с принятым в теории упругости, здесь: «+» сжатие, «-» растяжение.

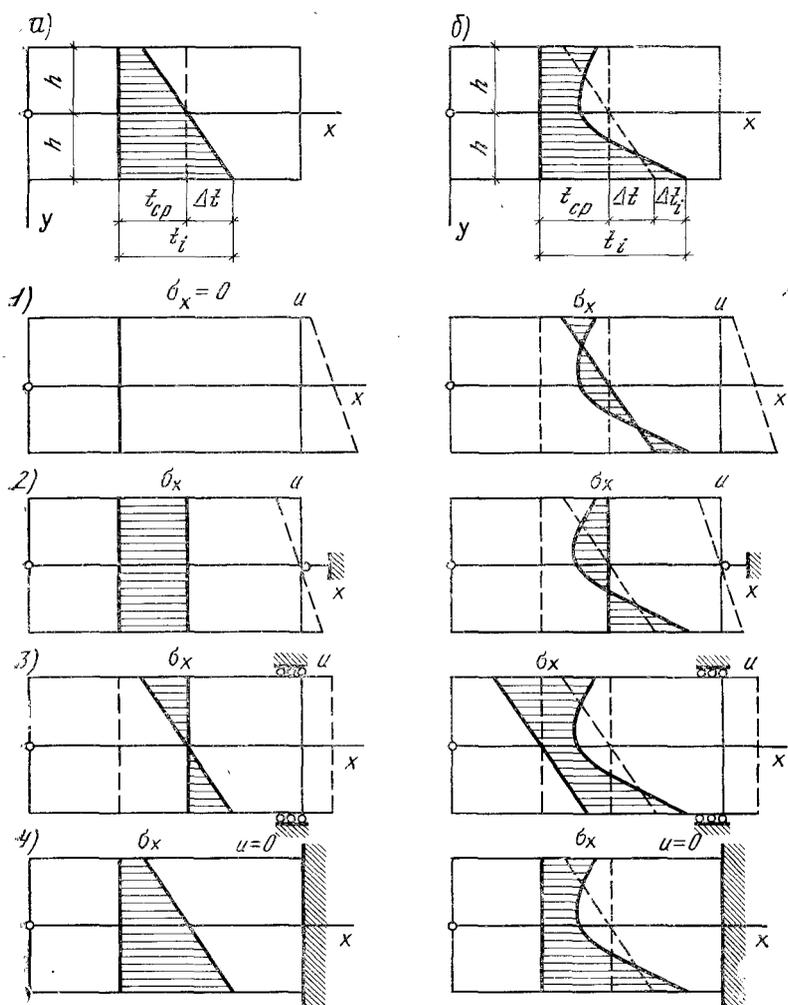


Рис. 4.12. Эпюры температур и напряжений в плитах:

a — эпюры температур; b — эпюры напряжений; 1 — свободно опертая плита; 2 — плита лишена свободы осевого перемещения; 3 — плита лишена свободы поворота опорного сечения; 4 — жестко защемленная плита

где F — площадь температурной эпюры; S — статический момент площади температурной эпюры; J — момент инерции сечения плиты; t_{cp} — средняя температура по сечению плиты (вызывающая осевую деформацию); $\Delta t/h$ — средний градиент температуры (вызывающий поворот сечения); t_i — значения температуры в отдельных точках (стремящейся вызвать общую деформацию соответствующего волокна плиты); Δt_i — криволинейная часть температурной эпюры.

Таким образом, в общем виде обозначено (рис. 4.12, а)

$$\begin{aligned}
 t_{cp} &= \frac{1}{2h} \int_{-h}^h t dy; \\
 \Delta t &= \frac{3}{2h^2} \int_{-h}^h t y dy; \\
 \Delta t_i &= t_i - t_{cp} - \frac{\Delta t}{h} y.
 \end{aligned} \tag{4.49}$$

Из формул (4.43) — (4.48) видно, что для свободно опертой плиты напряжения определяются только частью деформации, получаемой из полной путем вычета осевой деформации и деформации поворота сечения. Эта часть деформации, стремящаяся вызвать деформацию сечения, по закону плоских сечений свободно развиваться не может и вызывает напряжения. Деформации осевая и поворота сечения в свободно опертой плите развиваются свободно, определяя соответствующие перемещения, и поэтому не приводят к возникновению напряжений.

Величина перемещений в свободно опертой плите определяется по следующей формуле:

$$U = \alpha x \left(t_{cp} + \frac{\Delta t}{h} y \right). \tag{4.50}$$

Для других случаев опирания плиты напряжения возникают как от деформации, стремящейся деформировать сечение, так и от деформаций, на которые наложены закрепления, а именно:

б. Если плита лишена свободы осевого перемещения (рис. 4.12, б, 2), то

$$\begin{aligned}
 \sigma_x^i &= \frac{E\alpha}{1-\mu} \left(\Delta t_i + t_{cp} \right) = \frac{E\alpha}{1-\mu} \left(t_i - \frac{\Delta t}{h} y \right); \\
 u &= \alpha x \frac{\Delta t}{h} y.
 \end{aligned} \tag{4.51}$$

в. Если плита лишена свободы поворота опорного сечения (рис. 4.12, б, 3), то

$$\begin{aligned}
 \sigma_x^i &= \frac{E\alpha}{1-\mu} \left(\Delta t_i + \frac{\Delta t}{h} y \right) = \frac{E\alpha}{1-\mu} (t_i - t_{cp}); \\
 u &= \alpha x t_{cp}.
 \end{aligned} \tag{4.52}$$

г. При жестко заземленной плите (рис. 4.12, б, 4)

$$\begin{aligned}\sigma_x^I &= \frac{E\alpha}{1-\mu} t_i; \\ u &= 0,\end{aligned}\quad (4.53)$$

т. е. в этом случае вся деформация вызывает напряжение.

Термонапряженное состояние конструкций цилиндрической формы при осесимметричной температурной задаче находят из решения плоской задачи теории термоупругости и в цилиндрических координатах выражается следующими формулами:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \frac{E\alpha}{1-\mu} \cdot \frac{1}{r^2} \left(\frac{r^2 - a^2}{b^2 - a^2} \int_a^b t r dr - \int_a^r t r dr \right); \\ \sigma_\theta &= \frac{E\alpha}{1-\mu} \cdot \frac{1}{r^2} \left(\frac{r^2 + a^2}{b^2 - a^2} \int_a^b t r dr + \int_a^r t r dr - t r^2 \right); \\ \sigma_z &= \mu (\sigma_r + \sigma_\theta) - E\alpha t.\end{aligned}\quad (4.54)$$

Обозначим:

$$\begin{aligned}\frac{1}{b^2 - a^2} \int_a^b t r dr &= \frac{1}{2\pi(b^2 - a^2)} \int_a^b 2\pi t r dr = \frac{t_{cp}^a}{2}; \\ \frac{1}{r^2 - a^2} \int_a^r t r dr &= \frac{t_{r_{cp}}}{2},\end{aligned}\quad (4.55)$$

где t_{cp}^a — средняя температура кольца; $t_{r_{cp}}$ — средняя температура части кольца в пределах от a до r ; b, a — внешний и внутренний радиусы кольца (рис. 4.11: $b=r_1$; $a=r_2$). Тогда

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \frac{E\alpha}{1-\mu} \cdot \frac{1}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) (t_{cp}^a - t_{r_{cp}}); \\ \sigma_\theta &= \frac{E\alpha}{1-\mu} \cdot \frac{1}{2} \left[\left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) (t_{cp}^a - t_{r_{cp}}) + 2(t_{r_{cp}} - t) \right].\end{aligned}\quad (4.56)$$

В случае «тонких» конструкций $(b-a)/r_0 \rightarrow 0$ или $\xi \rightarrow 0$ получим

$$\sigma_\theta = \frac{E\alpha}{1-\mu} (t_{cp} - t),\quad (4.57)$$

где t_{cp} — средняя температура по толщине стенки кольца;

$$t_{cp} = \frac{1}{b-a} \int_a^b t dr = \frac{1}{2\xi r_0} \int_{-\xi r_0}^{\xi r_0} t r_0 d\rho = \frac{1}{2\xi} \int_{-\xi}^{\xi} t d\rho.\quad (4.58)$$

Полученная формула с учетом правила знаков для напряжений (см. сноску на стр. 129) аналогична выражению для определения температурных напряжений в плоской плите, лишенной свободы поворота опорного сечения [см. формулу (4.52)].

§ 4.7. МЕТОДЫ РАСЧЕТА ТЕМПЕРАТУРНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ

Задачи теории термоупругости в своей постановке более сложны по сравнению с обычными задачами теории упругости, и требуют предварительного определения температурной функции, которая в аналитическом виде может быть найдена лишь для ограниченного числа случаев. В общей постановке данная задача осложняется также учетом переменности модуля упругости бетона как во времени, так и по сечению конструкции (например, для строительного периода, когда бетон находится в молодом возрасте), учетом ползучести бетона, а также влияния армирования бетона, трещинообразования и др. Поэтому в настоящее время приходится ряд практических задач решать приближенными методами.

При использовании приближенных методов расчета температурного режима сооружения (см. § 4.4) напряженно-деформированное состояние, например, плоских конструкций с одномерным температурным полем может быть определено по вышеприведенным формулам (4.46—4.48), для чего по найденным температурам предварительно подсчитываются параметры температурной эпюры t_{cp} , Δt , Δt_i .

Расчеты, выполняемые с помощью ЭВМ, в настоящее время строятся на конечно-разностной аппроксимации общих уравнений термоупругости, что позволяет решать весьма сложные задачи с учетом многочисленных факторов, определяющих термонапряженное состояние конструкций.

Рассмотрим некоторые задачи, связанные с определением температурных напряжений в гидротехнических сооружениях.

Температурные напряжения в плоских конструкциях. Стационарный процесс. Температурные напряжения в плоских конструкциях при стационарном режиме определяют по формулам (4.48)—(4.53) при подстановке в них значений параметров температурной эпюры [см. формулы (4.49)]. Выражение температурной функции для этого случая [см. формулу (4.13)] может быть записано в виде

$$t_i = \frac{t_1 + t_2}{2} - \frac{t_2 - t_1}{2h} y \quad (4.59)$$

и, следовательно,

$$t_{cp} = \frac{t_1 + t_2}{2}; \Delta t = \frac{t_2 - t_1}{2}; \Delta t_i = 0.$$

Для различных условий опирания плиты (см. рис. 4.12) получим следующую сводку формул:

а) свободно опертая плита

$$\sigma_x = 0; u = \alpha x \left(\frac{t_1 + t_2}{2} + \frac{t_2 - t_1}{2h} y \right); \quad (4.60)$$

б) плита лишена свободы осевого перемещения

$$\sigma_x = \frac{E\alpha}{1-\mu} \cdot \frac{t_1 + t_2}{2}; u = \alpha x \frac{t_2 - t_1}{2h} y; \quad (4.61)$$

в) плита лишена свободы поворота опорного сечения

$$\sigma_x = \frac{E\alpha}{1-\mu} \cdot \frac{t_2 - t_1}{2h} y; u = \alpha x \frac{t_1 + t_2}{2}; \quad (4.62)$$

г) плита, жестко заделанная по контуру:

$$\sigma_x = \frac{E\alpha}{1-\mu} \left(\frac{t_1 + t_2}{2} + \frac{t_2 - t_1}{2h} y \right); u = 0. \quad (4.63)$$

В приведенных формулах для определения величин напряжений и перемещений отсчеты температур необходимо производить от условного нуля, за который принимается температура изготовления или заделки конструкции.

Нестационарный процесс (случай воздействия температуры внешней среды). Решение температурной задачи при колебаниях температуры внешней среды приведено в § 4.4. При одностороннем температурном воздействии температурная функция в комплексном выражении имеет вид [см. формулы (4.18) и (4.19)]

$$T_i = \beta t_0 e^{i\omega\tau} = \frac{1}{2} \left(\frac{\text{ch } \psi y}{\text{ch } \psi h} + \frac{\text{sh } \psi y}{\text{ch } \psi h} \right) t_0 e^{i\omega\tau}.$$

Для определения параметров температурной эпюры t_{cp} , Δt и Δt_i запишем их выражения [см. формулы (4.49)] в комплексном виде и, произведя интегрирование, получим:

$$\begin{aligned} T_{cp} &= \frac{1}{2h\psi} \text{th } \psi h t_0 e^{i\omega\tau} = \beta_{cp} t_0 e^{i\omega\tau}; \\ \Delta T &= \frac{3}{2} \left(\frac{1}{h\psi} \text{cth } \psi h - \frac{1}{h^2\psi^2} \right) = \beta_{\Delta} t_0 e^{i\omega\tau}; \\ \Delta T_i &= \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\text{ch } \psi y}{\text{ch } \psi h} + \frac{\text{sh } \psi y}{\text{sh } \psi h} \right) - \frac{1}{2h\psi} \text{th } \psi h - \right. \\ &\quad \left. - \frac{3y}{2h} \left(\frac{1}{h\psi} \text{cth } \psi h - \frac{1}{h^2\psi^2} \right) \right] = \beta_y t_0 e^{i\omega\tau}. \end{aligned} \quad (4.64)$$

Действительные их выражения имеют вид:

$$\begin{aligned} t_{cp} &= v_{cp} t_0 \cos(\omega\tau + \varphi_{cp}); \\ \Delta t &= v_{\Delta} t_0 \cos(\omega t + \varphi_{\Delta}); \\ \Delta t_i &= v_y t_0 \cos(\omega\tau + \varphi_y); \\ t_i &= v_t t_0 \cos(\omega\tau + \varphi_t). \end{aligned} \quad (4.65)$$

Величины коэффициентов:

$$\beta_{cp} = v_{cp} e^{i\varphi_{cp}} = f(kh);$$

$$\beta_{\Delta} = v_{\Delta} e^{i\varphi_{\Delta}} = f(kh);$$

$$\beta_y = v_y e^{i\varphi_y} = f\left(kh, \frac{y}{h}\right)$$

могут быть определены по графикам, приведенным на рис. 4.13, 4.14.

Для определения напряжений полученные значения величин t_{cp} , Δt , Δt_i , t_i подставляют в соответствующие выражения напряжений (в зависимости от вида наложенных закреплений).

Так, например, для случая свободно опертой плиты при односторонних температурных воздействиях (граничные условия температурной задачи I рода)

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_x &= \frac{E\alpha}{1-\mu} \Delta T_i = \\ &= \frac{E\alpha}{1-\mu} \beta_y t_0 e^{i\omega\tau} \end{aligned} \quad (4.66)$$

или при граничных условиях температурной задачи III рода

$$\bar{\sigma}_x = \frac{E\alpha}{1-\mu} \beta_{н.н} \beta_y t_0 e^{i\omega\tau}, \quad (4.67)$$

где $\bar{\sigma}_x$ — температурные напряжения в комплексном виде.

Освобождаясь от мнимости, получим окончательное выражение температурных напряжений σ_x в действительном виде

$$\sigma_x = \frac{E\alpha}{1-\mu} v_{н.н} v_y t_0 \cos(\omega\tau + \varphi_{н.н} + \varphi_y). \quad (4.68)$$

В общем случае при двустороннем температурном воздействии формула для определения температурных напряжений в свободно опертой плите имеет вид

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{E\alpha}{1-\mu} (\beta_{н.н} \beta_y t_0^n e^{i\omega_n \tau} + \beta_{н.в} \beta_{-y} t_0^n e^{i\omega_n \tau} + \\ &+ \beta_{в.н} \beta_{-y} t_0^B e^{i\omega_B \tau} + \beta_{в.н} \beta_y t_0^B e^{i\omega_B \tau}), \end{aligned} \quad (4.69)$$

где $\beta_{-y}|_{y=ch} = \beta_y|_{y=-ch}$

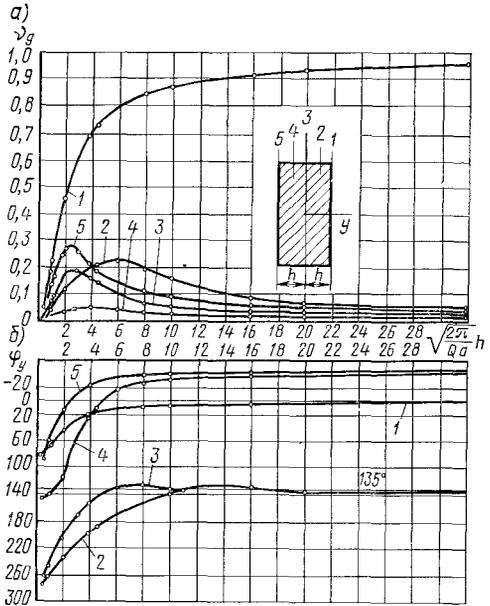


Рис. 4.13. Графики коэффициента затухания β_y :

$a - v_y = f(kh, y/h)$; $б - \varphi_y = f(kh, y/h)$; для сечений: 1 — $y=h$; 2 — $y=0,5h$; 3 — $y=0$; 4 — $y=-0,5h$; 5 — $y=-h$

В случае действия нескольких гармоник перед каждым членом формулы (4.69) ставят знак Σ .

На рис. 4.15 в качестве примера показаны эпюры температурных напряжений в сечении плоской бетонной стенки (плите) толщиной $2h=2,6$ м от годовой и суточной гармоник колебания температуры с наружной стороны стенки. Из рисунка видно, что суточные колебания (кривая 2) по

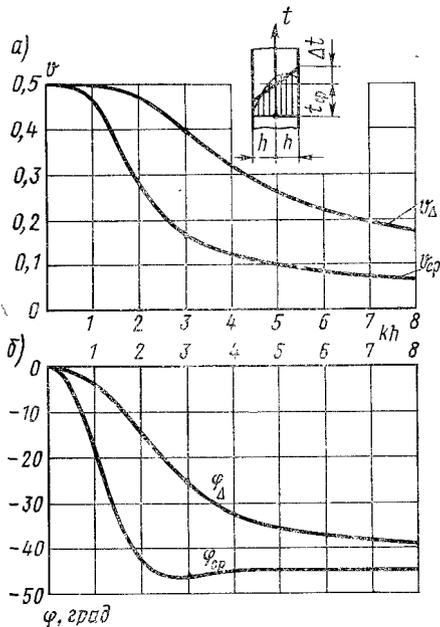


Рис. 4.14. Графики коэффициентов затухания для t_{cp} и Δt :

$$a - v_{cp} = f(kh); \quad v_{\Delta} = f(kh); \quad б - \varphi_{cp} = f(kh); \quad \varphi_{\Delta} = f(kh)$$

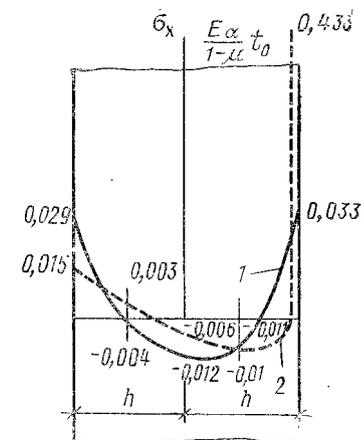


Рис. 4.15. Эпюры температурных напряжений:

1 — от годовых колебаний температуры; 2 — от суточных колебаний

сравнению с годовыми (кривая 1) вызывают большие относительные величины напряжений на поверхности стенки, однако быстро затухают по глубине конструкции.

Учет армирования при расчете температурных напряжений. Расчет температурных напряжений в армированных бетонных конструкциях в предположении распределения арматуры по всей длине расчетной ее полосы аналогичен расчету напряжений в многослойных конструкциях с переменным значением модуля упругости по сечению.

При стационарном температурном режиме армирование конструкции не вызывает изменения термонапряженного состояния бетона из-за отсутствия термонапряженных сил взаимодействия между его отдельными волокнами. Температурные напряжения в отдельных волокнах при стационарном режиме определяются только условиями закрепления их на торцах конструкции. Принимая равные коэффициенты линейного расширения для стали и бетона, можно рассматривать арматуру как внутреннее волокно

элемента, не взаимодействующее с соседними волокнами при возникновении температурных напряжений.

При **нестационарном режиме** в элементе возникают температурные напряжения, обусловленные силами взаимодействия между отдельными волокнами. В этом случае наличие арматуры вызывает изменение термонапряженного состояния конструкции.

Величина температурных напряжений на поверхности армированной массивной конструкции ($y=h$) при односторонних температурных колебаниях со стороны армированной поверхности приближенно может быть определена по формуле [68]

$$\sigma_a = \frac{1}{1 + 4np} \sigma_b, \quad (4.70)$$

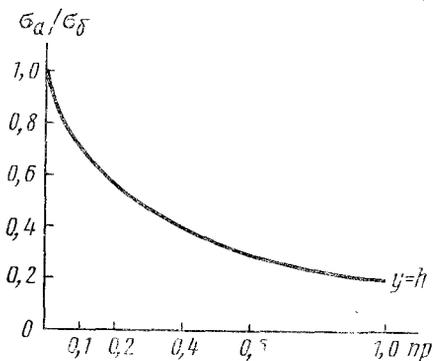


Рис. 4.16. График изменения величины температурных напряжений на поверхности армированных конструкций при односторонних температурных воздействиях

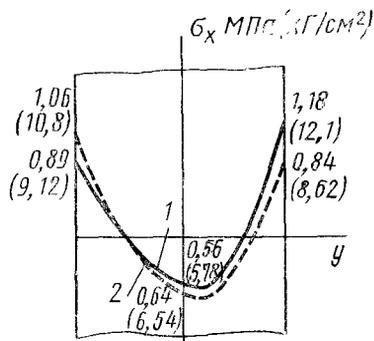


Рис. 4.17. Эпюры температурных напряжений в конструкциях при односторонних температурных воздействиях:

1 — в бетонной конструкции; 2 — в армированной

где σ_a , σ_b — температурные напряжения в армированном и бетонном элементе; $n = (E_a/E_b) - 1$ — коэффициент, учитывающий приведение арматуры к бетону по их модулям упругости; $p = F_a/F_b$ — коэффициент армирования конструкции (отношения площадей арматуры и бетона в данном сечении).

На рис. 4.16 приведен график, показывающий величину снижения температурных напряжений на поверхности плоской стены при различных величинах ее армирования. Так, при $n=10$ и $p=0,01$ напряжения снижаются приблизительно на 30%, при $p=0,02$ — на ~45% и т. д. При этом в других сечениях стены (в центре и на противоположной грани) наблюдается некоторое увеличение напряжений, что, однако, не представляет опасности для ее работы ввиду обычно незначительных величин напряжений в этих сечениях.

Характер перераспределения величин температурных напряжений в сечении стеновой конструкции при односторонних температурных воздействиях и армировании показан на рис. 4.17.

Кроме благоприятного перераспределения напряжений армирование конструкций повышает их трещиностойкость и изменяет характер трещинообразования. В железобетонных конструкциях в результате усиленной работы арматуры в местах появления трещин последние имеют дисперсный характер с небольшими (в ряде случаев неопасными) раскрытиями трещин (рис. 4.18).

Учет ползучести бетона. Расчетные формулы, приведенные выше, основаны на предположении «идеальной» упругости бетона как материала. В действительности бетон обладает свойством ползучести, т. е. способностью деформироваться длительное время

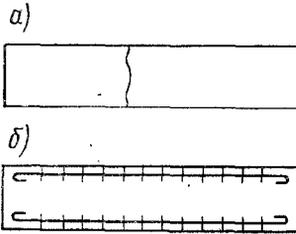


Рис. 4.18. Образование трещин в конструкциях:
а — в бетонной; б — в железобетонной

при постоянной нагрузке. В результате ползучести наблюдаются релаксация (выравнивание) напряжений внутри бетонного массива, т. е. снижение их величин при постоянно действующей деформации.

Учет ползучести важен главным образом для бетона в молодом возрасте (до 6–8 лет) и производится на основе теории упругоползучего тела, предложенной профессорами Г. Н. Масловым и Н. Х. Арутюняном.

Величина напряжений в момент времени τ_k с учетом ползучести $\sigma^*(\tau)$ в этом случае определяется по напряжениям, найденным для упругого тела $\sigma(\tau)$ с модулем бетона E по следующей зависимости:

$$\sigma^*(\tau_k) = \sigma_0 \frac{E(\tau_0)}{E} R(\tau_k, \tau_0) + \int_{\tau_0}^{\tau_k} \frac{\partial \sigma(\tau) E(\tau)}{\partial \tau E} R(\tau_k, \tau) d\tau, \quad (4.71)$$

где $R(\tau_k, \tau)$ — функция релаксации напряжений.

При численном интегрировании выражение (4.71) записывают

$$\begin{aligned} \sigma^*(\tau_k) = & \sigma(\tau_0) \frac{E(\tau_0)}{E} R(\tau_k, \tau_0) + \Delta\sigma_1 \frac{E(\tau_1)}{E} R(\tau_k, \tau_1) + \\ & + \Delta\sigma_2 \frac{E(\tau_2)}{E} R(\tau_k, \tau_2) + \dots \end{aligned} \quad (4.72)$$

и т. д.,

где $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2$ и т. д. — приращения напряжений в соответствующие моменты времени.

Несмотря на имеющиеся практические методы расчета напряжений с учетом ползучести материала, достоверное их определение затруднено вследствие сложности получения действительной картины деформации ползучести материала под нагрузкой, которая детально изучена лишь на образцах. Перенесение данных этих исследований на натуру несколько условно, поскольку известно, например, что данные о ползучести в больших массивах отличаются от данных, полученных на небольших образцах в лабораторных условиях; ползучесть материала зависит также от его влажности, скорости приложения нагрузки, количества циклов нагрузки и т. д. Это заставляет иногда учитывать ползучесть несколько приближенно, путем снижения в 1,5–2 раза напряжений, полученных в предположении упругой работы материала.

**СЕЙСМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ НА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ
СООРУЖЕНИЯ****§ 5.1. ПРИРОДА ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ И ИХ ХАРАКТЕРИСТИКИ**

Более 13% территории Советского Союза подвержены воздействию сильных землетрясений (7 баллов и более). В пределах Советского Союза выделяют 12 сейсмически опасных зон: Прикарпатье, Крым, Кавказ, Туркмения, Средняя Азия, Алтай и Саяны, Прибайкалье, Верхоянская зона, Чукотка, Дальний Восток, Сахалин, Камчатка и Курилы. В районах с 7÷9-балльной сейсмичностью ведется гражданское, промышленное и гидротехническое строительство. Ряд гидроузлов проектируется, строится и возведено в районах высокой сейсмичности: Нурекский и Рогунский на р. Вахш, Токтогульский и Курпсайский на р. Нарын, Ингурский, Чиркейский, Андижанский и др.

Создание гидротехнических сооружений, надежно работающих в условиях сейсмических воздействий, требует: во-первых, прогнозирования максимально возможной силы землетрясения для данного района строительства, характерных параметров сейсмического воздействия; во-вторых, учета сейсмического воздействия при проектировании сооружений с обеспечением их устойчивости и прочности и недопущением прорыва напорного фронта гидроузла.

Различают несколько видов землетрясений: тектонические (происходящие вследствие деформирования пластов земной коры — сбросов, сдвигов, надвигов или разрывных нарушений), вулканические, обвальные (нередко из-за проявлений карста), «возбужденные» или «плотинные» (проявляющиеся в процессе первоначального наполнения и периодических колебаниях уровня водохранилища).

Наибольшей силой обладают тектонические землетрясения. Неравномерность движений в верхней мантии вызывает неравномерность движений и в земной коре. Если деформации нарастают достаточно быстро и напряжения в земной коре не успевают релаксировать, то при величинах этих напряжений, превышающих прочность пород, происходит разрыв, сдвиг и др., сопровождающиеся выделением упругой энергии, накопленной в деформированных пластах земли. Часть этой энергии расходуется на преодоление сил трения и сцепления и на разрушение пород, а другая часть, обычно преобладающая, проявляется в виде энергии колебаний окружающей упругой среды.

Плоскость, вдоль которой произошел разрыв или сдвиг, называют *плоскостью разрыва*, а область вокруг разрыва, где произошло разрушение пород и высвобождение энергии, называют *очагом землетрясения* (или гипоцентром). Участок земной поверхности над гипоцентром называют *эпицентром*.

В целях прогноза проявления сейсмической активности изучается механизм землетрясения, причины возникновения землетрясений (возможные модели очага землетрясения), геологическое и тектоническое строение района. На основе этих данных приближенно рассчитывают параметры возможного сейсмического воздействия в этом районе. По глубинам очагов землетрясений различают: нормальные — при глубинах очага до 50 км, промежуточные — 70÷300 км и глубокие землетрясения — 300÷700 км. Размеры очагов оцениваются величинами от нескольких до сотен километров.

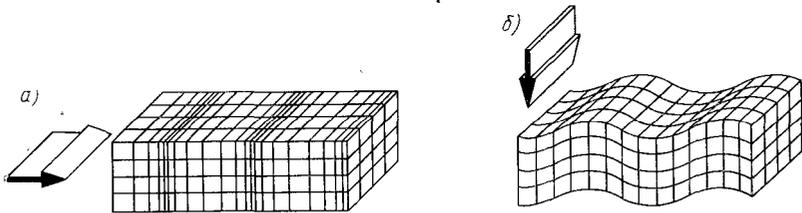


Рис. 5.1. Прохождение в твердом теле продольных и поперечных волн:
а — продольные волны; б — поперечные

При землетрясении в пространство, окружающее очаг, уходят упругие волны — колебательные смещения и деформации упругой среды. При сейсмическом воздействии возникают и распространяются волны сжатия и растяжения — *продольные волны*, волны сдвига — *поперечные волны*, продольно-поперечные поверхностные волны или волны Рэлея (рис. 5.1). Эти волны имеют различные скорости распространения и четко выделяются на инструментальных записях сейсмических колебаний. Продольные волны имеют скорость распространения колебаний v_p (или c_p)

$$v_p = (c_p) = \sqrt{\frac{E(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}}, \quad (5.1)$$

где E — модуль упругости; ρ — плотность среды (породы), где распространяются колебания; μ — коэффициент Пуассона среды.

Скорость распространения поперечных волн v_s (или c_s) выражается следующим соотношением:

$$v_s = (c_s) = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\mu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}}, \quad (5.2)$$

где G — модуль сдвига. Для коэффициента Пуассона $\mu=0,25$ можно вычислить соотношение между скоростями продольных и поперечных волн

$$c_p \approx 1,73c_s. \quad (5.3)$$

Скорость распространения поверхностных волн (Рэлея) составляет примерно $0,9c_s$.

Основной характеристикой очага является величина энергии, излучаемой в окружающую среду, а также спектральный состав колебаний (распределение максимальных смещений или энергии по различным частотам колебаний). Энергия возбужденных очагом упругих волн связана с изменением (уменьшением) потенциальной упругой энергии среды вследствие разрыва сплошности и смещения краев разрыва. Преобладающую часть энергии несут поперечные волны. Энергию обычно обозначают $E=10^K$ Дж, а показатель степени K называют *энергетическим классом* землетрясения. Другой наиболее часто употребляемой характеристикой землетрясений является *магнитуда* — M , введенная в сейсмологию Ч. Рихтером и являющаяся условным показателем сейсмической энергии очага*. Найдены эмпирические зависимости между M , E и K . Например, $E=11,4+1,5 M$.

Для характеристики масштабов учитываемых в сейсмологии эффектов приводится табл. 5.1, где даны размеры очагов землетрясений (по Ю. В. Ризниченко). В таблице приняты обозначения: R — радиус сферы, примерно ооконтуривающей очаг, км; l — возможная длина разрыва в очаге (очаг может иметь форму эллипсоида или др.), км; D — смещение двух воображаемых плоскостей, проходящих через очаг, м.

Таблица 5.1

M	4	5	6	7	8
K	11	13	15	17	18
R	1	3	10	20	50
l	5	10	50	100	500
D	0,01	0,05	0,2	1	5

Величины энергетического класса K , магнитуды M и глубина очага H являются основными показателями возможного (прогнозируемого) сейсмического воздействия для выбранного района строительства.

Интенсивность проявления землетрясений на поверхности земли оценивается по специальной шкале. В СССР используется 12-балльная шкала ИФЗ АН СССР и аналогичная ей шкала MSK—64 (С. В. Медведев — СССР, В. Шпонхойер — ГДР, В. Кар-

* Магнитуда M — это логарифм максимального смещения A_{\max} на сейсмограмме в определенной волне на расстоянии 100 км от очага при записи колебаний стандартным крутильным сейсмографом с увеличением 2800, периодом собственных колебаний 0,8 с и логарифмическим декрементом 0,8.

ник — ЧССР). По этим шкалам оценивают повреждения зданий и сооружений, поведение и ощущения людей, а также соответствующие природные явления (обвалы и оползни, изменение дебита источников воды, трещины в грунте и др.), которые наблюдаются при землетрясении. Повреждения зданий обычно наблюдаются при землетрясениях свыше 7 баллов. В районах с 7÷9-балльной сейсмичностью строительство ведут с соблюдением специальных норм и правил. Балльность обычно обозначается J . Величины магнитуды M , глубина очага H связаны с балльностью сложной зависимостью, которая иллюстрируется табл. 5.2. Помимо описательных признаков в шкале MSK—64 приведены количественные характеристики колебаний почвы при землетрясениях, которые могут быть использованы в расчетах сооружений при выборе аналоговых или синтезируемых на ЭВМ акселерограмм землетрясений либо при других способах детального описания возможного движения почвы. Эти характеристики для 7÷9-балльных районов приводятся в табл. 5.3. В табл. 5.3 приведены максимальные величины ускорений U_0 почвы, записанные акселерометрами и относящиеся к периодам колебаний почвы 0,1÷0,5 с, скорости, относящиеся к периодам 0,5÷2,0 с, и смещения — для сейсмографа, представляющего собой маятник с периодом собственных колебаний 0,25 с и логарифмическим декрементом 0,5.

Таблица 5.2

Магнитуда M	Балльность в эпицентральной зоне J при разной глубине очага H , км		
	5	15	45
$3^{1/4} \leq M \leq 4^{1/4}$	5÷6	4÷5	2÷3
$4^{1/4} \leq M \leq 5^{1/4}$	7÷8	5÷7	4÷5
$5^{1/4} \leq M \leq 6^{1/2}$	9÷10	7÷8	5÷7
$6^{1/2} \leq M \leq 7^{1/2}$	>10	9÷10	7÷8
$7^{1/2} \leq M \leq 8^{1/2}$	—	>10	9÷10

Таблица 5.3

Интенсивность землетрясения, баллы	Ускорение \ddot{U}_0 , см/с ²	Скорость \dot{U}_0 , см/с	Смещение U_0 , мм
7	50÷100	4,1÷8,0	2,1÷4,0
8	100÷200	8,1÷16,0	4,1÷8,0
9	200÷400	16,1÷32,0	8,1÷16,0

Одна из записей землетрясения приводится на рис. 5.2. Это акселерограмма землетрясения Сан-Фернандо 9 февраля 1971 г., полученная на сейсмической станции у плотины Пакойма (США).

Такие записи могут вообще рассматриваться как нестационарный случайный процесс. Записи ускорений колебаний почвы — акселерограммы могут быть использованы в расчетах сооружений, если они получены в сходных (с прогнозируемыми) сейсмических условиях. Эти записи называют *аналоговыми акселерограммами*.

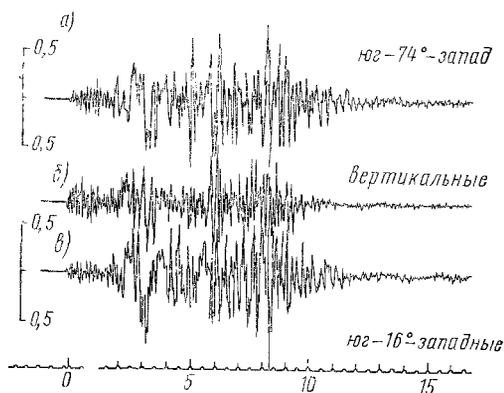


Рис. 5.2. Акселерограмма землетрясения в Сан-Фернандо 9 февраля 1971 г., записанная на сейсмической станции вблизи плотины Пакойма (США):

а — горизонтальная компоновка колебаний по направлению юг — 74° — запад; *б* — вертикальная компонента; *в* — горизонтальная компонента по направлению юг — 16° — запад

Основные параметры аналоговых акселерограмм определяют в соответствии со сходной геологией по имеющимся эмпирическим зависимостям для $(\dot{U}_0)_{\max}$, T_0 , τ_0 как функциям от J , M , H^* , где T_0 — преобладающий период колебаний, с; τ_0 — длительность наиболее интенсивных колебаний, с, и другие параметры.

§ 5.2. СЕЙСМИЧЕСКОЕ РАЙОНИРОВАНИЕ И МИКРОСЕЙСМОРАЙОНИРОВАНИЕ ТЕРРИТОРИИ СТРОИТЕЛЬСТВА ГИДРОУЗЛОВ

Сейсмическое районирование — это разделение территории страны на зоны, где возможно проявление сейсмической активности различной силы, оцениваемой в баллах. Такое разделение территории выполнено на основе изучения прошедших землетрясений и интенсивности их проявления на поверхности с учетом данных сейсмических станций, геологической структуры районов и оценкой тектонических процессов. На основе такой обработки сейсмологической информации составлены карты сейсмического районирования, приводимые в нормах на проектирование сейсмостойких зданий и сооружений (СНиП II-A.12—69*). Пример такой карты приводится на рис. 5.3.

Эти карты служат для установления исходной балльности площадки строительства гидроузла и относятся к *средним грунтовым условиям*. При оценке сейсмического эффекта на сооружение учитывается изменение параметров землетрясения в зависимости от геологических условий. При этом сейсмический эффект может быть меньше для скальных оснований или больше для глинистых водонасыщенных оснований, чем для средних грунтовых условий.

* В последнее время получила распространение методика создания (генерации) таких записей на ЭВМ, последние называют синтезируемыми (синтетическими) акселерограммами.

Изменение сейсмического эффекта в баллах дается в табл. 5.4.

Таблица 5.4

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Грунты основания	Уточненная интенсивность землетрясения в баллах при сейсмичности района		
		7	8	9
I	Скальные и полускальные породы и крупнообломочные особо плотные грунты	6	7	8
II	Глины и суглинки твердые, крупнообломочные грунты, гравийно-галечные и крупнозернистые песчаные грунты	7	8	9
III	Глины и суглинки мягко- и текучепластичные, пески средней крупности и мелкие	8	9	Более 9

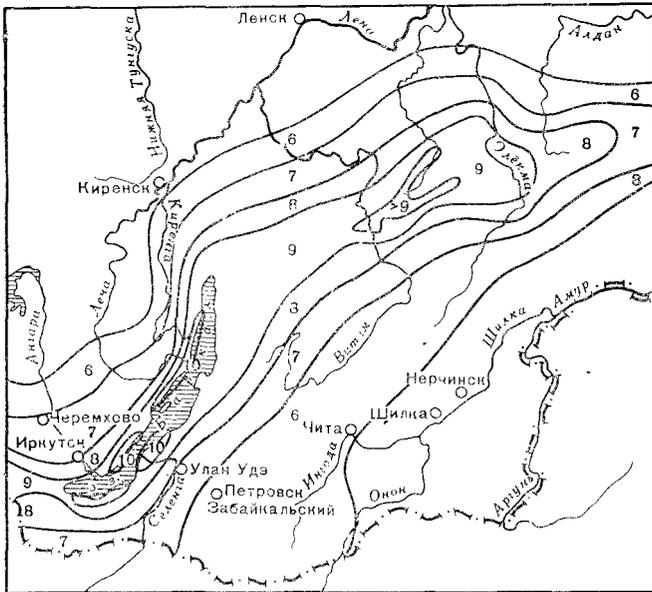


Рис. 5.3. Карта сейсмического районирования территории СССР (Иркутская область, Бурятская АССР, Читинская область). Цифрами указана сейсмичность района в баллах

Принятая на основе карт сейсмического районирования уточненная сейсмичность района строительства гидроузла может быть использована при проектировании лишь сооружений III и IV классов (см. гл. 6) капитальности. Для сооружений I и II классов капитальности эта уточненная сейсмичность (с использованием карт СНиПа) может применяться только на стадии ТЭО (технико-экономического обоснования целесообразности проектирования и строительства гидроузла). Для сооружений I класса капитальности на стадии ТЭО сейсмичность повышается на 1 балл, учитываемая особую ответственность сооружений и особую значимость предупреждения возможности их разрушений и повреждений при землетрясениях.

Для детального проектирования и исследования надежности сооружений проводят специальные инженерно-сейсмологические исследования площадок строительства гидроузлов, которые называют *микросейсморайонированием*. Целью этих исследований является детальное исследование особенностей проявления сейсмических явлений в конкретных условиях строительства сооружений гидроузла и получение данных для их расчета и проектирования.

На основе детального изучения геологии и неотектоники выявляют возможные зоны возникновения остаточных деформаций оснований и величины их, оценивается возможность обвалов и оползней, падение неустойчивых скальных массивов, изменения сейсмического режима при наполнении водохранилища и др. Эти исследования проводят для района с радиусом примерно 100 км от места расположения сооружения. Оценивается максимально возможный (прогнозируемый) сейсмический эффект для площадки строительства применительно к средним грунтовым условиям, а затем и уточнение для конкретных геологических условий.

Изменение интенсивности сейсмического воздействия принимается обратно пропорциональным акустическим жесткостям слагающих створ пород и оценивается коэффициентом

$$\beta_{0-1} = \frac{\rho_0 v_{P0}}{\rho_1 v_{P1}},$$

где ρ_0 , ρ_1 — плотности пород; v_{P0} , v_{P1} — скорости распространения продольных волн. Для средних грунтовых условий может быть принято $\rho_0 \cong 2,0$ г/см³, $v_{P0} \cong 2500$ м/с. Этот коэффициент β_{0-1} учитывается не только при корректировке балльности, но и для корректировки максимальных ускорений, скоростей и смещений при выборе аналоговых записей. При микросейсморайонировании нередко проводят также расчеты возможных параметров землетрясений по величинам прогнозируемых очагов землетрясений (используя значения магнитуд, глубин очагов, различные модели очагов землетрясений и др.) и их возможное расположение (учитывая неотектонику района).

§ 5.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИНЕРЦИОННЫХ СЕЙСМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК НА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

При сейсмическом воздействии возникают колебания основания сооружения. Обозначим смещения какой-либо точки основания сооружения как $U_0(t)$, $V_0(t)$ и $W_0(t)$, где $U_0(t)$ и $V_0(t)$ — горизонтальные смещения по двум взаимно перпендикулярным направлениям, а $W_0(t)$ — вертикальные смещения. При расчете сооружений (за исключением сооружений большой протяженности, например мостовых переходов, большой протяженности зданий, монолитных плотин в широких створах и т. п.) обычно принимается так называемое допущение «платформенного эффекта». Принимают, что при сейсмическом воздействии происходят вынужденные колебания сооружения, расположенного вместе со своим основанием на некоторой воображаемой платформе, совершающей поступательные смещения по заданному закону. Преобладают при сейсмическом воздействии горизонтальные смещения $U_0(t)$ и $V_0(t)$. В зонах, близких к эпицентральной, необходимо учитывать также и вертикальные смещения $W_0(t)$.

Рассмотрим наиболее распространенную расчетную схему сооружения в виде консольного стержня (этой расчетной схеме отвечают гравитационные плотины, башенные водоприемники и другие гидротехнические сооружения). В любой точке сооружения с координатой x при вынужденных колебаниях, возбуждаемых смещением основания, возникают инерционные силы, определяемые следующим образом:

$$S(x, t) = -m(x) \ddot{U}_0(t) - m(x) \ddot{U}(x, t), \quad (5.4)$$

где $S(x, t)$ — сейсмическая инерционная сила; $m(x)$ — интенсивность распределенной массы сооружения, определяемая по формуле

$$m(x) = \rho d(x),$$

где $d(x)$ — толщина сооружения в точке x ; $U(x, t)$ — относительное упругое перемещение точки x сооружения при колебаниях (рис. 5.4).

Для получения уравнений вынужденных колебаний сооружения при сейсмическом воздействии можно воспользоваться принципом Даламбера. В уравнении, связывающем прогибы (перемещения) и действующие на сооружение силы, заменим статические силы на сейсмические инерционные, а статические перемещения

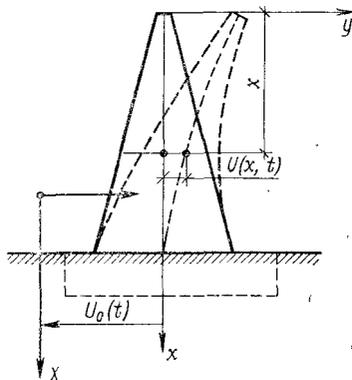


Рис. 5.4. Расчетная схема сооружения на сейсмическое воздействие в виде консольного стержня

на динамические. Таким образом можно получить уравнения вынужденных колебаний при сейсмических воздействиях. Решение уравнений отыскиваем в виде ряда (воспользовавшись методом разделения переменных — методом Фурье)

$$U(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} T_i(t) \varphi_i(x), \quad (5.5)$$

где $\varphi_i(x)$ при $i=1, 2, 3, \dots$ — форма собственных (свободных) колебаний сооружения по i -му тону, а $T_i(t)$ — некоторые функции времени, описывающие изменение перемещений во времени. Подстановка выражения (5.5) в уравнение вынужденных колебаний и применение известных преобразований метода разделения переменных приводят к замене одной системы уравнений вынужденных колебаний на две системы: одна — уравнения собственных колебаний, из которого отыскиваются функции $\varphi_i(x)$, другая — уравнения относительно функции $T_i(t)$. Решения второй системы уравнений записывают

$$T_i(t) = \left[\int_0^H \varphi_i(x) m(x) dx \right] T_i^*(t); \quad (5.6)$$

$$T_i^*(t) = \frac{1}{\omega_0} \int_0^t \ddot{U}_0(\zeta) \exp \left\{ -\frac{\alpha_i \omega_i}{2} (t - \zeta) \right\} \sin \omega_i (t - \zeta) d\zeta, \quad (5.7)$$

где α_i — коэффициент внутреннего трения для i -го тона собственных колебаний ($\alpha_i = \delta_i / \pi$, где δ_i — логарифмический декремент для i -го тона); ω_i — частота i -го тона собственных колебаний.

Таким образом, перемещения сооружения, возбуждаемые сейсмическими колебаниями основания, могут быть записаны

$$U(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \varphi_i(x) \left[\int_0^H \varphi_i(x) m(x) dx \right] T_i^*(t). \quad (5.8)$$

В последнем выражении можно выделить два функциональных множителя: первый — подчеркнутые члены в выражении (5.8) — зависят от форм колебаний сооружения по i -му тону и его обозначают $\eta_i(x)$, второй — есть функция времени, зависящая от частоты (или периода) собственных колебаний сооружения и затухания колебаний.

Для коэффициента $\eta_i(x)$, зависящего от формы деформации сооружения при колебаниях по i -му тону, в динамической спектральной теории сейсмостойкости используют следующие выражения: а) для сооружений, рассчитываемых как система с дискретными массами (система с конечным числом степеней свободы):

$$\eta_{ik} = X_{ik} \frac{\sum_{j=1}^n X_{ij} Q_j}{\sum_{j=1}^n X_{ij}^2 Q_j}, \quad (5.9)$$

где X_{ik} — смещение точки k при колебаниях по i -му тону; n — число учитываемых в расчете сосредоточенных масс в расчетной схеме сооружения; Q_j — вес сооружения, отнесенный к точке j сооружения; б) для сооружений, работающих пространственно, направление сейсмических колебаний не совпадает (в общем случае) с направлением перемещений точек сооружения по тонам колебаний

$$\gamma_i(x) = w_i(x) \frac{\iint_0^S m_i(\xi) \cos[(U_0, \hat{w}_i(\xi)) m(\xi) d\Omega(\xi)]}{\iint_0^S w_i^2(\xi) m(\xi) d\Omega(\xi)}, \quad (5.10)$$

где $U_0, \hat{w}_i(\xi)$ — угол между вектором сейсмического ускорения и смещением сооружения $w_i(\xi)$ в точке ξ ; $m(\xi)$ — интенсивность распределенной массы сооружения, отнесенной к точке ξ сооружения; $d\Omega(\xi)$ — элемент площади срединной поверхности сооружения; S — площадь срединной поверхности сооружения.

В выражениях (5.9) и (5.10) знаменатель дроби представляет собой условие нормировки произвольной системы функций, описывающей собственные колебания сооружения. В выражении (5.8) это условие принято равным единице.

Формула (5.8) позволяет определить перемещения сооружения при кинематическом возбуждении колебаний. Зная перемещения, можно определить деформации, усилия и напряжения в различных сечениях сооружения, так как последние связаны с перемещениями некоторыми дифференциальными и конечными соотношениями. Однако на практике оказывается удобным придать расчетам на сейсмические воздействия иную форму. А именно, определяются нагрузки, вызывающие эти перемещения, а затем определяются внутренние усилия, используемые при проверке прочности сооружения, и реакции по опорному контуру или равнодействующие сейсмических нагрузок, используемые при проверке устойчивости сооружения. Таким образом, мы возвращаемся к выражению (5.4), в котором учтем полученное выше выражение для смещений сооружения при вынужденных колебаниях.

Продифференцируем дважды по времени выражение (5.8) и подставим его в выражение (5.4). При этом получим

$$S(x, t) = -m(x) \left[\ddot{U}_0(t) \left\{ 1 - \sum_{i=1}^{\infty} \gamma_i(x) \right\} + \sum_{i=1}^{\infty} \gamma_i(x) \omega_i^2 T_i^*(t) \right]. \quad (5.4')$$

При учете достаточно большого числа членов разложения сейсмической нагрузки по тонам собственных колебаний $i=1, 2, 3, \dots, \infty$ выражение в фигурных скобках будет равно нулю и сейсмическая нагрузка может определяться по сокращенному выражению

$$S(x, t) = -m(x) \left[\sum_{i=1}^{\infty} \gamma_i(x) \omega_i^2 T_i^*(t) \right], \quad (5.11)$$

где $m(x)$ — распределенная масса сооружения в точке x ; $\eta_i(x)$ — коэффициент, зависящий от формы деформации сооружения при его собственных колебаниях по i -й форме и от характера распределения массы; ω_i — частота i -го тона собственных колебаний;

$T_i^*(t)$ — функция времени, описывающая движение линейного осциллятора — системы с одной степенью свободы, имеющей частоту собственных колебаний ω_i и затухание δ_i .

Функции $\omega_i^2 T_i^*(t)$ в выражении (5.11) представляют абсолютные ускорения линейных осцилляторов.

Пример вычисления таких функций приводится на рис. 5.5. Для акселерограммы преобладающий период составляет примерно $T_0 \cong \cong 0,3$ с. На рис. 5.5, б, в, г приводятся графики функций $\omega_i^2 T_i^*(t)$ для трех значений периодов собственных колебаний $T_1 = 0,76$ с, $T_2 = 0,28$ с и $T_3 = 0,153$ с. Из этих графиков видно, что для линейных осцилляторов, у которых период собственных колебаний много больше преобладающего периода колебаний почвы при землетрясении, максимальные реакции

(максимальные абсолютные ускорения) проявляются с некоторым запаздыванием по отношению к максимальным ускорениям основания и примерно равны самим колебаниям почвы при землетрясении $U_0(t)$. Для периодов, примерно равных T_0 , величины максимальных реакций увеличиваются и почти совпадают по времени с максимальными ускорениями почвы. В этом случае говорят о резонансных колебаниях конструкции при землетрясении. Зависимости (5.10) и (5.11) могут применяться при расчете сооружений с использованием аналоговых акселерограмм. Однако расчет на одну или несколько аналоговых акселерограмм не гаранти-

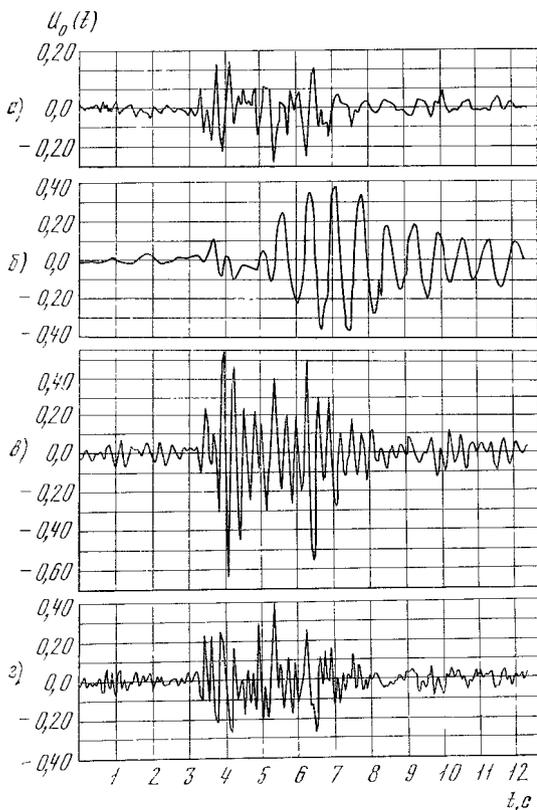


Рис. 5.5. Расчет сооружения на действие аналоговой акселерограммы землетрясения:

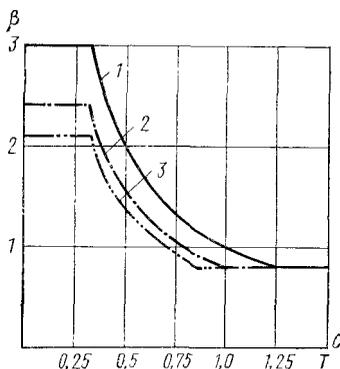
а — акселерограмма землетрясения Эль-Центро;
б—в — абсолютные ускорения линейных осцилляторов с периодами собственных колебаний 0,76 с, 0,28 с и 0,153 с

рует, что выполнен учет всех возможных особенностей проявления землетрясений в данном районе, поэтому наиболее часто используют второй способ оценки проявления сейсмического воздействия на сооружения — используют средние значения спектров реакции сооружения.

По фактически наблюдаемым акселерограммам землетрясений были вычислены функции $[\omega_i^2 T_i^*(t)_{\max}]$ для всего диапазона встречающихся на практике периодов собственных колебаний. Средние значения функций $[\omega_i^2 T_i^*(t)_{\max}]$, полученные путем статистической обработки, называют коэффициентом динамичности

Рис. 5.6. График коэффициента динамичности:

1 — коэффициент динамичности для железобетонных и бетонных сооружений, работающих при колебаниях без раскрытия швов; 2 — то же, для бетонных сооружений, свободно деформирующихся при колебаниях с частичным раскрытием швов; 3 — то же, для земляных и каменно-набросных сооружений



$\beta(T_i)$, где T_i — период i -го тона собственных колебаний сооружения и, как это следует из предыдущего, коэффициент динамичности есть функция периода собственных колебаний сооружения и затухания. Из-за того что максимумы реакции сооружения по отдельным тонам собственных колебаний встречаются неодновременно (не совпадают по времени), а также учитывая хаотичность колебаний при землетрясениях при суммировании реакций и усилий, определенных для отдельных тонов собственных колебаний, принимается, что расчетные значения этих величин равны (наиболее вероятно) среднеквадратичной величине. График $\beta(T_i)$ (рис. 5.6) построен для безразмерных ускорений. Для перехода к величинам расчетных ускорений необходимо учесть множитель K_{cg} , где K_c — коэффициент сейсмичности или безразмерное ускорение (по нормам) в долях ускорения свободного падения тел g (табл. 5.5).

Таблица 5.5

Балльность	7	8	9
K_c	0,025	0,05	0,1

Величина расчетной сейсмической нагрузки в точке сооружения по СНиП II-A.12—69* записывается в следующем виде:

$$S_p(x) = \sqrt{\sum_{i=1}^n S_i^2(x)}, \quad (5.12)$$

где $S_i(x)$ — сейсмическая нагрузка, соответствующая i -му тону собственных колебаний сооружения, определяется по формуле

$$S_i(x) = m K_c Q(x) \eta_i(x) \beta(T_i). \quad (5.13)$$

В формулах (5.12) и (5.13) приняты обозначения: n — число учитываемых в расчете тонов собственных колебаний; $Q(x)$ — вес сооружения, отнесенный к точке x ; m — коэффициент, учитывающий особые условия работы гидросооружений I класса капитальности в сейсмических районах и принимаемый равным 1,5 для бетонных плотин и 1,3 для плотин из местных материалов. Для сооружений II, III и IV классов капитальности принимается $m=1$.

Таким образом, согласно СНиП II-A.12—69* алгоритм (последовательность действий) расчета плотин на сейсмические воздействия состоит из следующих шагов:

1. Определение периодов собственных колебаний сооружения T_1, T_2, T_3 и соответствующих им форм собственных колебаний $\varphi_1(x), \varphi_2(x), \varphi_3(x)$ на основе расчета или модельных исследований. Для бетонных гравитационных и массивно-контрфорсных плотин, а также для плотин из местных материалов можно в ряде случаев ограничиться учетом первых трех тонов колебаний, для других сооружений необходим учет большего числа тонов колебаний (определяемый необходимой точностью определения сейсмической нагрузки на сооружение)*.

2. По известным периодам собственных колебаний определяют по графику рис. 5.6 коэффициенты $\beta(T_i)$, а затем и коэффициенты $\eta_i(x)$ по формулам (5.9) или (5.10).

3. Далее определяются сейсмические нагрузки, соответствующие каждому из тонов собственных колебаний по формуле (5.13), причем для сооружений, взаимодействующих с водной средой, под $Q(x)$ подразумевается вес сооружения в точке x и вес присоединенной массы воды (см. далее § 5.4). Одновременно учитывается также изменение периодов собственных колебаний сооружения в воде и соответствующее изменение коэффициентов динамичности.

4. В случае расчета устойчивости сооружения определяется суммарная сейсмическая нагрузка по формуле (5.12).

5. В случае расчета прочности сооружения определяются внутренние усилия в сооружении для каждого из тонов колебаний. По нагрузке $S_i(x)$ определяют $M_i(x), N_i(x)$ и $Q_i(x)$. Затем в зависимости от величины периода первого тона собственных колебаний

* Существуют различные формулы для определения общей реакции сооружения с учетом сейсмических нагрузок по нескольким тонам собственных колебаний, отличающиеся способом суммирования сейсмических нагрузок для отдельных тонов.

принимается одна из указанных ниже формул для определения расчетных значений усилий:

$$\text{для } T_1 > 0,3 \text{ с } N_p(x) = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2(x)} ;$$
$$\text{для } T_1 \leq 0,3 \text{ с } N_p(x) = \sqrt{N_{\max}^2(x) + 0,5 \sum_{i=1}^n N_i^2(x)} .$$

В последней формуле $N_{\max}(x)$ — максимальное из всех учитываемых усилий. Усилия по остальным тонам колебаний учитываются с весовым коэффициентом 0,5.

§ 5.4. УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ВОДНОЙ СРЕДЫ ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ СЕЙСМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК НА ПЛОТИНЫ И ДРУГИЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

При сейсмическом воздействии происходят колебания как самого сооружения, так и водной среды. Водная среда при этом вызывает дополнительное (сверх гидростатического) давление на сооружение, называемое *гидросейсмическим давлением*. Величина гидросейсмического давления зависит от параметров колебания сооружения и конфигурации водохранилища (формы поперечных сечений, протяженности водохранилища, его планового очертания). При колебаниях плотины при заполненном полностью или частично водохранилище в движении участвуют как сооружение, так и водная среда. Зная величины гидросейсмического давления и ускорения движения системы «сооружение — водная среда», можно определить некоторую *присоединенную массу воды*, оказывающую своим инерционным влиянием гидросейсмическое давление.

Помимо инерционного влияния воды имеет место также и изменение величин рассеивания энергии колебаний системы «сооружение — водная среда». Есть предложения [104] об учете этого влияния посредством некоторого присоединенного вязкого трения (сопротивления). Эти процессы связаны с вязкостью воды и необратимыми процессами волнообразования. В приближенных расчетах дополнительными потерями энергии при колебаниях плотины с учетом водной среды можно пренебречь, учитывая лишь инерционное влияние посредством присоединенных масс воды. При учете взаимодействия плотины с водной средой в большинстве существующих решений принимаются следующие допущения: вода считается невязкой и несжимаемой жидкостью; волнообразование на свободной поверхности не учитывается, движение воды считается потенциальным (безвихревым); рассматриваются малые колебания системы «плотина — водная среда» при горизонтальных поступательных гармонических колебаниях.

При этих условиях скорости движения частиц воды в направлении координатных осей (рис. 5.7, б) и гидродинамическое дав-

ление в любой точке выражаются через потенциальную функцию Φ . Для плоской задачи соотношение для скоростей и гидродинамических давлений принимает вид:

$$\frac{\partial U}{\partial t} = -\frac{\partial \Phi}{\partial x}; \quad \frac{\partial V}{\partial t} = -\frac{\partial \Phi}{\partial y};$$

$$p(x, y, t) = \rho_0 \frac{\partial \Phi}{\partial t}, \quad (5.14)$$

где U, V — смещения точек водной среды в направлении осей x и y ; $p(x, y, t)$ — гидродинамическое давление в точке с координатами x, y ; ρ_0 — плотность воды.

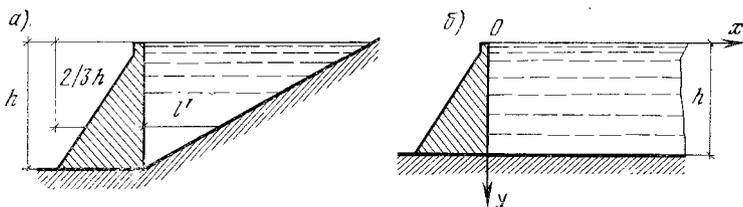


Рис. 5.7. Схема системы «плотина — водная среда»: а — при учете ограниченности водохранилища; б — для неограниченного водохранилища (задача Вестергаарда)

Потенциал скоростей $\Phi(x, y, t)$ должен удовлетворять уравнению Лапласа (в случае несжимаемой жидкости)

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} = 0 \quad (5.15)$$

и граничным условиям:

- 1) скорости дна водохранилища в вертикальном направлении равны нулю;
- 2) на свободной поверхности давление постоянное. Волнообразованием пренебрегаем;
- 3) движение жидкости в точках, удаленных от плотины, отсутствует. Скорости движения в этих точках равны нулю;
- 4) скорости горизонтальных перемещений точек водной среды и тече напорной грани плотины равны между собой.

Решению задачи гидроупругости в указанной постановке посвящены работы Г. М. Вестергаарда, П. П. Кульмача, И. С. Шейнина, С. Г. Шульмана и др.

Существенно отметить, что величина гидродинамического давления зависит от формы колебания конструкции. Из решения уравнения Лапласа с указанными выше граничными условиями получены выражения для $\Phi(x, y, t)$, а также величина гидродинамического давления $P(x, y, t)$ во всех точках рассматриваемой области. Нас интересует давление на сооружение со стороны водохранилища, которое обозначим $P(y, t)$. Разделим $P(y, t)$ на ве-

личину $\ddot{U}(y, t)$ — ускорение движения плотины в точке y , эту величину и называем присоединенной массой воды, равной

$$m_b(y) = \frac{P(y, t)}{\ddot{U}(y, t)}, \quad (5.16)$$

где $m_b(y)$ — распределенная присоединенная масса воды, отнесенная к точке y , принимаемая движущейся вместе с плотной.

Укажем, что учет влияния воды приводит к изменению динамических инерционных нагрузок в системе «плотина — водохранилище», а именно — меняются периоды колебания сооружения и инерционные нагрузки. В общем случае выполняется динамический расчет сооружения с учетом присоединенной массы воды. В приближенных расчетах можно принять

$$T_{iB} = T_i \sqrt{1 + (M_b/M_0)}, \quad (5.17)$$

где T_{iB} — период i -го тона колебаний сооружения с учетом водной среды; T_i — то же, в воздухе; $M_b = \int_0^h m_b(y) dy$ — суммарная присоединенная масса воды (в данном случае — для плоской задачи); M_0 — суммарная масса бетона сооружения.

Формы колебаний плотин с учетом влияния воды практически идентичны формам колебаний сооружений в воздухе. Значения коэффициентов, зависящих от формы деформации сооружения при колебаниях по i -му тону, определяют по формуле [102]

$$\gamma_{ik} = X_{ik} \frac{\sum X_{ij}(m_j + m_{Bj})}{\sum X_{ij}^2 m_j}, \quad (5.18)$$

где m_{Bj} — значение присоединенной массы воды в точке j сооружения.

В нормах (СНиП II-A.12—69*) даны рекомендации по определению присоединенной массы воды для некоторых наиболее распространенных расчетных случаев: схема 1 — горизонтальные поступательные перемещения недеформируемого сооружения с вертикальной (1а) либо наклонной (1б) напорной гранью; схема 2 — горизонтальные изгибные колебания сооружения консольного типа с вертикальной напорной гранью; схема 3 — горизонтальные сдвиговые колебания сооружения консольного типа; схема 4 — горизонтальные поступательные перемещения недеформируемых сооружений с вертикальной напорной гранью в V-образном ущелье и другие расчетные случаи.

Присоединенную массу воды определяют по зависимости

$$m_b = \rho_b h \mu \psi, \quad (5.19)$$

где ρ_b — плотность воды, т/м³; h — глубина воды у сооружения, м; μ — безразмерный коэффициент присоединенной массы воды; ψ — безразмерный коэффициент, учитывающий ограниченность длины водохранилища, принимаемый равным единице при $l/h \geq 3$ (см.

рис. 5.7, а), а для других случаев — по специальной таблице, приведенной в СНиПе.

Коэффициент μ для указанных выше пяти расчетных схем вычисляются с помощью табл. 5.6. Для схемы 1а $\mu=R$, для схемы 1б $\mu=R \sin^3\theta$, где θ — угол наклона напорной грани к горизонту.

Таблица 5.6

y/h	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
R	0,36	0,55	0,66	0,72	0,74
C_1	0,09	0,10	0,08	0,07	0,06
C_2	0,09	0,18	0,28	0,38	0,43
C_3	0,73	0,46	0,23	0,06	0
μ_1 { Земляные плотины	0,15	0,22	0,23	0,20	0,15
$\theta=30^\circ$					
Бетонные плотины	0,29	0,38	0,43	0,45	0,44
$\theta=90^\circ$					

Для схемы 2

$$\mu = \frac{R + C_1(a-1)}{1 + C_3(a-1)};$$

для схемы 3

$$\mu = \frac{aR - C_2(a-1)}{a - (a-1)y^2/h^2};$$

для схемы 4 $\mu = \mu_1$.

В формулах для μ обозначено: a — отношение ускорения на гребне плотины к величине $K_c g$.

В ряде случаев приходится учитывать и вертикальную составляющую дополнительного сейсмического давления воды (одновременно с учетом вертикальных составляющих инерционных нагрузок), которая приближенно принимается равной части гидростатического давления

$$P_c = \gamma y K_c \sin \alpha. \quad (5.20)$$

§ 5.5. СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА БЕТОННЫЕ ПЛОТИНЫ

Для расчета бетонных гравитационных плотин на сейсмические воздействия обычно принимается расчетная схема в виде консольного стержня. Для приближенных расчетов можно принимать следующие формы колебаний (для плотин с $b/h \cong 1,0$) согласно табл. 5.7.

Отвечающие этим формам периоды собственных колебаний определяют по формуле

$$T_i = \frac{2\pi}{a_i} \cdot \frac{H}{\sqrt{\frac{E_{6g}}{\gamma_6}}},$$

Формы колебаний гравитационной плотины при $b/h=1,0$

z/h	Формы колебаний при		
	$i=1$	$i=2$	$i=3$
1,0	1,000	-1,000	1,000
0,8	0,785	-0,377	-0,061
0,6	0,544	0,148	-0,338
0,4	0,314	0,332	0,115
0,2	0,117	0,191	0,237
0	0	0	0

где H — высота плотины, м; E_6 — модуль упругости бетона, т/м²; γ_6 — вес единицы объема бетона, т/м³; a_i — коэффициенты, зависящие от тона колебаний:

Номер тона колебаний	1	2	3
a_i	1,25	2,80	4,50

В детальных расчетах гравитационных плотин рекомендуется учитывать податливость основания. Для плотин на податливых основаниях увеличиваются периоды собственных колебаний, изменяются формы колебаний и соответственно уменьшаются инерционные сейсмические нагрузки. Необходимо учитывать как горизонтальные, так и вертикальные сейсмические нагрузки. Последние играют большую роль при оценке устойчивости сооружений на сдвиг. Вертикальные сейсмические нагрузки разрешается определять по формуле*

$$S_B = K_c Q_6 \sin \alpha,$$

где α — угол наклона вектора сейсмического ускорения к горизонту, принимаемый не более 30°. В общем случае необходимо определять наименее выгодное направление сейсмического воздействия, при котором получается наименьший коэффициент запаса устойчивости сооружения на сдвиг.

Для массивно-контрфорсных плотин необходимо учитывать как продольные колебания плотины, так и поперечные (колебания из плоскости контрфорса). На рис. 5.8 приведены формы колебаний плотин для различных конструктивных схем плотин высотой 100 м**. Там же указаны периоды колебаний. Для плотин другой высоты можно пересчитать периоды собственных колебаний по формуле

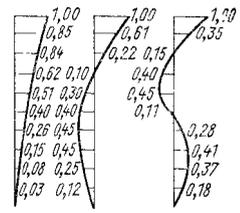
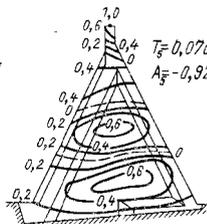
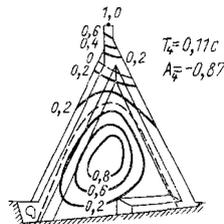
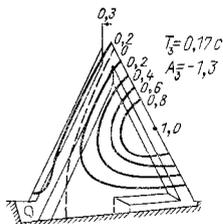
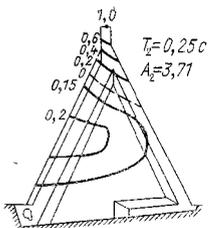
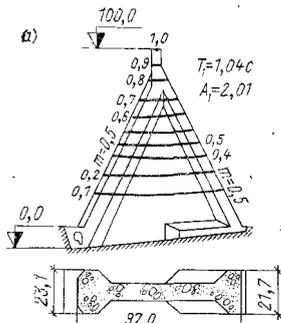
$$T_{i(H \neq 100 \text{ м})} = T_{i(H=100 \text{ м})} (H/100).$$

* При этом и горизонтальные составляющие сейсмических нагрузок умножаются на $\cos \alpha$.

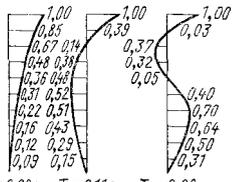
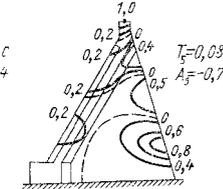
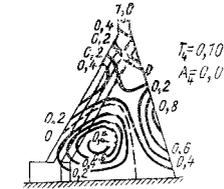
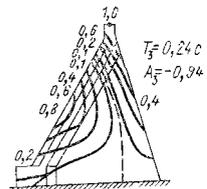
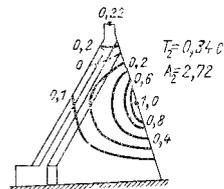
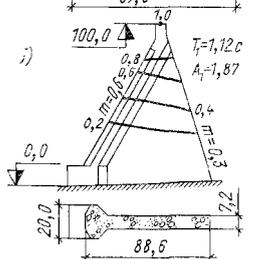
** Формы колебаний бетонных плотин получены в лаборатории сейсмостойкости кафедры гидросооружений МИСИ им. В. В. Куйбышева под руководством проф. П. И. Гордненко.

Периоды и формы поперечных колебаний

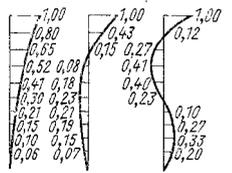
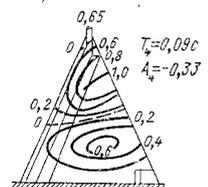
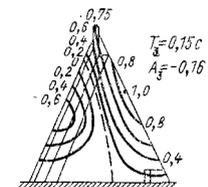
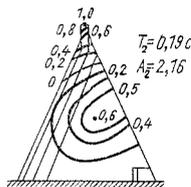
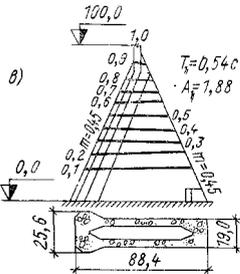
Нравольных колебаний



$T_1 = 0,26c$ $T_2 = 0,14c$ $T_3 = 0,09c$
 $A_1 = 2,02$ $A_2 = 2,2$ $A_3 = 1,15$



$T_1 = 0,22c$ $T_2 = 0,11c$ $T_3 = 0,08c$
 $A_1 = 2,3$ $A_2 = 2,08$ $A_3 = 1,57$



$T_1 = 0,20c$ $T_2 = 0,09c$ $T_3 = 0,06c$
 $A_1 = 2,14$ $A_2 = 3,5$ $A_3 = 0,35$

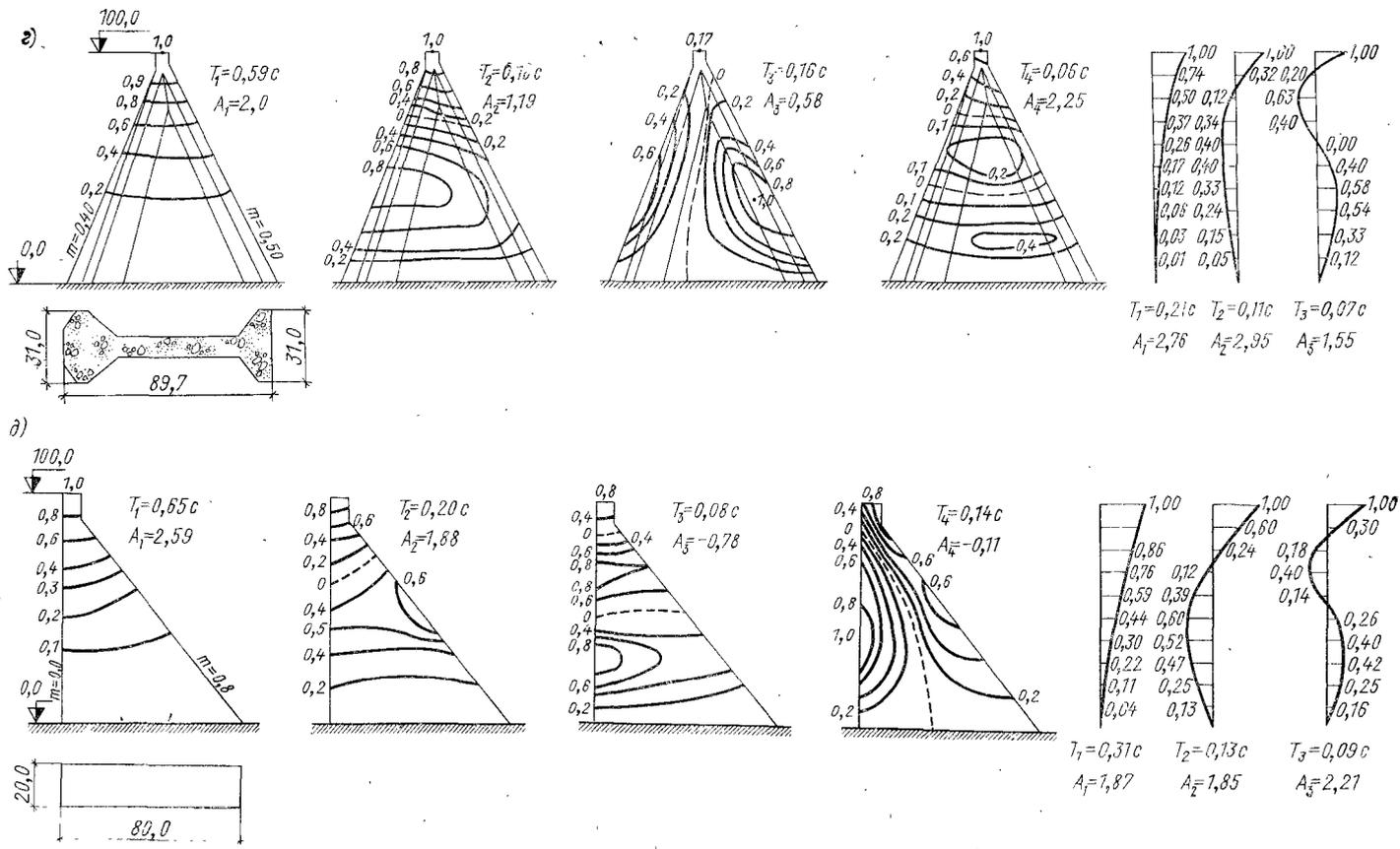


Рис. 5.8. Формы собственных продольных и поперечных колебаний массивно-контрфорсных и гравитационных плотин (по экспериментальным данным) для плотин высотой 100 м (а—д)

Коэффициент, зависящий от формы деформации сооружения при колебаниях по i -му тону, определяют по формуле

$$\gamma_{ik} = X_{ik} A_i,$$

где

$$A_i = \frac{\sum X_{ij} Q_j}{\sum X_{ij}^2 Q_j}.$$

Для арочных плотин динамические расчетные схемы весьма сложны. Некоторые замечания по динамическому расчету арочных плотин см. § 12.5.

§ 5.6. СЕЙСМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ НА ЗЕМЛЯНЫЕ И КАМЕННО-ЗЕМЛЯНЫЕ ПЛОТИНЫ

Одной из простейших расчетных схем плотин рассматриваемого типа является схема треугольного клина с учетом только сдвиговых деформаций. По сравнению с бетонными гравитационными плотинами земляные и каменно-земляные плотины характеризуются своими большими поперечными размерами. Из строительной

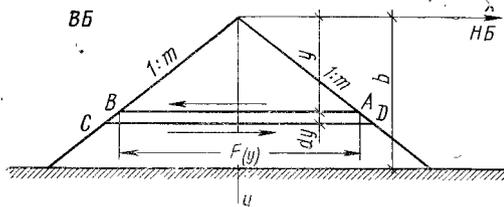


Рис. 5.9. Расчетная схема плотины (как сдвигового клина)

механики и теории упругости известно, что в таких конструкциях большую роль играют деформации сдвига. Полученные на основе этой расчетной схемы параметры колебаний плотин подтверждаются данными более точных теоретических и натурных исследований.

Расчетная схема представлена на рис. 5.9. Рассмотрим центральное сечение плотины. Рассмотрим равновесие элементарной полоски высотой dy , выделенной двумя плоскостями на расстоянии y от гребня. По верхней и нижней поверхностям полоски действуют сдвигающие силы Q и $Q + \frac{\partial Q}{\partial y} dy$. Кроме того, действует объемная инерционная сила, равная

$$S(y) = -m(y)[\ddot{U}_0(t) + \ddot{U}(y, t)]. \quad (5.24)$$

Таким образом, уравнение равновесия полоски запишем

$$\left(Q + \frac{\partial Q}{\partial y} dy\right) - Q - m(y)[\ddot{U}_0(t) + \ddot{U}(y, t)] = 0. \quad (5.25)$$

Для сдвигающих внутренних сил можно принять соотношение, связывающее величину силы и перемещения в виде

$$Q(y) = G\gamma(y) F(y) \quad (5.26)$$

где $\gamma(y)$ — угол сдвига; G — модуль сдвига; $F(y)$ — площадь поперечного сечения плотины на расстоянии y от гребня. Угол сдвига, в свою очередь, может быть записан в виде

$$\gamma(y) = \frac{\partial U}{\partial y}, \quad (5.27)$$

а площадь поперечного сечения плотины

$$F(y) = ay, \quad (5.28)$$

где a — приближенно равно сумме заложений верхового и низового откосов. С учетом выражений (5.27) и (5.28) можно записать

$$\frac{\partial}{\partial y} \left(Gay \frac{\partial U(y)}{\partial y} \right) = \rho ay [\ddot{U}_0(t) + \dot{U}(y, t)]$$

и получить окончательный вид уравнений вынужденных колебаний плотины (для ее расчетной схемы в виде сдвигового клина)

$$\frac{\partial}{\partial y} \left(Gay \frac{\partial U(y)}{\partial y} \right) - \rho ay \dot{U}(y, t) = + \rho ay \ddot{U}_0(t) \quad (5.29)$$

или после сокращения на постоянную a^* и деления на ρy получим

$$\frac{G}{\rho} \left(\frac{\partial^2 U}{\partial y^2} + \frac{1}{y} \cdot \frac{\partial U}{\partial y} \right) - \dot{U}(y, t) = + \ddot{U}_0(t). \quad (5.31)$$

Уравнение свободных (собственных) колебаний получают из уравнения (5.31), приняв $\ddot{U}_0(t) = 0$

$$\frac{G}{\rho} \left(\frac{\partial^2 U}{\partial y^2} + \frac{1}{y} \cdot \frac{\partial U}{\partial y} \right) - \dot{U}(y, t) = 0. \quad (5.32)$$

Граничные условия для этого уравнения: на гребне $\frac{\partial U}{\partial y} = 0$, в основании — $U = 0$. Применяя метод разделения переменных (метод Фурье), будем отыскивать решение этого уравнения в виде

$$U(y, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \varphi_i(y) \tau_i(t), \quad (5.33)$$

где $\varphi_i(y)$ — перемещения точки y при колебаниях по i -му тону — форма колебаний плотины по i -му тону, $\tau_i(t)$ — некоторая искомая функция времени. Подставим выражение (5.33) в уравнение свободных колебаний

$$\sum_{i=1}^{\infty} \varphi_i''(y) \tau_i(t) + \frac{1}{y} \sum_{i=1}^{\infty} \varphi_i'(y) \tau_i(y) - (\rho/G) \sum_{i=1}^{\infty} \varphi_i(y) \ddot{\tau}_i(t) = 0. \quad (5.34)$$

Если принять, что $\tau_i(t)$ есть гармоническая функция, то можно использовать подстановку $\ddot{\tau}_i(t) / \tau_i(t) = -\lambda_i$, которая позволяет заме-

* Важно отметить, что в расчетной схеме сдвигового клина формы колебаний не зависят от заложения откосов плотины. Параметр a , характеризующий суммарное заложение откосов, сокращается.

нить бесконечную систему дифференциальных уравнений (5.34) системой независимых линейных дифференциальных уравнений для $i=1, 2, 3, \dots$, описывающих законы смещения точек плотины при свободных колебаниях. Знак суммирования при этом можно опустить. Для каждого из тонов колебаний получаем уравнение

$$\varphi_i''(y) + \frac{1}{y} \varphi_i'(y) + \lambda_i \varphi_i(y) = 0. \quad (5.35)$$

Уравнение (5.35) относится к уравнениям типа Бесселя. Отсюда решение уравнения (5.35) записывают через функции Бесселя. Эти решения для первых четырех тонов колебаний представлены

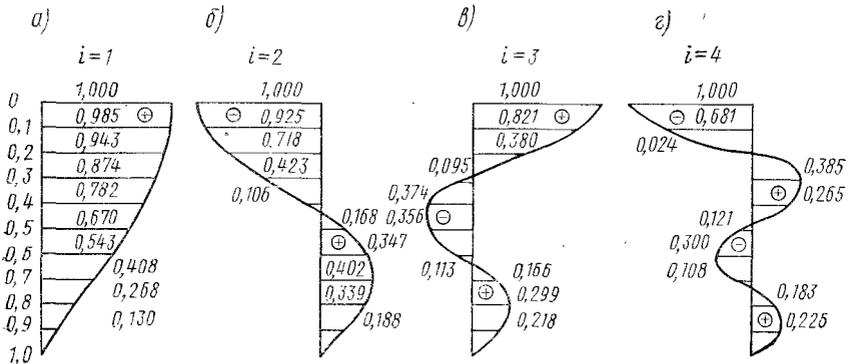


Рис. 5.10. Формы собственных колебаний плотин из местных материалов, полученные для расчетной схемы сдвигового клина

на рис. 5.10, а—г. Через корни уравнения (5.35) отыскивают частоты собственных колебаний плотины, которые определяют по выражению

$$\omega_i = \frac{a_i}{H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \frac{a_i}{H} v_s, \quad (5.36)$$

где a_i принимают

i	1	2	3	4
a_i	2,404	5,52	8,65	11,79

v_s — скорость распространения поперечных волн, м/с; H — высота плотины, м.

Периоды собственных колебаний определяют

$$T_i = \frac{2\pi}{a_i} \cdot \frac{H}{v_s}. \quad (5.37)$$

В приближенных расчетах при назначении значений v_s можно пользоваться табл. 5.8 (по Н. Д. Красникову).

В табл. 5.8 нижний предел скоростей распространения упругих волн относится к грунтам с минимальным весом, а верхний — к грунтам с максимальным весом.

Таблица 5.8

Наименование грунтов	Вес единицы объема грунта, т/м ³	Скорости распространения упругих волн, м/с	
		продольных v_p	поперечных v_s
Насыпные грунты рыхлые (пески, супеси, суглинки и др.) неводонасыщенные	1,40÷1,70	100÷300	70÷150
Гравелисто-песчаные грунты	1,60÷1,90	200÷300	100÷250
Песчаные грунты	1,40÷2,20	150÷1600	130÷800
Супеси и суглинки	1,60÷2,10	300÷1400	120÷700
Глинистые грунты влажные пластичные	1,70÷2,20	500÷2800	130÷1200

По известным формам собственных колебаний определяют коэффициенты η_{ik} или $\eta_i(y)$, так как формы колебаний плотины, определяемые только с учетом деформаций сдвига, не зависят от заложения откосов, то можно пользоваться значениями этих коэффициентов, приведенных в табл. 5.9*.

Таблица 5.9

Относительная высота сечения от гребня плотины, где расположена точка	Коэффициент $\eta_i(y)$ для i -го тона колебаний			
	$i=1$	$i=2$	$i=3$	$i=4$
0	1,605	-1,069	0,858	-0,728
0,1	1,578	-0,988	0,699	-0,496
0,2	1,510	-0,766	0,324	-0,017
0,3	1,400	-0,452	0,080	0,281
0,4	1,252	-0,118	-0,319	0,193
0,5	1,070	0,179	-0,304	-0,088
0,6	0,872	0,371	-0,100	-0,218
0,7	0,654	0,428	0,142	-0,079
0,8	0,430	0,362	0,255	0,100
0,9	0,208	0,201	0,186	0,124
1,0	0	0	0	0

Для невысоких плотин можно учитывать их отличие от треугольного очертания (учитывать гребневую горизонтальную вставку) по рекомендациям Ш. Г. Напетваридзе.

Следует обратить внимание, что приведенное выше решение для собственных форм колебаний и частот колебаний относилось для однородной плотины. Для реальных конструкций плотин (как правило, неоднородных по материалам) при определении сейсмических нагрузок на основе изложенного приближенного метода должна

* Натариус Я. И., Иванецев В. Ф. Расчеты плотин из грунтовых материалов на сейсмическое воздействие/Под ред. В. И. Вуцеля. — Сб. 32. Плотины из местных материалов. Тр. Гидропроекта, М., 1973, с. 51—62.

учитываться общая жесткость плотины и, следовательно, в формулах (5.36) и (5.37) должны приниматься средние или средневзвешенные значения скоростей распространения поперечных волн в теле неоднородной плотины, обозначенные ниже как v_s^{cp} . Их можно определить как

$$v_s^{cp} = \frac{\sum_j \Delta S_j v_{sj}}{\sum_j \Delta S_j},$$

где v_{sj} — скорость распространения поперечных волн в j -й части профиля плотины; ΔS_j — площадь поперечного сечения плотины в j -й части, рассматриваемая как однородная.

В расчетах сейсмостойкости плотин из местных материалов определяются не сейсмические нагрузки для отдельных выделенных частей сооружения, а распределение безразмерных сейсмических ускорений по высоте сооружения. Безразмерные сейсмические ускорения определяют по формуле

$$S^*(y) = mK_c \sqrt{\sum_{i=1}^n \eta_i^2(y) \beta_i^2}.$$

В расчетах устойчивости откосов по круглоцилиндрическим, ломаным или другим поверхностям скольжения выделяются отдельные отсеки (части откоса). Сейсмические нагрузки, являющиеся дополнительными сдвигающими силами, в этом случае определяются как произведение безразмерного ускорения на вес соответствующей части плотины. Подробнее расчеты устойчивости приводятся в гл. 14. Следует только указать, что с учетом сейсмических нагрузок необходимо пользоваться методами расчета устойчивости, учитывающими более полно условия равновесия (методы Крея, Бишопа, А. Л. Можевитинова). Для верхового откоса сейсмические нагрузки, являющиеся инерционными силами, следует вычислять для водонасыщенного грунта.

Кроме проверки устойчивости откосов проверяется устойчивость отдельных камней на поверхностное осыпание. Но эта проверка носит необязательный характер, чрезвычайно условна и не характеризует степень надежности сооружения.

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ПРОЕКТИРОВАНИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИИ

Процесс создания и дальнейшего использования гидротехнических сооружений состоит из 4 этапов:

1) изыскания — получение данных о природных условиях района и места постройки сооружения: о рельефе местности, геологическом строении, гидрологических условиях водотока или водоема, существующем его использовании, климатических особенностях района, об экономико-производственных и других условиях;

2) проектирование — установление на основе данных изысканий и поставленной водохозяйственной задачи будущего водного режима объекта, основных размеров и материала сооружения, составление схем и конструктивных чертежей, установление метода строительства, необходимого оборудования, получение экономических показателей объекта строительства;

3) организация и производство строительных работ по осуществлению проекта сооружения — подготовка территории и оборудования для строительных работ, проведение всех требуемых работ, демонтаж строительного оборудования и временных устройств и сдача объекта в эксплуатацию;

4) эксплуатация построенного сооружения — управление его работой, надзор за соблюдением требований, заложенных в проекте, и состоянием сооружений и оборудования, текущий и капитальный ремонты сооружений.

В настоящем курсе подробно излагается второй этап — проектирование сооружений, однако с учетом данных и требований других этапов.

§ 6.1. ИЗЫСКАНИЯ И ИССЛЕДОВАНИЯ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА ГИДРОСООРУЖЕНИИ

В состав изысканий и исследований входят:

1) топографические работы — съемки, нивелировки и другие геодезические работы для получения планов местности в горизонталях, для составления различных профилей и разрезов в районе сооружения, в зоне распространения подпора, по линиям дорог, которые свяжут узел с существующими путями сообщения;

2) геологические (инженерно-геологические) и гидрогеологические изыскания и исследования в целях освещения геологического строения района сооружения, зоны затопления и подтопления земель, их гидрогеологических условий, освещения физико-механических свойств пород, выяснения месторождений естественных строительных материалов для строительства сооружений;

3) гидрологические исследования — для изучения гидрологического режима используемого водотока: определения объемов жид-

кого и твердого стока и их колебаний, режима уровней и расходов воды в течение года и многолетних, зимнего режима, русловых процессов. Одновременно проводят исследования климатического режима района — получение данных об атмосферных осадках, температуре воздуха и ее колебаниях, о силе и направлении ветров и др.;

4) строительно-производственные изыскания — для получения данных, необходимых в строительно-производственных целях: об условиях связи стройки с существующими путями сообщения и использовании имеющихся в районе предприятий стройиндустрии, об источниках снабжения строительными материалами, электроэнергией и водой, об условиях расселения рабочих и служащих строительства;

5) прочие изыскания и исследования, освещающие существующее водохозяйственное использование данного водного источника (сооружения, установки и др.), рыбохозяйственные условия (рыбные богатства реки, условия жизни промысловых рыб и др.), почву и растительность в районе, на которые может воздействовать данное гидротехническое сооружение, а также основные части народного хозяйства в зоне влияния на него проектируемых гидроузлов.

Объем изыскательских работ устанавливаются в зависимости от стадии проектирования объектов (см. ниже § 6.2).

§ 6.2. СОСТАВ ПРОЕКТОВ И СТАДИИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Состав проектов. На основе данных изысканий и исследований и целей водохозяйственного объекта разрабатывается его проект. В состав проекта входит:

1) разработка будущего гидрологического и водохозяйственного режима сооружений (установление расчетных уровней и расходов воды в бьефах, пределов их колебаний, отметок зоны затоплений, объемов водохранилища и др.);

2) составление схемы сооружений и выбор типов и материала сооружений и их оборудования, установление отметок заложения подошвы сооружений и мероприятий в основании их, конструирование сооружений;

3) гидравлические и фильтрационные расчеты сооружений, обобщающие формы и размеры водосбросных и противопыльчаточных устройств;

4) статические и динамические расчеты, подтверждающие прочность и устойчивость запроектированных сооружений и их оснований при могущих иметь место силовых воздействиях на них;

5) разработка методов организации и производства работ, составление их календарного плана, установление общего срока строительства и др.;

6) составление сметы расходов на строительство и установление технико-экономических показателей объекта.

В состав проекта гидросооружений, особенно крупных, кроме расчетов и конструирования входят еще научно-исследовательские

работы для обоснования форм и размеров сооружений в тех случаях, когда расчетов по имеющимся теориям недостаточно или теории по существу отсутствуют. Сюда относятся гидравлические, фильтрационные, статические и динамические исследования на моделях сооружений («моделирование»).

Стадии проектирования. Процесс проектирования более или менее значительного гидротехнического сооружения проходит обычно несколько стадий.

Первой стадией является предварительный проект, называемый иногда проектным заданием или технико-экономическим обоснованием (ТЭО) проектируемого объекта (существовали еще названия «схематический проект», «схема», «эскизный» проект). Цель первой стадии — выявить основные черты проектируемого водохозяйственного объекта, общие размеры сооружений, объемы работ и требуемых материалов, а также необходимое оборудование для работ, установить предварительную стоимость сооружения (сметно-финансовый расчет) и главное — доказать техническую возможность, экономическую и народнохозяйственную целесообразность объекта. На основе данных предварительного проекта сооружение может быть включено в план капитального строительства района и по его сметно-финансовому расчету может быть открыто начальное финансирование объекта.

Вторая стадия — технический проект сооружения — следует за утверждением первой стадии проекта. В техническом проекте на основе данных, уточненных и детализированных изысканий и исследований окончательно устанавливаются водохозяйственный режим, типы и основные детали сооружений, составляются их чертежи, разрабатываются способы организации и производства работ, перечни необходимых механизмов и детализируется и уточняется смета. На основе технического проекта открываются строительные работы на площадке строительства, делаются заказы на оборудование, производится отвод необходимой территории для строительства и др.

Третья стадия — рабочие чертежи — сопровождает производство строительных работ, для которых проектная организация дает детальные чертежи сооружений и их частей, идущие непосредственно на площадку строительства для выполнения по ним работ с учетом возможных изменений в проекте. Эти изменения могут понадобиться после вскрытия основания сооружения до проектных отметок и уточнения геологического строения основания и примыканий сооружений к берегам, а также по ходу работ в случае выяснения непредвиденных проектами обстоятельств.

Перечисленные три стадии проектирования применяют для всех более или менее значительных и тем более ответственных сооружений.

Для объектов менее значимых число стадий может быть уменьшено, иногда вторая и третья стадии объединяются в так называемый технорабочий проект.

§ 6.3. ПРИНЦИПЫ И ПРАКТИКА РАСЧЕТОВ ПРОЧНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЙ

Важнейшей частью проекта после того, как найдено общее инженерное и экономичное решение, водохозяйственное и конструктивное, являются: а) гидравлические и фильтрационные расчеты по обеспечению сооружения и его основания от опасных воздействий поверхностного и подземного потоков и достаточной пропускной способности водосбросных отверстий и б) статические и динамические расчеты сооружений и их конструктивных деталей, гарантирующие их прочность и устойчивость (с учетом основания).

Этими расчетами должна быть гарантирована надежность сооружения в течение всего срока службы его.

Вопросы гидравлических и фильтрационных расчетов изложены в гл. 2 и 3, вопросы прочности и устойчивости излагаются ниже.

Силовые воздействия и нагрузки на гидросооружения и их сочетания. Нагрузки и воздействия на гидросооружения бывают *постоянные*, как, например, вес самого сооружения, вес грунта, давление воды при отсутствии сработки бьефа, и *временные*, действующие лишь в отдельные периоды существования сооружения. Последние бывают *длительно действующими* (например, статическое и фильтрационное давление воды, температурные воздействия), *кратковременными*, как, например, давление волн, плывущего льда, и *особыми*, действующими в исключительных случаях, как, например, сейсмические нагрузки (при землетрясениях) и давление воды, льда, ветра при исключительных, катастрофических, условиях.

В расчетах конструкций рассматриваются обычно сочетания нагрузок и воздействий основных и особых.

Основные сочетания нагрузок образуются из следующих сил: собственный вес сооружения, оборудования и устройств, находящихся на нем; давление воды — статическое, динамическое, волновое, фильтрационное; давление льда — статическое и динамическое; давление грунта основания и берегов, различных насыпок, наносов, отложившихся в верхнем бьефе; давление ветра; давление снега; тяговые усилия, создаваемые подъемными и транспортными механизмами; нагрузки от судов (в транспортных сооружениях).

Особые сочетания нагрузок образуются из основных силовых воздействий и следующих сил: сейсмические воздействия; температурные и усадочные воздействия (от изменений температуры, усадки, изменения влажности), возникающие в бетонных и железобетонных конструкциях; давление воды при пропуске наибольших расходов воды в чрезвычайных условиях эксплуатации; давление волн катастрофической силы; давление фильтрационных вод, возникающее в результате нарушения нормальной работы дренажных и противофильтрационных устройств; давление льда при ледоходе катастрофической силы; давление ветра катастрофической силы.

Из перечисленных основных сил вес сооружения, оборудования и устройств на нем, давление ветра и снега, тяговые усилия, нагрузки от судов определяются известными из других курсов способами, а также в соответствии со СНиП II-6—74.

Остальные нагрузки и силы освещаются выше, в гл. 2—5.

Принципы расчета напряженного состояния и деформации сооружений и их оснований. В настоящее время в Советском Союзе для расчета прочности и допустимой деформативности сооружений принят *метод предельных состояний*. За предельное состояние сооружения принимается такое, когда сооружение или его основание перестает удовлетворять заданным им эксплуатационным требованиям. Это означает, что величина усилий и напряжений, развивающихся в конструкции или ее основании, не должна превышать *несущей способности* конструкции (1-е предельное состояние), величина деформаций и перемещений конструкции не должна превышать *допустимой* для нормальной работы сооружения (2-е предельное состояние). Для бетонных сооружений введено еще понятие 3-го предельного состояния — недопущение в бетоне трещин или такое ограничение их величины, при котором не нарушалась бы нормальная эксплуатация сооружений.

Требования расчета прочности сводятся к тому, чтобы *величины усилий, напряжений, деформаций и перемещений, возникающие в сооружениях от нагрузок, не превышали предельных значений, определяемых в соответствии с нормами проектирования* (см. ниже).

При этом рассматриваются вообще наибольшие нагрузки и силовые воздействия (называемые еще «обобщенными» силовыми воздействиями), при которых сооружение работает еще нормально — N . Но в практике возможны отклонения от этих нагрузок в неблагоприятную сторону, вследствие их изменчивости по их природе или в результате отступления от правил эксплуатации. Эти отклонения учитываются *коэффициентами перегрузки* (n), которые устанавливаются в зависимости от условий эксплуатации. Поэтому в расчетах обычно учитывают *расчетные значения обобщенного силового воздействия* N_p , получаемые *умножением нормативных воздействий на коэффициенты перегрузки*, т. е. $N_p = Nn$. Значения коэффициентов перегрузки n приводятся в СНиП II-50—75, они колеблются в пределах 1,0—1,2, а в тех случаях, когда неблагоприятны для сооружения отклонения N в сторону уменьшения их, значения n принимают от 0,95 до 0,8.

Первое предельное состояние сооружения (прочность, устойчивость) наступает, когда расчетная обобщенная нагрузка N_p достигает расчетного значения обобщенной несущей способности сооружения (или его основания) R . Величина R учитывает возможную изменчивость, неоднородность свойств материала путем введения коэффициента однородности k (вводится множителем в величины нормативных сопротивлений материала и конструкции). Значения его находятся обычно в пределах $0,7 \div 0,9$ для металлов и $0,25 \div 0,6$

для бетона. Оценку наступления первого предельного состояния следует производить по условию

$$n_c N_p \leq R \frac{m}{\kappa_H}, \quad (6.1)$$

где n_c — коэффициент сочетания нагрузок (для основного сочетания $n_c = 1$, для особых сочетаний $n_c = 0,9$); m — коэффициент условий работы сооружения, учитывает вид предельного состояния, приближенность расчетных схем, особенности конструкции и материала в ней, допустимые допуски и др.; значение m колеблется в широких пределах, обычно меньше 1, но иногда и более 1; κ_H — коэффициент надежности — учитывает степень ответственности, капитальности сооружения и значимость возможных последствий в случае наступления предельного состояния (аварий, затоплений и т. п.). Величина коэффициента κ_H установлена СНиПом в зависимости от класса сооружения в следующих размерах:

I класс — 1,25, II класс — 1,2, III класс — 1,15, IV класс — 1,1.

Под обобщенными нагрузками N_p и обобщенной несущей способностью R принимаются или усилия, или моменты усилий в зависимости от метода расчета. В тех случаях, когда нет еще разработанных методов для расчета сооружений по формуле (6.1) (например, арочных, контрфорсных плотин), за величину N_p разрешается принимать расчетную величину напряжения, определяемого с учетом сложного напряженного состояния.

Второе предельное состояние — недопущение деформаций сооружения — сдвигов, осадок, наклонов и т. п. выше предельных, при достижении которых становится затрудненной или же невозможной эксплуатация сооружения. Аналогично формуле (6.1) принимают

$$\varepsilon_p \leq \varepsilon_{np}; u_p \leq u_{np}; \omega_p \leq \omega_{np}, \quad (6.2)$$

где ε , u , ω — деформации осадок, горизонтальные смещения, углы наклона.

Учет капитальности и ответственности сооружений. Гидротехнические подпорные сооружения оказывают существенное, а иногда весьма значительное (крупные плотины и водохранилища, большие каналы) влияние на природные условия прилегающего района, вызывая затопления, подтопления земель, изменения гидрологического и биологического режима, микроклимата и затрагивают интересы народного хозяйства в значительной зоне их влияния. Чем крупнее сооружение, тем больше его народнохозяйственное и экологическое значение.

Вместе с тем при проектировании гидротехнических сооружений приходится считаться с множеством факторов, точный учет которых еще невозможен, например гидрологические, геологические и другие условия, и расчеты прочности сооружений поэтому должны иметь достаточный запас, выражаемый коэффициентами, напри-

мер, формулы (6.1). Эти запасы должны быть тем большими, чем крупнее и ответственнее сооружение.

Поэтому для гидротехнических подпорных сооружений (гидроузлов, плотин, специальных сооружений) введена классификация их по капитальности, дифференцирующая запасы прочности в расчетах и другие показатели проектов, в зависимости от классов сооружений.

СНиП II-50—74 предусматривает четыре класса сооружений.

К I классу отнесены: а) плотины из грунтов высотой выше $75 \div 100$ м в зависимости от рода их основания, причем при глинистых основаниях более 50 м; б) бетонные и железобетонные плотины высотой более $50 \div 100$ м (при глинистых основаниях более 25 м); сооружения гидравлических электростанций мощностью 1,5 млн. кВт и более.

Ко II и III классам относят менее высокие плотины ($25 \div 75$ до 100 м), также с градацией в зависимости от рода основания и сооружения менее мощных ГЭС, затем воднотранспортные и гидромелиоративные сооружения (магистральные пути, оросительные каналы с их гидротехническими сооружениями).

К IV классу относят плотины высотой менее $10 \div 25$ м и воднотранспортные и гидромелиоративные сооружения малых систем, например, площадью орошения или осушения до 50 тыс. га.

Кроме того, к IV же классу относится большинство второстепенных сооружений, а также все временные сооружения.

В отдельных случаях, когда авария основного сооружения может вызвать катастрофические последствия для населения и нанести значительный ущерб народному хозяйству, а также в случае применения сложных и малоизученных конструкций, допускается предъявлять повышенные требования к постоянным сооружениям II, III и IV категорий, повышая их класс на единицу против приведенных выше. Подробные таблицы классификации сооружений и указания пользования ими приведены в СНиП II-50—74.

Нормативные документы для проектирования. В целях обеспечения строительства надежных, экономичных сооружений, избежания ошибок при проектировании и использования последних достижений науки и опыта строительства в СССР применяют Строительные нормы и правила (СНиП), систематически обновляемые и совершенствуемые Государственным комитетом Совета Министров СССР по делам строительства (Госстрой СССР).

СНиП является строительным законом, обязательным для всех видов строительства. В нем устанавливают классификацию сооружений, требования к проектам и строительным работам, материалам, методы расчета сооружений, различные данные о нормативных сопротивлениях материалов, о различных расчетных коэффициентах и др., относимые как к изысканиям, проектам, так и к строительным работам.

СНиП делится на 4 части и на ряд глав, издается отдельными главами* (до последнего времени выпусками).

* Общие сведения о структуре СНиПа приведены в СНиП I-1—74. Сокращенное обозначение обычно включает в себя название части, главы, года издания и срока начала действия. Обозначение СНиП I-1—74 читается так: часть первая, глава 1, год утверждения 1974.

Часть I включает в себя общие положения, II — нормы проектирования (в том числе и гидротехнические сооружения), III — правила производства и приемки работ, IV — сметные нормы и правила.

Кроме общесоюзного СНиПа издаются нормативные документы различными министерствами, ведомствами, научными учреждениями в области гидротехнического строительства — министерствами энергетики и электрификации, мелиорации и водного хозяйства, речного и морского флота и др. Это обычно различные «Нормы и технические условия» (НТУ), Технические условия (ТУ), Строительные нормы (СН), правила, инструкции и т. п. Эти нормативные документы обязательны для соответствующего ведомства, но могут быть использованы и другими учреждениями.

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ

ВОДОПОДПОРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ (ПЛОТИНЫ И ВОДОСБРОСЫ)

А. БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛОТИНЫ

ГЛАВА 7

МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛОТИН

Основным материалом для современных бетонных и железобетонных плотин являются бетон и сталь, применяемая в качестве арматуры.

Бетон имеет ряд ценных качеств: допускает самую широкую механизацию работ при высоких их темпах, позволяет выполнять сооружения разнообразных форм и обладает требуемой прочностью, удовлетворительной водонепроницаемостью и долговечностью.

Сталь применяют в плотинах как арматуру для восприятия растягивающих напряжений в бетонных и железобетонных сооружениях, а кроме того, как основной материал для изготовления механического оборудования сооружений (затворов, их подъемников, труб, решеток и др.).

§ 7.1. ТРЕБОВАНИЯ К ГИДРОТЕХНИЧЕСКОМУ БЕТОНУ. МАРКИ БЕТОНА

Гидротехнический бетон. Бетон в гидротехнических сооружениях подвергается различным физико-химическим и механическим воздействиям воды, речной или морской (см. § 1.6), поэтому должен обладать особыми свойствами, обеспечивающими прочность и долговечность сооружений. Такой бетон называют гидротехническим.

Этот бетон должен обладать следующими качествами: достаточной прочностью; высокой плотностью и практической водонепроницаемостью; морозостойкостью — сопротивляемостью разрушительному действию замерзания и оттаивания воды в его порах; водостойкостью — сопротивляемостью коррозии; сопротивлением истиранию и кавитационному воздействию воды; монолитностью или трещиностойкостью — сопротивляемостью образованию трещин и каверн; удобоукладываемостью при производстве работ.

Прочность бетона зависит от его состава — марки и количества цемента (цементного камня), характера каменного запол-

нителя и количества воды затворения (водоцементного отношения В/Ц), а также от возраста бетона и условий твердения (температурно-влажностный режим).

Прочность характеризуется маркой по прочности на сжатие и на растяжение, выраженной в паскалях ($\text{кг}/\text{см}^2$). Марка бетона определяется пределом прочности на сжатие (раздавливание) стандартных кубиков ($20 \times 20 \times 20$ см) или соответственно на растяжение (разрыв) образцов — «восьмерок» (или цилиндров, кубов на скалывания). Образцы испытывают по достижении ими возраста 180 дней (ГОСТ 4800—59 и 10180—62).

Существующими нормами (СНиП II-56—77) установлены марки по сжатию $R_{сж}$ — 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 500 и на растяжение R_p — 11, 15, 18, 20, 23, 27, 31 и 35.

Рекомендуемые в проектах сооружений расчетные сопротивления бетона по маркам в мегапаскалях — МПа приведены в СНиП II-56—77.

В последнее время в отдельных случаях, когда в бетоне развивается сложное напряженное состояние, проводятся расчеты на длительную прочность бетона. Под последним подразумевают уровень напряжений, при превышении которых в бетоне начинаются необратимые структурные изменения и начинают ухудшаться его свойства и качества. Указания по этому методу помещены в Инструкции по определению прочности бетонных сооружений, составленной ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева и одобренной Минэнерго СССР (ВСН 02—74).

Плотность и водонепроницаемость бетона — взаимно связанные свойства, но водонепроницаемость зависит еще и от трещиностойкости.

Водонепроницаемость бетона тем больше, чем меньшей величины поры в нем, а величина водоцементного отношения В/Ц не должна превышать 0,5—0,55, очень важно избегать расслоения смеси при транспортировке и укладке ее в тело сооружения.

По водонепроницаемости бетоны делят на четыре марки: В2, В4, В6 и В8. Цифры марок показывают величины давления (в атмосферах) воды, выдерживаемого образцами бетона без ее просачивания через них при градиентах напорной фильтрации от 5 до 12 соответственно.

Коэффициенты фильтрации бетона, зависящие от плотности его, на практике колеблются от $A \cdot 10^{-5}$ до $A \cdot 10^{-9}$ см/с.

Морозостойкость бетона зависит от его пористости, размеров пор и равномерности их распределения в бетоне, т. е. от тех же показателей, что плотность и водонепроницаемость, но также и от водного режима бетона (фильтрация или насыщение водой без напора), от температуры окружающего воздуха и ее колебаний в данном месте и в особенности от числа переходов температуры через нуль.

По величине морозостойкости бетоны бывают шести марок: Мрз 50, 100, 150, 200, 300 и 400. Цифры эти показывают, сколько циклов попеременного замерзания и оттаивания может выдержать испы-

туемый образец бетона в 28-дневном возрасте, теряя в своей прочности не более 25% (по ГОСТ 4800—59). Марка бетона по морозостойкости назначается в сооружении в зависимости от климатических условий района строительства: в умеренных условиях (среднемесячные температуры холодного месяца 0 до -10°) Мрз от 50 до 500, в суровых условиях (температура от -10 до -20° С) от 100 до 400.

Водостойкость (коррозиестойкость) бетона. Бетон, подвергающийся фильтрации или насыщению водой, в зависимости от ее химического состава и рода цемента может подвергаться разрушению. Различают три вида агрессии: при действии пресной воды, растворяющей свободную известь $\text{Ca}(\text{OH})_2$, имеющуюся в составе цементного камня; при действии воды, содержащей растворенные свободные минеральные кислоты (углекислоту и др.) и вызывающие образование растворимых солей этих кислот; при воздействии воды, содержащей сульфатные и магниевые соли, которые образуют при реакции с цементным камнем растворимые соли — сульфаты, хлориды.

Образовавшиеся при агрессии растворимые соли выносятся фильтрационным или омывающим потоком из тела бетона, что приводит к постепенному уменьшению плотности бетона и его прочности. Этот процесс прогрессирует, так как скорость фильтрации в бетоне по мере уноса солей увеличивается.

Повышение водостойкости или коррозиестойкости бетона достигается увеличением его плотности и водонепроницаемости и соответствующим подбором минералогического состава цемента.

Сопротивление бетона истиранию и кавитации. Истирание бетона может иметь место при воздействии водного потока, движущегося с большими скоростями и несущего твердые частицы — наносы, особенно песчаные, гравелистые и галечные. Известны случаи местного истирания бетона на глубину более метра за один только речной паводок; особенно неблагоприятны зоны, где поток совершает водоворотные движения.

Кавитация — вид разрушения бетона в зонах высоких вакуумов и значительных скоростей течения воды, когда поверхность бетона подвергается «бомбардировке» — многократными ударами кавитационных пузырьков, создающих значительные давления. Разрушению подвергается, главным образом, цементный камень, зерна заполнителя обычно более прочные.

Бетон, стойкий против истирания и кавитации, должен обладать большой прочностью (марки 350—400—500); бетонная смесь должна готовиться из прочного заполнителя (крупности не более 30—40 мм), хорошо подобранного по зерновому составу, и при В/Ц не более $0,40 \div 0,45$.

Исследования последнего времени показывают целесообразность применения для лучшего сопротивления кавитации бетонов, в состав которых включаются полимерные материалы.

Трещинообразование в бетоне и борьба с ним. Основная причина образования трещин в бетонной конструкции —

неравномерное распределение температур в нем, возникающее в раннем возрасте по причине экзотермии цемента, а в дальнейшем — от колебаний температур внешней среды. Образующийся при этом неравномерный тепловой режим бетона и затруднения свободных тепловых деформаций в конструкции вызывают в ней сжимающие и растягивающие напряжения. Трещины могут возникнуть и от других причин (перегрузки, неравномерные осадки и пр.), но это уже не зависит прямым образом от технологии бетона.

Экзотермия или тепловыделение бетона является результатом гидратации цемента при схватывании и твердении раствора. Она зависит, главным образом, от минералогического состава, активности и других свойств применяемого цемента. Вследствие экзотермии температура уложенного в сооружение бетона поднимается против температуры затворения смеси на 15—25° и даже до 36° С; бетон «разогревается», а затем остывает до температуры окружающей среды, но остывает неравномерно: вначале наружные поверхности блока или конструкции, а затем более медленно внутренние части. Сооружение обычно бетонируют блоками (частями), неравномерное распределение температур вызывает неравномерные в них деформации и, следовательно, неравномерное распределение напряжений.

Снижение температурных деформаций до допустимых величин путем уменьшения «разогрева» и тем самым уменьшения опасности или избежания трещин может быть достигнуто: 1) применением низкотермичных цементов, с теплотой гидратации не более 210 кДж/кг через 3 дня твердения и 252 кДж/кг — через 7 дней; 2) подбором состава бетона с минимальным удельным расходом цемента на 1 м³ бетона; 3) введением добавок поверхностно-активных веществ и добавок разбавителей, например золы уноса и др. (см. § 7.2), в бетонную смесь; 4) различными строительными мероприятиями (см. гл. 9 и 10).

Наибольшая величина деформации растяжения бетона, при которой еще не появляются видимых трещин и которая допускается в конструкциях, может быть принята равной порядка 0,05 ÷ ÷ 0,07 мм/м (в зависимости от зоны сооружения — внутренней или наружной).

При рассмотрении вопроса трещиностойкости надо учитывать кроме температурных деформаций еще деформации усадки и набухания бетона. По ГОСТ 4795—68 наибольшее линейное укорочение образцов бетона (при усадке) не должно превышать 0,3 мм/м в возрасте 28 суток и 0,7 мм/м в возрасте 180 суток (при температуре воздуха 18° С); линейное удлинение образцов бетона (при набухании) не должно быть больше 0,1 мм/м через 28 суток после изготовления и 0,3 мм/м — через 180 суток.

Удобоукладываемость (подвижность) бетонной смеси. В зависимости от состава и водоцементного отношения (В/Ц) бетонная смесь обладает различной подвижностью, или удобоукладываемостью. Показателем подвижности служит так называемая осадка стандартного конуса, выполненного из пригото-

ленной бестошной смеси (ГОСТ 4799—69); чем больше осадка после освобождения конуса смеси от формы, тем смесь подвижнее и легче укладывается в формы или блоки, образуемые опалубкой.

Различают смеси: жесткие, малоподвижные (осадка конуса $1 \div 2$ см), требующие вибрирования ее в блоке для получения нужной прочности бетона; умеренно жесткие (осадка конуса $2 \div 4$ см) и подвижные (осадка конуса $5 \div 8$ см). Жесткие смеси применяют в массивных конструкциях и сооружениях, умеренно жесткие — в таких же конструкциях, но армированных; в конструкциях железобетонных, насыщенных арматурой до 1%, применяют смеси подвижные, с осадкой конуса $5 \div 8$ см, при большем содержании арматуры — от 8 до 12 см.

§ 7.2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО БЕТОНА, ПОДБОР ИХ СОСТАВА В СООРУЖЕНИЯХ

Цементы. Специфические условия работы бетона в гидротехнических сооружениях требуют цементов не только прочных, но еще удовлетворяющих требованиям, изложенным в § 7.1. В СССР производится несколько видов цементов.

Портландцемент широко распространен, в чистом виде его можно применять, главным образом, в надводных частях бетонных сооружений, в условиях умеренного климата; в других случаях только с введением различных добавок, делающих его стойким против специфических воздействий.

Портландцемент пластифицированный (марки 300, 400, 500) получают с добавкой сульфитно-спиртовой барды (ССБ) или сульфитно-дрожжевой бражки (СДБ) — поверхностно-активного вещества, продукта отхода при производстве гидролизного спирта. Эта добавка, вводимая в бетонную смесь в количестве $0,15 \div 0,25\%$ от веса цемента, повышает морозостойкость и водонепроницаемость бетона, увеличивает подвижность смеси при одновременном снижении потребности в воде на $8 \div 12\%$. Этот вид цемента применяется в тех же условиях, что и чистый портландцемент, но где требуется высокая морозостойкость, в частности в зонах переменного уровня воды.

Портландцемент гидрофобный (марки 300—400) изготовляют с добавкой гидрофобно-пластифицирующих, воздухововлекающих веществ: мыла из абиетиновой смолы (СНВ), мылонафта, петролатума, винилового мыла и др. Эти добавки вводят в состав бетона пузырьки воздуха, что повышает подвижность смеси, водонепроницаемость и морозостойкость бетона.

Пуццолановый портландцемент получают при совместном измельчении портландцементного клинкера и минеральной добавки в виде диатомита, трепела, опоки, вулканического пепла, туфа и др. ($25 \div 40\%$ от веса цемента), также небольшой добавки гипса. Ценными качествами этого цемента являются повышенная коррозионная стойкость (против выщелачивания «мягкой» водой) и относительно умеренная экзотермия, но зато у него понижается морозостойкость

(из-за повышенной потребности в воде). Вследствие этого данный вид цемента применяют во *внутренних и подводных зонах* сооружений, где он защищен от мороза.

Сульфатостойкий портландцемент (марки 300—400) — стойкий против сульфатной агрессии воды. Этот цемент с умеренной экзотермией рекомендуется применять в условиях агрессивной среды в наружных зонах сооружений, подвергающихся попеременному замерзанию и оттаиванию, а также в зоне колебаний уровня воды.

Шлакопортландцемент (марки от 200 до 500) изготовляют с помощью совместного помола портландцементного клинкера и доменных шлаков (30÷60% от веса цемента) с небольшой добавкой гипса. Цементы этого рода отличаются малой экзотермией и замедленным начальным твердением, их применяют во внутренних зонах массивных бетонных сооружений и в подземных и подводных частях их.

Добавки для гидротехнического бетона. Кроме уже упоминавшихся добавок поверхностно-активных веществ в состав бетона вводят иногда искусственные активные добавки: гранулированные шлаки доменного процесса, топливные шлаки, золу уноса тепловых электростанций и др. Они повышают плотность бетона и уменьшают удельный расход цемента в бетоне.

Неактивные минеральные добавки в бетон или так называемые наполнители (известняк, песок, глина, промышленные отходы) включаются в состав бетона для уменьшения расхода цемента при сохранении достаточной плотности бетона и уменьшении его экзотермии (например, песчаноупуццолановый бетон).

Заполнители для бетона выбираются из прочных каменных пород. По зерновому составу различают мелкий заполнитель с диаметрами зерен менее 5 мм — песок и крупный заполнитель с диаметрами зерен более 5 мм.

Мелкий заполнитель (песок) должен быть чистым; примеси глины, пыли и других веществ допускаются в пределах не более 1÷3% (ГОСТ 4797—69 и 4798—69).

Крупный заполнитель — гравий, галька или щебень, получаемый дроблением из прочных каменных пород.

Крупный заполнитель делят обычно на четыре фракции с диаметрами (наибольшими): 5÷10, 10÷20, 20÷40, 40÷80 мм, а иногда применяют 5-ю фракцию 80÷120 мм, в зарубежном строительстве применяют иногда крупные фракции до 180÷200 мм.

В практике нашего гидростроительства в массивных сооружениях (Днепрострой, Кременчугская плотина на Днепре) применялся так называемый «изюм», когда в массу бетона втапливались крупные камни, валуны, объемом каждый иногда до 2÷4 м³ в количестве от 30 до 60÷70% объема кладки. В этом случае расход цемента снижался до 100 кг на 1 м³ бетона.

Вода для приготовления бетонной смеси применяется чистая, без вредных примесей (кислот, солей, масла).

Арматура для железобетона. В железобетонных конструкциях в качестве рабочей арматуры применяется сталь Ст3 — горячека-

таная гладкая класса А-I с расчетным сопротивлением растяжению — сжатию 210 МПа (2100 кг/см^2) и сталь горячекатаная периодического профиля классов от А-II до А-V с расчетным сопротивлением растяжению от 270 до 640 МПа (от 2700 до 6400 кг/см^2); иногда используют сталь, упрочненную вытяжкой, класса А-Пв. Модуль упругости этих сталей от 190 до 210 ГПа (гигапаскалей).

Арматуру применяют преимущественно в виде армоконструкций, т. е. армоферм, армопакетов, сварных каркасов и сеток, а также армопанельных плит. Штучная (прутковая) арматура в настоящее время в гидротехнических конструкциях применяется как исключение.

Подбор состава и использование бетона в сооружениях. В зависимости от требований к бетону, вызываемых условиями работы сооружения или его элементов, применяют различные составы бетонов.

Рациональный подбор состава бетона заключается в том, чтобы получить наивысшее качество его с наименьшими затратами — получить долговечный и экономичный бетон. В этом отношении существенную роль играет удельный расход цемента (на 1 м^3 бетона): он должен быть минимально возможным для данной марки по экономическим соображениям и для уменьшения тепловыделения в бетоне и опасности трещинообразования. Далее важно максимально использовать местные заполнители, особенно естественные, и установить максимально допустимое водоцементное отношение (В/Ц).

Практика рекомендует не превышать расхода цемента на 1 м^3 бетона: для внутренних зон плотины — 160 кг (марка 150В2), фундаментных частей (у основания) — $230 \div 240$ (марка 200В10 Мрз100), наружных зон, не подвергающихся воздействию потока воды, — 240 кг (марка 200В8 Мрз 150), водосливных поверхностей — 260 кг, но может быть и выше в зависимости от скоростей потока, в зонах переменного уровня воды — 270 кг (марка 250В8 Мрз 250). Эти цифры надо считать предельными, опыт зарубежного строительства показывает более низкие данные; например, на строительстве плотины Диксанс (Швейцария) расход цемента для внутренних зон был 140 кг/м^3 , поэтому надо принимать все меры к снижению расхода цемента, например введением в состав бетона неактивных минеральных добавок, золы уноса и др.

Различные зоны плотины или другого бетонного гидротехнического сооружения находятся в различных условиях напряженного состояния, фильтрационного и температурного режима, поэтому в целях наилучшего соответствия применяемых марок бетона условиям работы той или иной зоны сооружения и получения наибольшей экономии проводят так называемое зонирование марок бетона.

Так, например, у напорной грани плотины, близ ее подошвы, следует укладывать водонепроницаемый бетон, у низовой грани плотины, у гребня должен укладываться морозостойкий бетон и т. п. Более подробно этот вопрос изложен в гл. 8 (§ 8.7).

БЕТОННЫЕ ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПЛОТИНЫ (ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ, МЕТОДИКА РАСЧЕТА)

Бетонные гравитационные плотины широко распространены во всем мире благодаря простоте конструкции и способов их возведения, надежности их при любой их высоте, в любых природных условиях, в том числе и суровых зимних.

Название свое — гравитационные — эти плотины получили от слова *gravitas*, что значит «тяжесть», потому что действию на них основных сил — горизонтальному давлению воды — они сопротивляются благодаря своему весу, создающему силы сопротивления их сдвигу по основанию.

Наибольшей высоты в мире достигла плотина Гранд-Диксанс — 284 м (Швейцария). В СССР наибольшую высоту — 215 м имеет Токтогульская плотина на р. Нарын, из осуществленных уже надо отметить Красноярскую на р. Енисей — 128 м, Братскую на Ангаре — 125 м и др.

Конструктивно гравитационные плотины представляют собой бетонные стены, глухие или допускающие пропуск воды через них — водосбросные.

§ 8.1. ПОПЕРЕЧНЫЕ ПРОФИЛИ ПЛОТИН

Исходный поперечный профиль плотины. Первые по времени плотины, например, Пуэнтес (1791), Гробуа (1838) имели тяжелые поперечные профили (рис. 8.1), близкие к трапеции или даже к прямоугольнику. Но в дальнейшем с разработкой теории расчета появились более экономичные профили плотин криволинейного или полигонального очертания. Однако наиболее экономичным оказался профиль, в основе своей представляющий треугольник с некоторыми отклонениями и коррективами, вызванными условиями работы плотины. В настоящее время в большинстве случаев гравитационные бетонные плотины проектируются треугольного профиля.

Статический расчет гравитационных плотин обычно ведут, рассматривая лишь силы, действующие в плоских сечениях, нормальных к оси плотины, т. е. в условиях плоской задачи. Рассмотрим участок плотины единичной длины (1 м) сечением в виде треугольника ABC (рис. 8.2) с основанием b , высотой h и наклоном сторон — заложением напорной грани nb и низовой $(1-n)b$, где $n < 1$. На плотину действуют следующие силы: собственный вес сооружения G , давление воды верхнего бьефа с горизонтальной составляющей W_1 и вертикальной W_2 ; фильтрационное давление W_ϕ с эпюрой в виде треугольника высотой $\alpha_1 h^*$; давление воды со стороны нижнего бьефа принято равным нулю. Верхний бьеф

* О коэффициенте α и эпюре αh подробнее сказано в гл. 3.

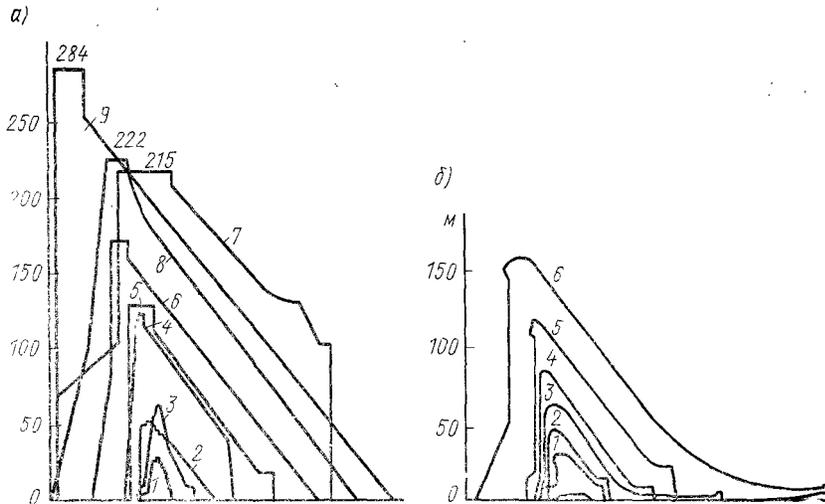


Рис. 8.1. Профили некоторых гравитационных плотин:
a — глухие; 1 — Гробуа (1838); 2 — Пуентес (1791); 3 — Фюранс (1866); 4 — Шамбон (1936); 5 — Братская (1965); 6 — Гренд-Кули (1942); 7 — Токтогульская (строится); 8 — Гувер (1935); 9 — Гранд Диксанс (1961); *б* — водосливные; 1 — Цимлянская (1951); 2 — Днепровская им. Ленина (1932); 3 — Норис (1935); 4 — Гренд-Кули (1942); 5 — Красноярская (1970); 6 — Шахта (1944)

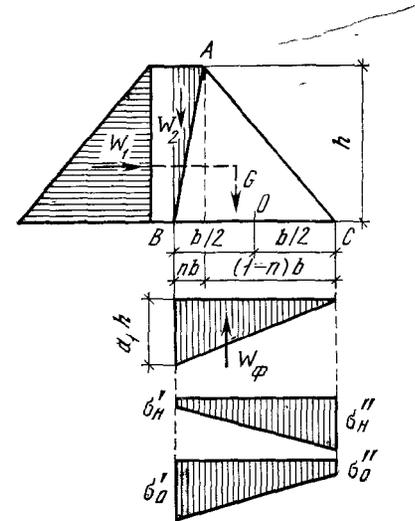


Рис. 8.2. Схема сил и напряжений в плотине треугольного профиля

предполагается наполненным водой на всю высоту h . Задача анализа заключается в нахождении экономичного по размерам и форме сечения, характеризуемого минимальной шириной понизу при заданной высоте.

Нормальные краевые напряжения в горизонтальных сечениях профиля можно определить по формуле неравномерного сжатия

$$\sigma = \frac{V}{b} \pm \frac{6M}{b^2}, \quad (8.1)$$

где V — сумма вертикальных сил, нормальных к основанию; $V = G + W_2 - W_\Phi$; M — момент всех сил относительно центра тяжести (середины) сечения.

При принятых выше обозначениях сила

$$V = \gamma_6 \frac{bh}{2} + \gamma \frac{nbh}{2} - a_1 \gamma \frac{bh}{2} = \frac{bh}{2} (\gamma_6 + \gamma n - a_1 \gamma), \quad (8.2)$$

где γ_n и γ_6 — удельные веса воды и тела плотины (бетон):

$$M = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \frac{h}{3} + a_1 \gamma \frac{bh}{2} \cdot \frac{b}{6} - \gamma \frac{nbh}{2} \left(\frac{b}{2} - \frac{nb}{3} \right) - \gamma_6 \frac{bh}{2} \cdot \frac{\left(\frac{b}{2} - nb \right)}{3} = \frac{b^2 h}{12} \left(2\gamma \frac{h^2}{b^2} + a_1 \gamma - 3\gamma n + 2\gamma n^2 - \gamma_6 + 2\gamma_6 n \right). \quad (8.3)$$

Нормальное напряжение* на напорной грани σ'_H (при наполненном водой верхнем бьефе) получим, подставив в формулу (8.1) величины V и M из формул (8.2) и (8.3), взяв знак минус перед вторым членом формулы (8.1) и произведя необходимые алгебраические преобразования

$$\sigma'_H = h \left[\gamma_6 (1 - n) + \gamma n (2 - n) - a_1 \gamma - \gamma \frac{h^2}{b^2} \right]. \quad (8.4)$$

Учитывая, что $\frac{\sigma'_H + \sigma''_H}{2} = \frac{V}{b}$, нормальное напряжение на нижней грани σ''_H найдем, пользуясь формулой (8.4)

$$\sigma''_H = h [\gamma_6 + \gamma n - a_1 \gamma]. \quad (8.5)$$

Для случая отсутствия воды в верхнем бьефе (строительный период или опорожненное водохранилище) нормальные краевые напряжения в основании плотины можно получить из формул (8.4) и (8.5), приняв в них $\gamma = 0$

$$\sigma'_0 = \gamma_6 h (1 - n); \quad (8.6)$$

$$\sigma''_0 = \gamma_6 h. \quad (8.7)$$

* Здесь и далее исходя из практических соображений в расчетах плотин сжимающие напряжения, как господствующие, приняты со знаком «+», а растягивающие — со знаком «-».

Силу W_{ϕ} в приведенных выше выражениях следует понимать двояко: 1) если бетон плотины проницаем для воды и плотина фильтрует с образованием в ней поверхности (кривой) депрессии (см. § 3.4), за которую можно принять прямую ab (см. рис. 3.35) или приближенно низовую грань плотины AC (рис. 8.2), то сила W_{ϕ} есть Архимедова сила взвешивания бетона, коэффициент α учитывает в этом случае пористость бетона, равную α , а $W_{\phi} = 0,5\alpha\gamma bh^*$;

2) если плотина не фильтрует, но основание ее водопроницаемо, то W_{ϕ} представляет собой фильтрационное противодавление на подошву плотины AB и $W_{\phi} = 0,5\alpha_1\gamma bh$, где α_1 — коэффициент уменьшения давления за счет сопротивления движению воды в порах и трещинах основания и различных мероприятий, как завеса и дренажи (см. § 3.5). Величина α_1 может быть равна α , но может быть и обычно меньше α .

Экономичные треугольные профили плотин. Треугольный профиль плотины, имеющий минимальную ширину b по низу, очевидно, будет требовать минимума материалов, т. е. будет экономичным. Этот профиль, однако, должен удовлетворять двум условиям: *отсутствию растягивающих напряжений в бетоне и достаточной устойчивости всего тела плотины против сдвига по основанию.*

Первое условие во всем мире считается обязательным потому, что бетон слабо сопротивляется растяжению и в нем недопустимо появление трещин с напорной стороны плотины, так как это вызвало бы опасную фильтрацию воды со всеми ее последствиями. Растягивающие нормальные напряжения в теле плотины могут появиться на напорной грани под действием давления воды верхнего бьефа, поэтому *первое условие будет выполнено, если принять эти напряжения в расчете равными нулю**.*

Исходя из условия $\sigma_n' = 0$, получим по формуле (8.4)

$$\gamma \frac{h^2}{b^2} = \gamma_6 (1 - n) + \gamma n (2 - n) - \alpha_1 \gamma$$

и

$$b = \frac{h}{\sqrt{\frac{\gamma_6}{\gamma} (1 - n) + n(2 - n) - \alpha_1}} \quad (8.8)$$

Минимум b будет при максимальном значении знаменателя дроби (8.8). Дифференцируя по n подкоренное выражение и приравнявая производную нулю, получим

$$\frac{\partial [\gamma_6 (1 - n) + n(2 - n) - \alpha_1]}{\partial n} = -\frac{\gamma_6}{\gamma} + 2 - 2n = 0,$$

* На частицы бетона и основания фильтрующаяся в порах вода оказывает еще всестороннее сжатие, но на их прочность это мало влияет и в расчетах не учитывается.

** На низовой грани плотины в период строительства допускаются небольшие растяжения не более 0,2 МПа.

откуда

$$n = \frac{2 - \frac{\gamma_6}{\gamma}}{2} \quad (8.9)$$

Величину γ_6/γ для бетона в среднем можно принять равной 2,4. Тогда $n = -0,2$, т. е. напорная грань плотины должна иметь обратный уклон (быть нависающей). Ввиду производственных неудобств такого профиля принимают более удобное в строительном отношении ближайшее значение $n=0$. Следовательно, экономичным профилем плотины при соблюдении первого условия является прямоугольный треугольник с вертикальной напорной гранью.

Для такого профиля выражения нормальных напряжений в основании можно получить из уравнений (8.4), (8.6), (8.7), подставив в них $n=0$ и имея в виду, что рассматривается случай $\sigma_n' = 0$:

$$\sigma_n' = 0; \quad \sigma_n'' = (\gamma_6 - \alpha_1 \gamma) h \quad (\text{для случая наполненного водохранилища}), \quad (8.10)$$

$$\sigma_0' = \gamma_6 h; \quad \sigma_0'' = 0 \quad (\text{для случая опорожненного водохранилища}). \quad (8.11)$$

Условие, что напряжение σ_n' [формула (8.4)] равно нулю, однако, еще не гарантирует плотину от появления главных растягивающих напряжений N_n' (см. ниже), которые по абсолютной величине могут быть больше σ_n' .

Поэтому действующие в СССР нормы СНиП II-54—77 требуют, чтобы на напорной грани плотины в случае $\alpha_1 = 0$ были не нулевые напряжения, а сжимающие в размере $\sigma_n' = 0,25 \gamma h$, т. е. равные $1/4$ гидростатического давления воды на соответствующей глубине h , при невыполнении этого условия требуется устройство гидроизоляции напорной грани. Для плотин выше 60 м, имеющих такую гидроизоляцию, ограничиваются зоны с растягивающими напряжениями.

Экономичная ширина b соответственно будет составлять

$$\text{при } \alpha_1 > 0 \quad b = \frac{h}{\sqrt{\frac{\gamma_6}{\gamma} - \alpha_1}}; \quad \text{при } \alpha_1 = 0 \quad b = \frac{h}{\sqrt{\gamma_6}} \quad (8.12)$$

При обычных значениях $\gamma_6/\gamma = 2,4$ и $\alpha_1 = 0,5$ $b \approx h/1,38 = 0,72 h$.

Если снять в основании фильтрационное давление (с помощью дренажа и других мероприятий), то $\alpha_1 = 0$ и $b = 0,65 h$.

Отсюда, а также из общего сравнения формул (8.8) и (8.11) видно, что ширина плотины по основанию b и, следовательно, объем тела плотины при наличии фильтрационного давления в основании должны быть больше, чем при его отсутствии. Подсчеты показывают, что это увеличение объема достигает $10 \div 25\%$ и тем больше, чем больше величина α_1 , поэтому очень важно принимать

все меры для уменьшения фильтрационного давления в основании сооружения.

Второе условие устойчивости плотины против сдвига может быть выражено так:

$$k_c W_1 = fV, \quad (8.13)$$

где f — коэффициент (параметр) сопротивления плотины сдвигу по основанию; k_c — коэффициент запаса устойчивости ее против сдвига.

$$W_1 = \gamma \frac{h^2}{2}; \quad V = \frac{bh}{2} (\gamma_6 + \gamma n - \alpha_1 \gamma), \quad (8.14)$$

$$k_c \gamma \frac{h^2}{2} = f \cdot \frac{bh}{2} (\gamma_6 + \gamma n - \alpha_1 \gamma), \quad (8.15)$$

откуда

$$b = k_c \frac{h}{f \left(\frac{\gamma_6}{\gamma} + n - \alpha_1 \right)}. \quad (8.16)$$

К примеру, для скальных оснований при $n=0$; $f=0,7$; $\gamma_6/\gamma=2,4$, $\alpha_1=0,5$ и $k_c=1$ (предельное равновесие) получим

$$b = \frac{h}{0,7 \cdot 1,9} = \frac{h}{1,33} \approx 0,75h.$$

В случае, если $\alpha_1=0$:

$$b = \frac{h}{0,7 \cdot 2,4} \approx 0,6h.$$

Следовательно, в случае скальных оснований, когда $f=0,7$, экономичная по прочности величина b является достаточной и по устойчивости сооружения против сдвига при $k_c=1$.

В случае нескальных оснований, когда коэффициент f уменьшается до $0,4 \div 0,5$ (для песка) и до $0,2 \div 0,3$ (для глины), ширина b соответственно возрастает [см. формулу (8.16)] и значительно отличается от величины, необходимой по условиям отсутствия растяжения в бетоне.

Таким образом, при расчете плотины на нескальном основании по условиям устойчивости против сдвига получается ширина по основанию значительно больше требуемой по условиям прочности материала тела сооружения.

Для удовлетворения обоих условий экономичности профиля необходимо приравнять выражения для b по формулам (8.8) и (8.15):

$$\frac{h}{\sqrt{\frac{\gamma_6}{\gamma} (1-n) + n(2-n) - \alpha_1}} = \frac{k_c h}{f \left(\frac{\gamma_6}{\gamma} + n - \alpha_1 \right)}. \quad (8.17)$$

Сделав необходимые преобразования, получим уравнение для определения величины n

$$\left(1 + \frac{k_c^2}{f^2}\right) n^2 + \left[\frac{\gamma_6}{\gamma} \left(\frac{k_c^2}{f^2} + 2 \right) - 2 \left(\frac{k_c^2}{f^2} + \alpha_1 \right) \right] n + \left[\left(\frac{\gamma_6}{\gamma} \right)^2 - \frac{\gamma_6}{\gamma} \left(\frac{k_c^2}{f^2} + 2\alpha_1 \right) + \alpha_1 \left(\frac{k_c^2}{f^2} + \alpha_1 \right) \right] = 0. \quad (8.18)$$

Решая его, получим для каждого сочетания f , γ_6 , α_1 и k_c необходимый наклон напорной грани (n), при котором удовлетворяются и условия прочности ($\sigma_n = 0$) и условия устойчивости на сдвиг.

Из рис. 8.3 видно, что только при значениях $f=0,6; 0,7; 0,8$ и более, соответствующих скальным основаниям, получаются наиболее экономичные профили плотин, ширина их по основанию составит $(0,7 \div 0,8) h$ (рис. 8.4), а чем меньше величина f , тем больше растет ширина подошвы плотины b , достигая для песчаных оснований ($f=0,4 \div 0,5$) значения $b \approx 1,0 h$, а для глинистых ($f \approx 0,2 \div 0,3$) значений $(1,2 \div 1,7) h$ и более (рис. 8.4).

Как видно, теоретические профили плотин на нескальных основаниях получаются уширенными по низу или «распластанными» с неравномерным распределением напряжений и концентрацией их на нижней грани (рис. 8.5, а), что недопустимо.

Поэтому при построении профиля плотины в случае песчаных и глинистых оснований исходят в основном из условия устойчивости плотины, причем добиваются более равномерного распределения напряжений по подошве плотины (рис. 8.5, б и в). Об этом более подробно сказано в гл. 9.

Реальные профили гравитационных плотин. Выше были рассмотрены формы профилей плотин при нагрузке их собственным весом и гидростатическим (в том числе и фильтрационным) давлением. В реальных условиях на плотины действуют и другие нагрузки: давление наносов в верхнем бьефе, давление ледяного покрова, давление волн, сейсмические нагрузки и др. Это вызывает необходимость несколько исправить профиль плотины. Вызывает изменения профиля и устройство отверстий и некоторые требования эксплуатации.

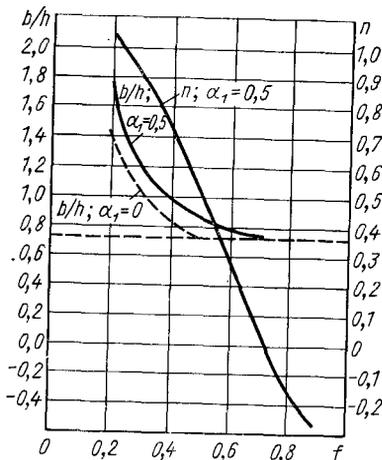


Рис. 8.3. Кривые зависимости относительной ширины подошвы плотины треугольного профиля b/h и наклона напорной грани n от параметра сдвига f при $\gamma_6/\gamma=2,4$, $\alpha_1=0,5$ и $0,0$

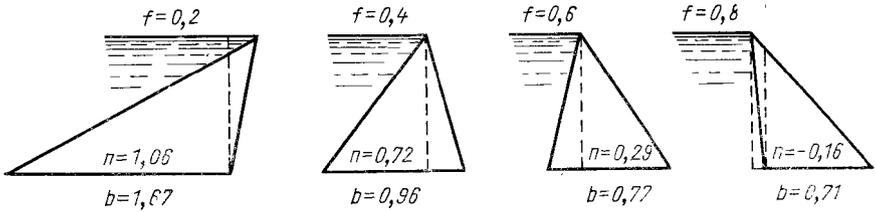


Рис. 8.4. Формы экономичных профилей гравитационных плотин для различных значений параметра сдвига f (по данным рис. 8.3)

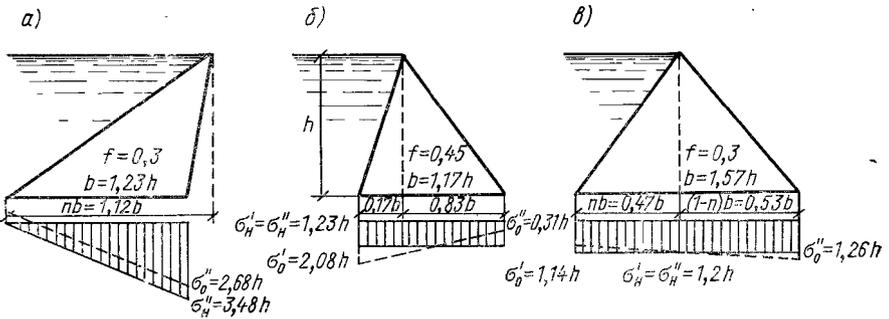


Рис. 8.5. Схемы профилей плотины для случаев $\alpha_1=0,5$ и $k_c=1,3$: а и в — на глинистом основании ($f=0,3$); эпюры нормальных напряжений σ_H в эксплуатационный и σ_0 в строительный период (обозначены соответственно сплошными и пунктирными линиями); б — на песчаном ($f=0,45$)

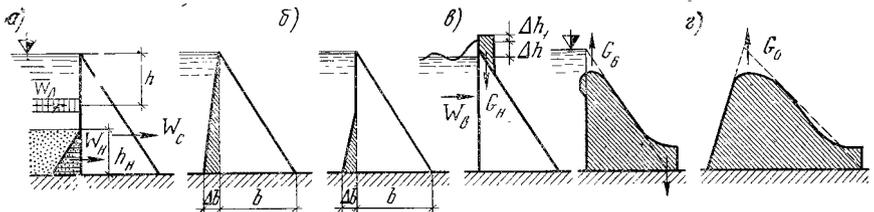


Рис. 8.6. Изменения теоретического профиля плотины при учете дополнительных действующих сил и эксплуатационных условий

Так, силы давления наносов W_n и давления льда W_d и сейсмические силы W_c (рис. 8.6, а) могут потребовать уширения подошвы плотины и наклона (полного или частичного, рис. 8.6, б); волновые явления в верхнем бьефе (рис. 8.6, в) помимо увеличения горизонтальных сил требуют повышения гребня плотины на величину Δh , плюс к этому необходим эксплуатационный запас высоты гребня Δh_1 (рис. 8.6, в), это вызывает дополнения основного профиля еще надстройкой весом G_n . Надстройка может иногда вызвать также дополнительный наклон верховой грани.

Устройство водослива на плотине сопряжено с понижением гребня, приданием плавной, округлой формы оголовку и сливной (низовой) грани (рис. 8.6, г) и вызывает некоторое перераспределение сил и моментов; однако чем выше плотина, тем это перераспределение играет меньшую роль.

Точно так же давлением воды нижнего бьефа при общем анализе высоких плотин пренебрегают, на плотинах низких и средней высоты давление воды нижнего бьефа учитывается и оно может оказать существенное влияние на напряженное состояние плотин.

Формы реальных профилей плотин зависят еще от условий сопряжения плотины с основанием и примыканий ее к берегам или другим сооружениям, а также от различных специальных мероприятий по повышению экономичности плотин и уменьшению затрат объема бетона в них, но эти вопросы будут освещены ниже (см. § 10.7).

§ 8.2. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ПЛОТИНЫ ЭЛЕМЕНТАРНЫМ МЕТОДОМ

Поперечный профиль плотины, ее основные размеры, полученные в результате анализа, изложенного в § 8.1, подлежат проверке общей прочности и устойчивости тела плотины и ее основания в разных стадиях ее работы. При этом исходят из первого предельного состояния сооружения (см. § 6.3) с учетом основных и особых сочетаний нагрузок и сил, указанных в § 6.3; в некоторых случаях делается проверка местной прочности и устойчивости отдельных частей и зон сооружения.

В расчетах рассматриваются следующие случаи:

Случай постоянной эксплуатации полностью возведенного сооружения, когда плотина может подвергнуться воздействию всех возможных основных и особых сочетаний нагрузок, при наиболее неблагоприятном их комплексе. Этот случай — основной.

Строительный случай, когда плотина выстроена, но нагрузки от воды не имеет (находится в осушенном котловане, фильтрационных сил нет), но прочие нагрузки могут иметь место.

Если плотина в период строительства начнет эксплуатироваться при частичном напоре, будучи недостроенной до полной высоты, что нередко в практике имеет место, то и этот строительный случай должен быть рассмотрен.

Ремонтный случай, когда ведутся работы на части плотины.

Расчету подвергается отрезок плотины, выделенный вертикальными плоскостями нормально к ее оси, шириной 1 м, т. е. рассматривается «плоская задача».

Расчет напряжений в горизонтальных сечениях плотины. В плотинах низкого и среднего напора напряжения рассчитываются методом сопротивления материалов, по гипотезе плоских сечений и линейного распределения напряжений по сечению. Напряжения на гранях (краевые) определяются по известной формуле (8.1), при этом приняты обозначения: для напряжений на напорной грани одиночный знак (σ_x' , σ_y' , τ_{xy}'), на низовой — двойной (σ_x'' , σ_y'' , τ_{xy}''), причем для упрощения обозначений скальвающих напряжений принято писать τ вместо $\tau_{xy} = \tau_{yx}$.

Расчетные горизонтальные сечения назначают более или менее равномерно по высоте плотины, но приурочивая их к местам излома профиля. На рис. 8.7 показан пример расчета водосливной плотины, на гребне которой установлен затвор; показаны расчетные сечения, основные нагрузки (силы) без учета противодействия и эпюры нормальных напряжений σ_y при наполненном верхнем бьефе. Для сечения 1—1 нормальное напряжение σ_y выразится формулой

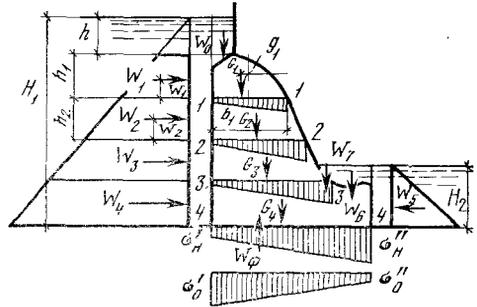


Рис. 8.7. Схема к расчету напряжений в гравитационной плотины

$$\sigma_{y_1} = \frac{W_0 + G_1}{b_1} \pm \frac{6(W_1 w_1 - G_1 g_1 - W_0 w_0)}{b_1^2}, \quad (8.19)$$

где b_1 — ширина сечения; W_0, W_1, G_1 — нагрузки на него, а w_0, w_1, g_1 — плечи этих сил относительно середины сечения. Знак «+» относится к низовой грани, знак «-» — к верховой.

Для сечения 2—2 соответственно получим

$$\sigma_{y_2} = \frac{W_0 + G_1 + G_2}{b_2} \pm \frac{6[W_1(w_1 + w_2) + W_2 w_2 - (G_1 g_1' + G_2 g_2) - W_0 w_0']}{b_2^2}. \quad (8.20)$$

Аналогично определяют напряжения и в остальных сечениях, причем для сечений, расположенных ниже уровня нижнего бьефа, учитывается давление воды этого бьефа (например, для сечения 4—4 силы W_5, W_6, W_7).

Что касается краевых напряжений σ_x и скальвающих τ , то их можно найти из рассмотрения равновесия элементарных треугольников, выделенных на профиле плотины у ее граней (рис. 8.8).

Так, например, рассматривая такой треугольник на напорной грани (рис. 8.8, а), можно записать условие равновесия, проектируя все действующие на него силы на ось y :

$$\gamma y \frac{dx}{\sin \alpha_1} \cdot \sin \alpha_1 - \tau' dx \operatorname{ctg} \alpha_1 - \sigma'_y dx = 0.$$

Отсюда и полагая $\operatorname{tg} \alpha_1 = m_1$,

$$\tau' = (\gamma y - \sigma'_y) m_1, \quad (8.21)$$

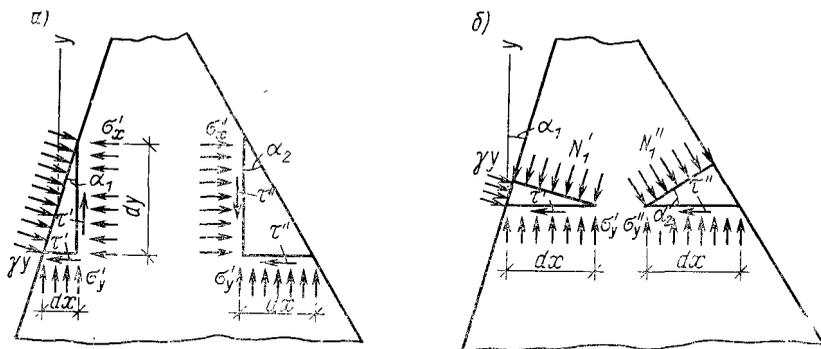


Рис. 8.8. Схема напряжений в точках на гранях плотины

где γ — удельный вес воды; α_1 — угол наклона грани плотины к вертикали, $m = \operatorname{tg} \alpha_1$ и dx — ширина основания треугольника (вес треугольника — величина второго порядка малости, ею пренебрегаем).

Аналогично, рассматривая равновесие проекций указанных выше сил на ось x :

$$\sigma'_x = \gamma y - (\gamma y - \sigma'_y) m_1^2. \quad (8.22)$$

Для нижней грани с углом наклона α_2 напряжения σ_x'' и τ'' будут иметь значения:

$$\tau'' = \sigma_2'' m_2, \quad (8.23)$$

$$\sigma_x'' = \sigma_2'' m_2^2, \quad (8.24)$$

где $m_2 = \operatorname{tg} \alpha_2$.

Зная крайние напряжения, можно определить напряжения внутри тела плотины, полагая их (как было уже сказано) линейно распределенными между крайними (см. эпюры на рис. 8.7). Более точный анализ показывает, что напряжения τ распределяются по закону квадратной параболы, а σ_x — кубической параболы, но в пределах точности инженерных расчетов этим можно пренебречь.

Главные напряжения на гранях*. Площадки действия главных нормальных напряжений располагаются: одна в плоскости грани, другая нормально к ней. Это явствует из того, что в плоскости граней профиля касательные (скалывающие) напряжения равны нулю; следовательно, эти плоскости являются площадками действия одного из главных напряжений. Величины главных напряжений определяются из рассмотрения условий равновесия элементарных прямоугольных треугольников, катеты которых представляют площади действия этих напряжений (рис. 8.8, б).

Главное напряжение N_1' , действующее нормально напорной грани, очевидно равно гидростатическому давлению

$$N_1' = \gamma y. \quad (8.25)$$

Проектируя на вертикальную ось все силы, действующие по сторонам треугольника у напорной грани, получим уравнение

$$\gamma y dx \sin \alpha_1 \sin \alpha_1 + N_2' dx \cos \alpha_1 \cos \alpha_1 - \sigma_y' dx = 0,$$

откуда второе главное нормальное напряжение N_2' будет равно

$$N_2' = \frac{\sigma_y' - \gamma y \sin^2 \alpha_1}{\cos^2 \alpha_1} = \frac{\sigma_y'}{\cos^2 \alpha_1} - \gamma y \operatorname{tg}^2 \alpha_1 = \sigma_y' (1 + m_1^2) - \gamma y m_1^{2**}. \quad (8.26)$$

Аналогично на низовой грани

$$N_1'' dx \cos \alpha_2 \cos \alpha_2 - \sigma_y'' dx = 0, \quad (8.27)$$

откуда

$$N_1'' = \frac{\sigma_y''}{\cos^2 \alpha_2} = \sigma_y'' (1 + m_2^2). \quad (8.28)$$

Второе главное напряжение $N_2'' = 0$.

Главные скалывающие (касательные) напряжения равны, как известно, полуразности главных нормальных, т. е.

$$T = \frac{N_1 - N_2}{2}. \quad (8.29)$$

Площадки их действия наклонены к площадкам главных нормальных напряжений под углом 45° .

Величины всех напряжений для случая строительного, когда гидростатическое давление на плотину отсутствует, можно получить из приведенных выше формул, приняв в них $\gamma = 0$.

* Здесь и в других главах книги принято обозначение главных напряжений через N_1, N_2, T вместо σ_1, σ_2 т из соображений удобства для учащихся, ввиду обилия значков при $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ в многочисленных формулах учебника.

** В приведенных формулах напряжений, как уже указано, не учитывается противодавление в плотине.

Влияние фильтрационных сил на напряженное состояние бетонной плотины и их учет.

Приведенные в § 8.2 расчеты напряжений в гравитационной плотине выполнялись без учета воздействий фильтрационных сил. Как изложено в § 8.3—8.5, практически следует считать в любом горизонтальном сечении фильтрационную силу W_ϕ как направленную вверх нормальную силу взвешивания бетона выше расчетного сечения с поправкой на коэффициент α_2 , если он принят меньшим единицы.

Эта сила W_ϕ равна площади эпюры Ω взвешивания или при дренаже — $aa'd''c'cd'$ (на рис. 3.35, а и б), умноженной на удельный вес воды γ и коэффициент α_2 , т. е.

$$W_\phi = \alpha_2 \gamma \Omega. \quad (8.30)$$

Момент этой силы относительно середины сечения b соответственно будет

$$M_\phi = W_\phi w. \quad (8.31)$$

Нормальные напряжения в горизонтальных сечениях плотины шириной b определяются по формуле неравномерного сжатия

$$\sigma_\phi = \frac{W_\phi}{b} \pm \frac{6M_\phi}{b^2}, \quad (8.32)$$

причем на напорной грани они будут растягивающие (знак «—»), а на низовой — сжимающие. Эти напряжения (рис. 8.9, 2) суммируются с напряжениями, получаемыми в плотине без учета фильтрации [формулы (8.22) ÷ (8.25), рис. 8.9, 1], в результате получится эпюра 3 на рис. 8.9; соответственно изменятся и величины главных напряжений

[формулы (8.26) ÷ (8.31)]. Таким образом, фильтрация в бетоне неблагоприятна для напряженного состояния в плотине. Вот почему полезен дренаж тела плотины, практически почти полностью снимающий фильтрационные силы.

Проверка прочности плотины. После того как выявлено расчетом напряженное состояние плотины, необходимо проверить прочность ее по первому предельному состоянию. По условиям работы гравитационной плотины ее разрушение может произойти по первой теории прочности, т. е. в случае превышения максимальными сжимающими напряжениями предела прочности материала — бетона на сжатие. Это явствует из того, что, как правило, растягивающие напряжения в теле плотины не допускаются или они (очень малые) могут появиться на низовой грани плотины в период строительства, или при опорожнении водохранилища (верхнего бьефа).

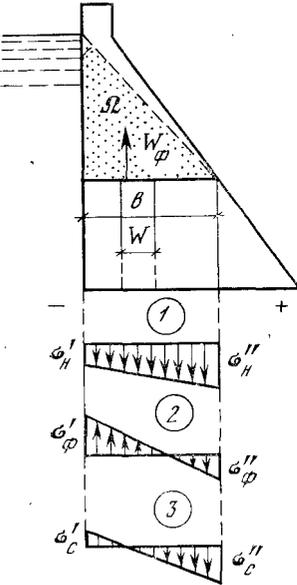


Рис. 8.9. Эпюры напряжений:

1 — без учета фильтрации в плотине; 2 — от фильтрующей воды; 3 — суммарные (σ_c)

Условия первого предельного состояния требуют, чтобы $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{пред}}$.

Максимальные нормальные напряжения появляются в эксплуатационном случае в точке нижней грани, у подошвы плотины, это напряжение N_1'' [формула (8.28)], т. е.

$$N_1'' \leq \sigma_{\text{пред}} \quad \text{или} \quad N_1'' \leq R_{\text{пр}}. \quad (8.33)$$

За $\sigma_{\text{пред}}$ принимается (при расчетах плотины в условиях плоской задачи) расчетное сопротивление бетона осевому сжатию $R_{\text{пр}}$ в зависимости от его марки.

Для высоких плотин, плотин I и II классов СНиП II-54—77 предлагается за $R_{\text{пр}}$ считать так называемую долговременную или длительную прочность бетона, определяемую специальными экспериментами. Длительная прочность — это напряжения, при которых еще не наступают необратимые структурные изменения в бетоне; эти напряжения ниже обычного предела прочности бетона на сжатие.

§ 8.3. РАСЧЕТЫ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРАВИТАЦИОННЫХ ПЛОТИНАХ МЕТОДОМ ТЕОРИИ УПРУГОСТИ

Основные положения. Расчет гравитационных плотин методом теории упругости позволяет определить комплекс напряжений не только на гранях (как элементарным методом), но и в любой точке внутри профиля. При расчете плотины рассматривается плоская задача теории упругости, т. е. анализируется напряженное состояние поперечного профиля плотины треугольной формы (плоское напряженное состояние), а напряжения, нормальные к этой плоскости, не учитываются.

Расчет напряжений в плотине при наличии гидростатического давления и без него. Нагрузки плотины являются собственный ее вес и гидростатическое давление, считаемое от уровня воды в вершине треугольника, фильтрационное противодействие не учитывается.

Как известно из теории упругости, напряжения в любой точке такого профиля бесконечной высоты (рис. 8.10) выражаются линейными функциями координат:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= a_1x + b_1y, \\ \sigma_y &= a_2x + b_2y, \\ \tau &= a_3x + b_3y. \end{aligned} \right\} \quad (8.34)$$

Коэффициенты этих уравнений, получаемые из анализа напряжений на гранях плотины, равны*:

$$a_1 = \frac{\gamma_6}{(m_1 + m_2)^2} m_1 m_2 (m_2 - m_1) + \frac{\gamma}{(m_1 + m_2)^2} m_1 m_2 (m_1 m_2 - m_2^2 - 2);$$

* Подробно анализ приведен в курсах теории упругости.

$$b_1 = \frac{\gamma_6}{(m_1 + m_2)^2} 2m_1^2 m_2^2 - \frac{\gamma}{(m_1 + m_2)^2} m_2^2 (2m_1^2 m_2 - 3m_1 - m_2);$$

$$a_2 = -\frac{\gamma_6}{(m_1 + m_2)^2} (m_2 - m_1) - \frac{\gamma}{(m_1 + m_2)^2} (m_1^2 + 3m_1 m_2 - 2);$$

$$b_2 = \frac{\gamma_6}{(m_1 + m_2)^2} (m_1^2 + m_2^2) - \frac{\gamma}{(m_1 + m_2)^2} (m_2 - m_1 - 2m_2^2 m_1); \quad (8.35)$$

$$a_3 = \gamma_6 - b_2;$$

$$b_3 = -a_1.$$

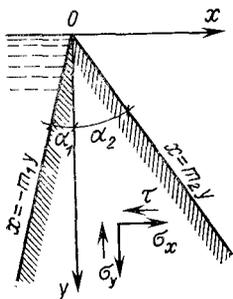


Рис. 8.10. Схема бесконечного клина к расчету напряжений методом теории упругости

Если плотина не нагружена водой (строительный случай или опорожненное водохранилище), напряжения определяют по тем же уравнениям, но в них надо подставить $\gamma=0$, вследствие чего вторые члены выражений (8.35) отпадут.

Главные напряжения в точках, для которых известны напряжения нормальные и касательные по осям OX и OY (σ_x , σ_y и τ), определяют по известным формулам:

$$N_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}}{2}; \quad (8.36)$$

$$T = \frac{N_1 - N_2}{2} = \frac{\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}}{2}. \quad (8.37)$$

Направление главных нормальных напряжений N_1 и N_2 и площадок их действия определяется углом θ

$$\operatorname{tg}^2 \theta = \frac{-(\sigma_x - \sigma_y) \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}}{2\tau} \quad (8.38)$$

или

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y}. \quad (8.38')$$

Главные касательные напряжения направлены под углом $+45^\circ$ к направлениям главных нормальных напряжений.

Напряжения на гранях плотины получают из уравнений (8.34) и (8.35) подстановкой в них значений $x = -m_1 y$ и $x = m_2 y$ для напорной и низовой граней соответственно. Ниже приводятся формулы только для напряжений σ_y' и σ_y'' :

$$\sigma_y' = a_2 x + b_2 y = (-a_2 m_1 + b_2) y, \quad (8.39)$$

$$\sigma_y'' = a_2 x + b_2 y = (a_2 m_2 + b_2) y. \quad (8.40)$$

Главные напряжения на гранях плотины определяют по уравнениям (8.36) и (8.37) с подстановкой в них выраже-

ний для σ_x , σ_y и τ на гранях. Полученные выражения не отличаются от уравнений (8.25), (8.26) и (8.28), что доказывает возможность использовать для расчета в данном случае элементарный метод.

Распределение напряжений по профилю плиты. Изостаты и траектории напряжений. Картина напряжений в теле плиты может быть наглядно представлена семействами кривых, обозначающих линии равных напряжений — изостаты, и кривых, показывающих направление действия напряжения — траекторий напряжений.

Изостаты напряжений. Построение изостаты любого напряжения производится по уравнениям напряжений (8.34), (8.35). Для этого следует задать постоянную величину напряжения, например $\sigma_x = \text{const}$, и по уравнению $\sigma_x = a_1x + b_1y = \text{const}$ для различных значений координаты x или y находить соответствующую другую координату той же точки.

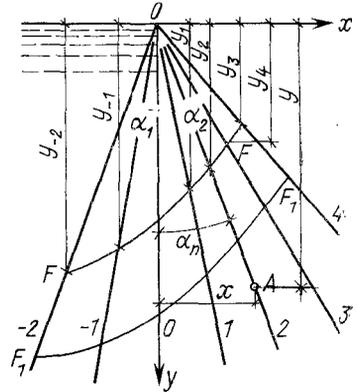


Рис. 8.11. Схема построения изостат напряжений

Для упрощения построения кривых можно пользоваться следующим приемом. Из вершины треугольного профиля плиты проводят ряд лучей, считая за нулевой луч ось OY (рис. 8.11) и нумеруя их по порядку со знаком «+» направо от этой оси и со знаком «-» налево.

Преобразуем приведенные выше выражения (8.34) следующим образом:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= (a_1x + b_1y) = \left(a_1 \frac{x}{y} + b_1 \right) y = \sigma_x^0 y; \\ \sigma_y &= (a_2x + b_2y) = \left(a_2 \frac{x}{y} + b_2 \right) y = \sigma_y^0 y; \\ \tau &= (a_3x + b_3y) = \left(a_3 \frac{x}{y} + b_3 \right) y = \tau^0 y. \end{aligned} \right\} \quad (8.41)$$

Здесь σ_x^0 , σ_y^0 , τ^0 — постоянные величины для луча, на котором лежит точка A с координатами x , y (рис. 8.11), а отношение x/y есть тангенс угла α_n между лучом и осью OY .

Подставляя выражения (8.41) в уравнения главных напряжений (8.36) и (8.37), можно написать уравнения и для них на данном луче

$$N_{1,2} = \frac{(\sigma_x^0 + \sigma_y^0) \pm \sqrt{(\sigma_x^0 - \sigma_y^0)^2 + 4(\tau^0)^2}}{2} y = N_{1,2}^0 y; \quad (8.42)$$

$$T = \frac{\sqrt{(\sigma_x^0 - \sigma_y^0)^2 + 4(\tau^0)^2}}{2} y = \frac{N_1^0 - N_2^0}{2} y = T^0 y. \quad (8.43)$$

Для каждого луча подсчитывают далее значения $\operatorname{tg} \alpha_n = \frac{x_n}{y_n}$ и значения $\sigma_x^0, \sigma_y^0, \tau^0, N_1^0, N_2^0, T^0$, после чего любая изостата строится по уравнениям (8.42) и (8.43). Пусть, например, надо построить изостату главного напряжения, равного $F \text{ кг/см}^2$ (МПа), тогда $N_1 = N_1^0 y = F$ и

$$y = F/N_1^0. \quad (8.44)$$

Подставляя в уравнение (8.44) значения N_1^0 для каждого луча, получаем координату y_n соответствующей точки заданной изостаты; соединяя эти точки от луча к лучу, строим кривую изостаты главного нормального напряжения $N_1 = F$ (рис. 8.11). Давая другое значение N_1 , например F , строим аналогичным путем кривую $N_1 = F$. Обычно изостаты напряжений строят для значений напряжений 5, 10, 15 кг/см² (0,5; 1,0; 1,5 МПа) и т. д.

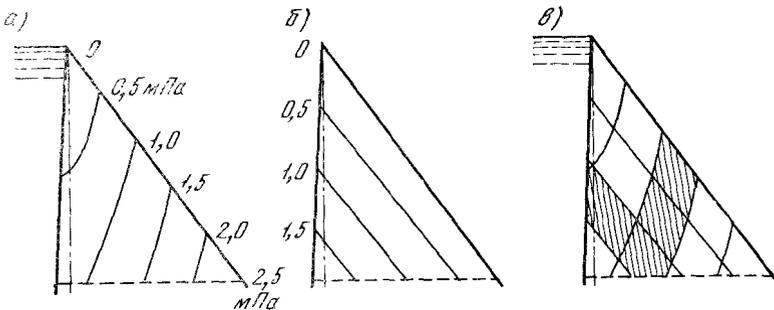


Рис. 8.12. Изостаты главных нормальных напряжений

На рис. 8.12 приведены изостаты главных нормальных напряжений в плотине при наполненном (рис. 8.12, а) и опорожненном (рис. 8.12, б) водохранилище. Если совместить кривые первого и второго случаев на одном чертеже (рис. 8.12, в), то легко можно выделить зоны плотины, которые могут иметь напряжения в заданных пределах. Например, на рис. 8.12, в заштрихована зона с главными сжимающими напряжениями в пределах 1,5 МПа.

Кривыми изостат главных нормальных напряжений можно пользоваться для назначения в разных зонах плотины бетона марок соответствующей прочности.

Траектории напряжений. Положение площадок действия или направлений главных нормальных напряжений определяется углом наклона θ этих площадок к оси OX согласно уравнению (8.38). При этом величины $\operatorname{tg} \theta$ вычисляют аналогично тому, как это делается для изостат главных напряжений, а именно: в выражение (8.38) подставляются значения σ_x, σ_y и τ из уравнений (8.41), в результате чего получают формулу

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{-(\sigma_x^0 - \sigma_y^0) \pm \sqrt{(\sigma_x^0 - \sigma_y^0)^2 + 4(\tau^0)^2}}{2\tau^0}. \quad (8.45)$$

Значение $\text{tg } \theta$ вычисляют по этой формуле для каждого луча, принимая знак «+» для первого главного напряжения и «-» для второго. Направления площадок напряжения графически наносят у соответствующих лучей. Практически для этого строят вспомогательный график (рис. 8.13), на котором откладывают направления векторов напряжений +01, +02, +03 по соответствующим величинам $\text{tg } \theta$ (на рис. 8.13 для наполненного водохранилища), определяемым отношением $\overline{O'1/O'0} = \text{tg } \theta_1$; $\overline{O'2/O'0} = \text{tg } \theta_2$ и т. д. Затем, начиная от какой-либо грани профиля плотины, проводят линии на профиле, например $ABCDEF$ для напряжения N_1 и $A_1B_1C_1D_1E_1F_1G_1$ для N_2 , параллельные векторам и пересекающие соответствующий луч; длина этих линий ограничивается биссектрисами углов, составленных данным и соседними лучами (рис. 8.13). Таким путем может быть построен целый ряд траекторий в разных местах профиля плотины. Траектории главных нормальных напряжений N_1 и N_2 взаимно ортогональны, что следует из свойств этих напряжений.

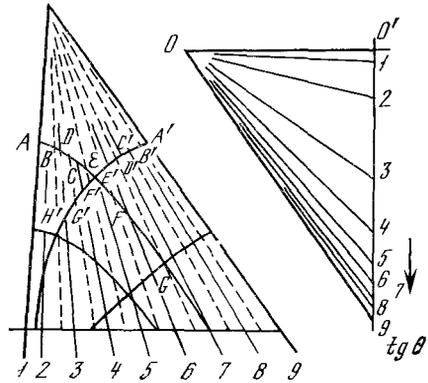


Рис. 8.13. Схема построения траекторий главных нормальных напряжений

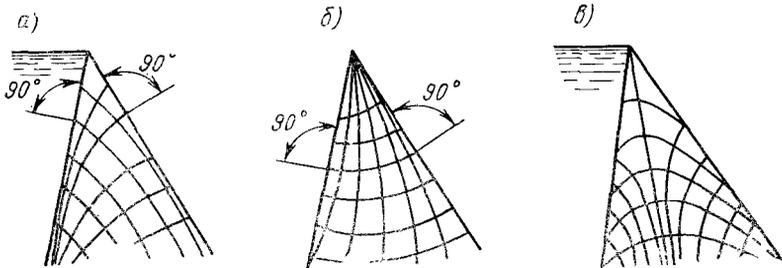


Рис. 8.14. Траектории главных напряжений:
а, б — нормальных; в — касательных

На рис. 8.14 показаны сетки траекторий наибольших и наименьших главных нормальных напряжений для случаев наполненного (рис. 8.14, а) и опорожненного (рис. 8.14, б) водохранилища и траекторий главных скалывающих напряжений (рис. 8.14, в), при наполненном водохранилище. Траектории главных скалывающих напряжений направлены под углом 45° к траекториям главных нормальных напряжений.

Траектории главных скалывающих напряжений до известной степени характеризуют линии возможных разрушений кладки. Но в действительности линии возможных разрушений кладки отклоняются от траекторий скалывания, так как даже небольшая трещина вносит изменения в напряженное состояние треугольного профиля плотины, что вызывает изменение и траекторий напряжений. Однако практика показывает, что разрушение бетонной кладки

при авариях обычно происходит по строительным швам бетонирования, которые близки к траекториям скалывания (см. рис. 8.29).

Расчет напряжений в плотине треугольного профиля от равномерно распределенной нагрузки на грани. В некоторых случаях грань плотины может быть нагружена равномерно распределенной нагрузкой (см. ниже), направленной под некоторым углом к грани (рис. 8.15). Такая задача была решена Морисом Леви, причем выражения напряжений получены им отдельно для нормальной p_1 и касательной p_2 к грани, составляющих нагрузку p .

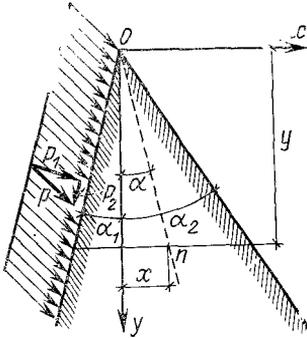


Рис. 8.15. Схема к расчету напряжений от равномерно распределенной нагрузки на грани

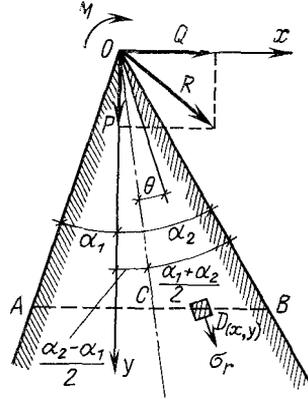


Рис. 8.16. Схема к расчету напряжений от сосредоточенной силы и момента

Напряжения определяются для отдельных лучей, проведенных из вершины профиля плотины под углом α к оси координат OY ; причем характерно, что напряжения эти зависят только от величины угла и геометрических параметров профиля (рис. 8.15): $\alpha_1, \alpha_2, m_1 = \operatorname{tg} \alpha_1, m_2 = \operatorname{tg} \alpha_2$, т. е. постоянны по всему лучу.

Напряжения от нормальной составляющей нагрузки p_1 в точке $n(xy)$ равны*:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= -p_1 \frac{\left(\alpha_2 - \alpha + \frac{z}{1+z^2}\right) A - m_2}{B}; \\ \sigma_y &= -p_1 \frac{\left(\alpha_2 - \alpha - \frac{z}{1+z^2}\right) A - m_1}{B}; \\ \tau &= -p_1 \frac{\frac{A}{1+z^2} - 1}{B}; \end{aligned} \quad (8.46)$$

где $A = 1 - m_1 m_2$; $B = m_1 + m_2 - (\alpha_1 + \alpha_2)(1 - m_1 m_2)$; $z = \operatorname{tg} \alpha$.

Напряжения от касательной составляющей нагрузки p_2 равны:

$$\sigma_x = -p_2 \frac{C m_2^2 - D + m_1 m_2}{B};$$

* Как и в других случаях, принято, что сжимающие напряжения имеют знак «+», а растягивающие — «-».

$$\sigma_y = -p_2 \frac{C - D - 1}{B}; \quad (8.47)$$

$$\tau = -p_2 \frac{Cm_2^2 + \frac{m_1 z^2 - m_2}{1 + z^2}}{B},$$

где

$$C = (\alpha_1 + \alpha_2) \frac{1 + m_2^2}{m_1 + m_2}; \quad D = \left(\alpha_2 - \alpha - \frac{z}{1 + z^2} \right) (m_1 + m_2).$$

Расчет напряжений в той же плотине от действия сосредоточенной силы, приложенной в вершине профиля. Эта задача была решена Митчслом в полярных координатах с началом их O в вершине треугольного профиля (рис. 8.16). Ось полярных координат OC проходит по биссектрисе угла $\alpha_1 + \alpha_2$ и углы лучей θ отсчитываются от этой оси. К оси прямоугольных координат OY ось OG наклонена под углом $(\alpha_2 - \alpha_1)^{1/2}$.

Напряжение от силы R , приложенной в вершине профиля O , на элементарной площадке в точке D на луче OD обозначим σ_r в радиальном направлении и σ_θ в тангенциальном направлении.

На практике приходится определять напряжения отдельно от вертикальной P и горизонтальной Q составляющих силы R (рис. 8.16).

Напряжения, вызванные силой P , равны:

$$\sigma_{r,P} = \frac{2P}{y(1+z^2)} \cdot \frac{z(m_2^2 - m_1^2) - A_1 + B_1}{C_1}, \quad (8.48)$$

а силой Q

$$\sigma_{r,Q} = \frac{2Q}{y(1+z^2)} \cdot \frac{m_2^2 - m_1^2 - z(A_1 + B_1)}{C_1}, \quad (8.49)$$

где

$$\begin{aligned} A_1 &= (\alpha_1 + \alpha_2)(1 + m_1^2)(1 + m_2^2); \\ B_1 &= (1 + m_1 m_2)(m_1 + m_2); \\ C_1 &= (\alpha_1 + \alpha_2)^2 - (1 + m_1^2)(1 + m_2^2) - (m_1 + m_2)^2. \end{aligned} \quad (8.50)$$

В выражениях (8.48) и (8.49) величина $z = \operatorname{tg} \alpha = x/y$, где α — угол, составленный лучом OD с осью y прямоугольных координат, а x и y — координаты рассматриваемой точки D , для которой определяются напряжения σ_r .

По напряжению σ_r определяются напряжения в точке D в системе прямоугольных координат

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{z^2}{1+z^2} \sigma_r = \sigma_r \sin^2 \alpha; \\ \sigma_y &= \frac{\sigma_r}{1+z^2} = \sigma_r \cos^2 \alpha; \\ \tau &= \frac{z}{1+z^2} \sigma_r. \end{aligned} \quad (8.51)$$

Расчет напряжений в той же плотине, вызываемых моментом внешних сил вокруг вершины профиля. При обозначениях на рис. 8.16 (положительный момент по часовой стрелке) напряжения выражаются формулами:

$$\begin{aligned} \sigma_{x,M} &= - \frac{2M [z^2 (3 - z^2) (m_2 - m_1) - 2z^3 (2 + m_1 m_2) + 2z m_1 m_2]}{y^2 (1 + z^2)^3 B}; \\ \sigma_{y,M} &= - \frac{2M [2z^3 + (1 - 3z^2) (m_2 - m_1) - 2z (1 + 2m_1 m_2)]}{y^2 (1 + z^2)^3 B}; \\ \tau_{M} &= - \frac{2M [z^4 + 2z (1 - z^2) (m_2 - m_1) - 3z^2 (1 + m_1 m_2) + m_1 m_2]}{y^2 (1 + z^2)^3 B}, \end{aligned} \quad (8.52)$$

где $B = m_1 + m_2 - (\alpha_1 + \alpha_2) (1 - m_1 m_2)$.

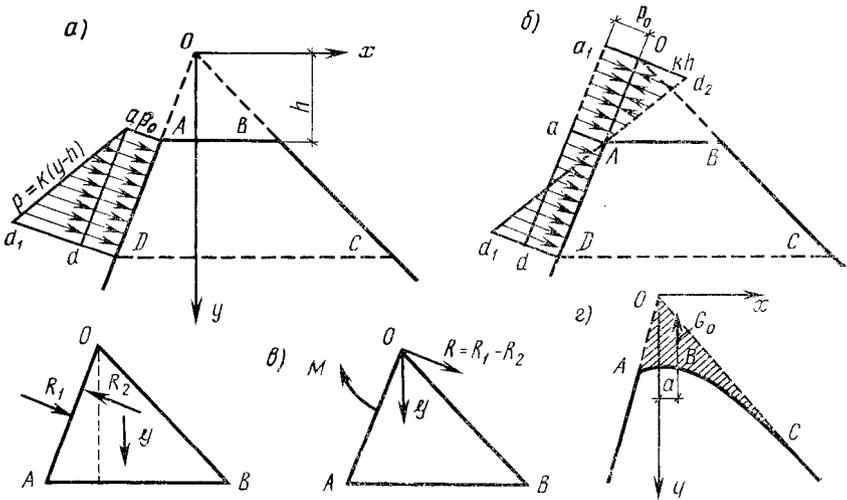


Рис. 8.17. Схема к расчету плотины трапецидального профиля

Расчет напряжений в плотине трапецидального профиля. Трапецидальный профиль плотины можно получить из треугольного, сняв верхнюю часть последнего на некоторую высоту h (рис. 8.17). К такому профилю «приводится» профиль водосливной плотины (см., например, рис. 8.6, z). Гидростатическая нагрузка на грань этого профиля, учитывая слой воды на гребне плотины, представляется в виде трапеции, сложенной из равномерно распределенной p_0 (рис. 8.17, a) и линейно возрастающей $p = k(y-h)$.

Для расчета напряженного состояния такой плотины Б. Г. Галеркин предложил метод, основанный на теории упругости, но с применением приема наложения фиктивных нагрузок.

Для этого путем продолжения граней плотины AD и BC (рис. 8.17, a) до вершины O рассматривается фиктивный треугольный профиль OCD , для которого имеются готовые решения, приведенные в § 8.3.

Продолжим нагрузки, приложенные к грани AD , до вершины треугольника (рис. 8.17, б). Тогда на новый (фиктивный) профиль COD будут действовать силы:

1) равномерно распределенная нагрузка по эююре $OADdaa_1$ интенсивностью p_0 ; 2) нагрузка Oa_2ADdd_1A , распределенная по закону $p=k(y-h)=ky-kh$, где h — высота треугольника OAB ; 3) собственный вес плотины.

Напряжения в плотине от нагрузки $p=k(y-h)$ и собственного веса плотины определяют по формулам (8.34), (8.35) с подстановкой в них вместо γ величины k , а напряжения от равномерной нагрузки p_0 подсчитывают по формулам (8.46).

Чтобы перейти к действительным нагрузкам на реальный профиль $ABCD$, надо снять с треугольного профиля COD нагрузки, вызванные операциями с фиктивным треугольным профилем AOB , а именно (рис. 8.17, в): 1) вес G профиля AOB и момент его относительно O , равный Gg ; 2) усилие от равномерно распределенной нагрузки p_0 на участке OA с эюурой $OAAa_1$, направленное нормально к грани и равное $R_1=p_0OA$ и от нагрузки R_2 , выражаемой эюурой OAA , равной $-kh \cdot OA$, и момент этих усилий R_1r_1 и $-R_2r_2$.

Система этих сил приводится к силам $R=R_1-R_2$ и G , приложенным к вершине O и моменту $M=Gg+R_1r_1-R_2r_2$ (рис. 8.17, в).

Напряжения в плотине от нагрузок R и G определяются по формулам (8.48), (8.49) и (8.52) и должны быть вычтены для соответственных точек плотины из напряжений, полученных для фиктивного треугольного профиля (DOC) от нагрузок p_0 , $p=k(y-h)$ и собственного его веса.

Погрешности при таком методе расчета будут лишь вблизи гребня плотины AB , а далее по всему профилю (согласно принципу Сен-Венана) решение будет достаточно точным.

Аналогичным путем можно рассчитать плотину с водосливным профилем (см. рис. 8.6, а). Отличие состоит только в том, что вместо фиктивного треугольника AOB , с помощью которого получают для расчета фиктивную плотину треугольного профиля, в данном случае рассматривается фиктивная фигура, показанная пунктиром на рисунке. Вес этой фигуры G_0 создает расчетное усилие G в вершине O и момент его.

Влияние оголовка G_n глухой плотины (см. рис. 8.6, в) на напряжения в ней может быть приближенно подсчитано подобным же образом.

§ 8.4. НАПРЯЖЕНИЯ В ГРАВИТАЦИОННОЙ ПЛОТИНЕ ОТ ПРОЧИХ НАГРУЗОК

Напряжения от давления воды, льда, наносов и др. Используя прием Б. Г. Галеркина, можно рассчитать напряжения в плотине треугольного профиля, возникающие от иных нагрузок, чем рассмотренные в § 8.3.

Задачу о напряжениях от давления льда (см. рис. 8.6, а) можно свести к задаче о напряжениях от сосредоточенной фиктивной силы

$W_{д}$ в вершине профиля, равной давлению льда $W_{д}$ и моменту $M_{д} = W_{д}h$, используя затем формулы (8.48) ÷ (8.52).

Аналогично можно поступить при расчете напряжений от давления наносов, отложившихся в верхнем бьефе.

Влияние температурно-влажностных явлений в бетоне на напряжения в плотине. Вследствие особенностей бетона, как материала

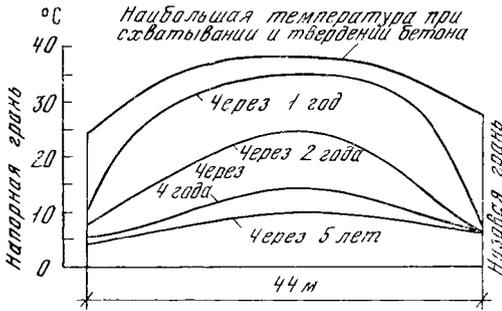


Рис. 8.18. Многолетние колебания температуры в плотине Барберина

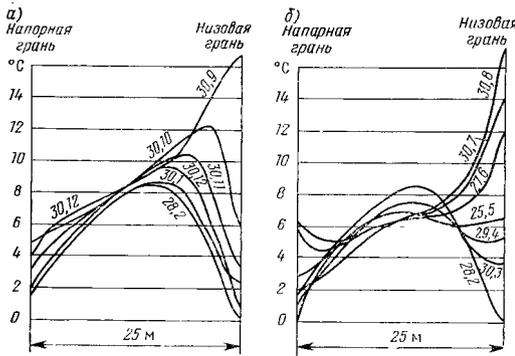


Рис. 8.19. Проникновение сезонных колебаний температуры внутри тела плотины (цифры на кривых: число, месяц года)

температурным колебаниям, зависящим от колебаний температуры окружающей плотину воздуха и воды (рис. 8.19, а — осень и зима, рис. 8.19, б — весна и лето).

Чем больше объем массива (блока), который бетонируется, тем значительнее неравномерность температур и продолжительность остывания бетона, вызывающие опасные растягивающие напряжения в нем; особенно существенную роль при этом играет основание, на котором укладывается бетон и примыкающие поверхности ранее уложенного бетона.

Аналогичные процессы, но меньшей интенсивности происходят в результате усадки и набухания бетона, т. е. при неравномерном

для плотин, температурные явления в бетоне бывают двух родов: 1) в период строительства происходит разогрев бетона вследствие экзотермии на $15 \div 25^\circ$ и даже иногда до 36° (см. гл. 7) и последующее его неравномерное остывание, вызывающее напряжения сжатия и растяжения, это, так сказать, технологические напряжения и 2) в период эксплуатации плотины появляются напряжения температурные, возникающие от колебаний температуры окружающей среды — воздуха и воды.

Процесс снижения температуры разогретого бетона продолжается иногда несколько лет (рис. 8.18), после чего внутренняя часть тела плотины принимает среднегодовую температуру данной местности, а зоны близ наружных граней (на $5 \div 6$ м вглубь от поверхности) подвергаются сезонным

распределении влажности, также вызывающем объемные деформации.

В целях снижения напряжений, вызываемых процессами экзотермии, и ускорения последующего остывания бетона (удаления тепла экзотермии), локализации деформаций принимают меры, излагаемые в § 7.1 ÷ 7.2.

Сама кладка бетона в плотину ведется отдельными блоками ограниченных размеров, на которые разрезается плотина (разрезка на блоки), о чем см. ниже § 8.7. Таким образом в плотине образу-

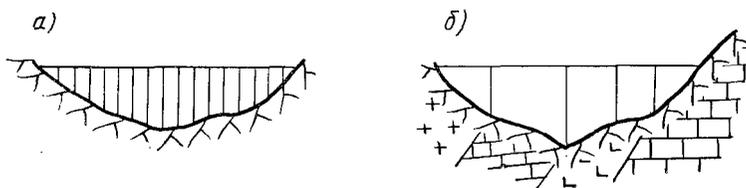


Рис. 8.20. Расположение постоянных поперечных швов в плотине:
а — температурных; б — конструктивных (осадочных)

ются временные швы — контакты между блоками, являющиеся слабым местом бетонной плотины, так как прочность швов ниже прочности бетона в массиве.

Температурные напряжения в плотинах в эксплуатационный период возникают в результате разности температур у граней плотины и внутри ее, а также вследствие невозможности массива плотины свободно расширяться (из-за связи с основанием) при сезонных и годовых колебаниях наружной температуры, проникающих глубоко внутрь массива (иногда охватывающих его полностью). Величины растягивающих напряжений зимой превосходят предел прочности бетона на растяжение, вследствие чего в плотине образуются вертикальные, очень опасные трещины. Во избежание их плотину разрезают на секции нормальными постоянными температурными швами (рис. 8.20, а).

Наряду с ними, чаще совмещаясь с ними, делают конструктивные или осадочные швы (рис. 8.20, б), во избежание появления трещин в плотине из-за разной жесткости отдельных пород, образующих основание. Расстояние между температурными швами делается таким, чтобы в секциях не возникло опасных растягивающих напряжений.

Усадка бетона (см. § 7.1) и его набухание — деформации, как и температурные колебания, вызывают дополнительные напряжения в плотине.

Напряжение усадки подсчитывают по известной формуле $\sigma_{yc} = E\epsilon$, а температурные напряжения выражают формулой $\sigma_t = E\omega t$, где ω — коэффициент температурного удлинения (укорочения), в среднем равный $\omega = 0,00001$. И усадка, и температурные деформации — явления внутренние, объемные, поэтому расчет осадочных напряжений можно свести к расчету температурных. Действительно, $\sigma_{yc} = \sigma_t = E\epsilon = E\omega t$, или $\epsilon = \omega t$, откуда $t = \epsilon/\omega \approx 20^\circ \text{C}$. Таким образом, усадка

эквивалентна понижению температуры бетона на 20° . Практически считают не 20 , а 15°C — ввиду наличия пластических деформаций бетона в начальный период его работы.

Усадка проявляется в начальный период существования плотины и затем при изменениях влажности бетона главным образом в поверхностном слое тела плотины, подвергающемся усыханию.

Набухание бетона — процесс, обратный усадке. Оно проявляется главным образом у напорной грани плотины, где является фактором положительным, так как компенсирует неблагоприятные здесь напряжения.

Пластические деформации бетона содействуют выравниванию неравномерно распределенных напряжений в теле плотины.

Расчет гравитационных плотин на *сейсмические нагрузки* дается в гл. 5.

§ 8.5. РАСЧЕТЫ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРАВИТАЦИОННОЙ ПЛОТИНЕ И ЕЕ ОСНОВАНИИ, СОВМЕСТНО РАБОТАЮЩИХ КАК ЕДИНЫЙ КОМПЛЕКС

Расчеты напряженного состояния гравитационной плотины, изложенные в § 8.3÷8.4, исходили из теории бесконечного клина. При конечной высоте клина — плотины треугольного профиля, поставленной на основание в виде бесконечной полуплоскости, на

контакте плотины с основанием возникает перераспределение напряжений по подошве плотины и в ее теле, вызываемое совместностью деформаций контакта плотины и основания. Напряжения здесь существенно зависят от упругих свойств плотины и основания, т. е. от соотношения модулей нормальной упругости (деформации) их $E_{\text{п}}$ и E_0 , а также от коэффициентов Пуассона $\mu_{\text{п}}$ и μ_0 (индексы п и 0 относятся соответственно к плотине и основанию).

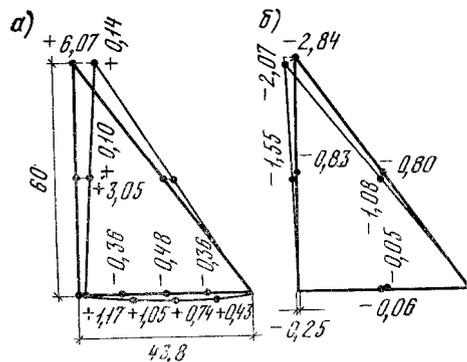


Рис. 8.21. Смещение граней и подошвы плотины ($h=60$ м):

a — при наполненном водохранилище; *b* — при опорожнении

Решение данной контактной задачи оказывается очень сложным и трудоемким. В применении к гравитационным плотинам ею занимались в СССР и за рубежом.

Деформации плотины и основания. В формировании напряженного состояния на контакте плотины и ее основания существенную роль играет различие в деформациях собственно плотины в подошвенном ее сечении и деформациях основания, возникающих под нагрузкой от плотины. Рассмотрим эти деформации на примере, приводимом Ф. Тельке.

Плотина треугольного профиля (рис. 8.21), высотой 60 м, шириной по низу 43,8 м ($m=0,73$), с удельным весом бетона $\gamma_6=2,310^4$ Н/м³, модулем упругости

его $E_н = 20$ ГПа. Деформации ее (смещение точек) от давления воды верхнего бьефа и собственного веса, исчисленные для гребня и подошвенного сечения, показаны на рис. 8,21, *а* в искаженном масштабе (в мм); деформации ее же только от собственного веса показаны на рис. 8,21, *б*. Из рисунка видно, что при наполненном водохранилище гребень плотины отклонится в сторону нижнего бьефа на 6,07 мм, или на 0,01% от высоты. Подошвенное сечение как бы прогнется на величину до 0,48 мм, причем напорная грань по этому сечению сдвинется на 1,17 мм. В случае опорожненного водохранилища напорная грань деформируется в сторону верхнего бьефа (гребень на 2,84 мм с одновременным его понижением на 2,07 мм).

Деформации основания происходят под действием нагрузки, передаваемой ему плотиной, и веса воды, заполняющей верхний бьеф.

Нагрузка от плотины считается «гибкой», по эпюре напряжений в подошвенном шве (рис. 8,22 — σ_y , τ или суммарно p), нагрузка от воды верхнего бьефа равномерно распределена.

Характер деформаций основания, подсчитанных исходя из теории Буссинеска о напряженном состоянии полуплоскости под действием сосредоточенной и полосовой нагрузки, показан на рис. 8,22 (u — горизонтальные, v — вертикальные смещения). В первом случае основание под плотиной оседает, а во втором, наоборот, выпучивается.

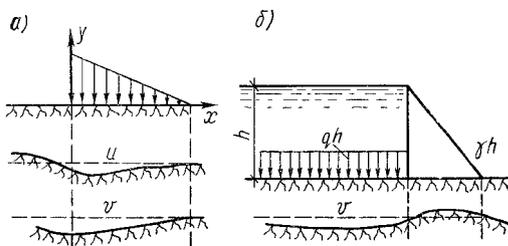


Рис. 8.22. Схемы деформаций поверхности скалы под действием:

а — треугольной нагрузки от плотины; *б* — давления воды на дно верхнего бьефа

Для указанного выше примера плотины высотой 60 м Ф. Тельке просчитал смещения основания в разных случаях нагружения в предположении, что модуль деформации основания $E_о$ тот же, что и у плотины ($E_н = E_о$). На рис. 8,23 показаны эти смещения (в виде кривых). Из сопоставления кривой 2 и данных рис. 8,21, *б* видно, что смещение поверхности основания значительно больше, чем смещение точек подошвы плотины, основание должно «оторваться» от подошвы; сопоставления кривой 4 — суммарной деформации основания и рис. 8,21, *а* (деформация подошвы плотины) также различны как по вертикали, так и по горизонтали. Если же модуль деформации основания $E_о$ будет отличаться от модуля упругости плотины $E_н$, то расхождения в деформациях подошвы плотины и поверхности основания оказываются еще большими.

Поскольку плотины и основание связаны между собой (сила сцепления, трение), обеспечение монолитности контакта их возможно лишь приложением дополнительных внутренних напряжений на контакте, что меняет существенно общую картину напряжений плотины и основания, исчисленных методом теории упругости (или тем более методом сопротивления материалов); в частности, линейное распределение напряжений превращается в криволинейное.

Расчет напряжений в области контакта плотины и основания. Определение этих напряжений, представляющее задачу, связанную с трудоемкими вычислениями, может быть выполнено различными методами. На характер распределения напряжений существенно влияет соотношение между модулями упругости материала плотины $E_н$ и основания $E_о$. На рис. 8,24 даны эпюры напряжений для разных соотношений модулей упругости материала плотины и основания при опорожненном и наполненном водохранилище, полученные Ф. Тельке для упомянутой выше плотины высотой 60 м.

На рисунке показано, что обычная трапециевидная эпюра напряжений в подошвенном шве очень сильно искажается. При опорожненном водохранилище (рис. 8,24, *а*) наблюдается сгущение напряжений σ_y у напорной грани и тем большее, чем больше отношение $E_н : E_о$; возникают скальвающие напряжения τ ,

направленные к середине подошвы, создающие горизонтальные сжимающие напряжения σ_x . Последние, вообще говоря, благоприятны для плотин, так как благодаря сжатию усадочные трещины, возникающие в бетоне, будут закрываться.

Для эксплуатационного случая — наполненного водохранилища (рис. 8.24, б) характерно снижение сжимающих напряжений σ_y на краях сечения (и даже переход их в растягивающие) с концентрацией напряжений в середине сечения при малых значениях отношения $E_n : E_0$. Одновременно можно отметить значительную концентрацию напряжений σ_y у низовой грани, увеличивающуюся с ростом $E_n : E_0$, а при больших величинах отношения $E_n : E_0$ — некоторую концентрацию этих напряжений и у напорной грани. Скальвающие напряжения

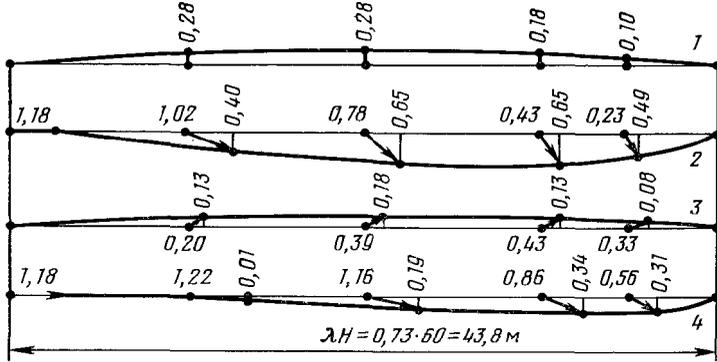


Рис. 8.23. Деформации поверхности основания плотины ($h=60$ м):
 1 — от нагрузки водой дна верхнего бьефа; 2 — от собственного веса плотины; 3 — от гидростатического горизонтального давления; 4 — суммарные

распределяются примерно аналогично вертикальным сжимающим; горизонтальные сжимающие напряжения σ_x сильно возрастают по сравнению с определяемыми по обычной теории линейного распределения напряжений (на рис. 8.24, б пунктиром).

Таким образом, при наполненном водохранилище деформации основания влекут за собой неблагоприятное перераспределение напряжений в подошвенном сечении: увеличение опасности скальвания по подошвенному шву и рост краевых напряжений на низовой грани плотины. Этот рост зависит от отношения $E_n : E_0$. Теоретически пики вертикальных сжимающих напряжений могут во много раз превысить величины, определенные элементарным расчетом; практически эти пики не будут столь значительными.

Перераспределение напряжений в подошвенном сечении сказывается и на смежных сечениях плотины обычно в пределах нижней $\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}$ высоты сооружения (рис. 8.25), постепенно переходя к линейному закону.

Приближенные расчеты контактных напряжений. Известны приближенные методы определения контактных напряжений, дающие вполне приемлемые для инженерной практики результаты. Эти методы исходят из решений для балки или плиты на упругом основании.

В методе И. А. Константинова учитывается, что влияние контактной зоны на напряжения в теле плотины распространяется вверх от основания примерно на $0,2h$, где h — высота плотины. В части плотины выше этой зоны напряжения имеют значения, точно соответствующие теории бесконечного клина. Нижнюю часть

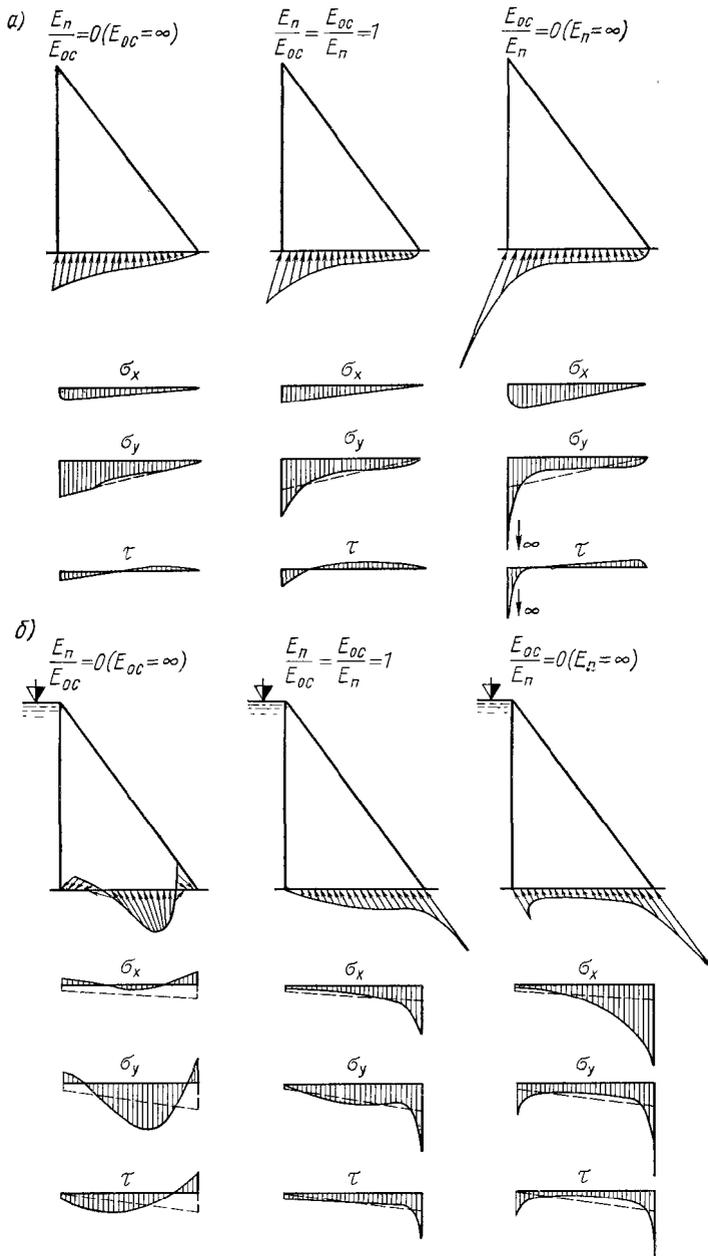


Рис. 8.24. Изменение напряжений σ_y по подошве плотины в зависимости от соотношения модулей деформации плотины E_n и основания E_{oc} :

а — по Тельке; б — по приближенным расчетам и экспериментам

плотины на высоту от основания $0,2h$ можно рассчитывать как балку, неразрывно связанную с упругим основанием и нагруженную собственным весом и нагрузкой в виде напряжений, передаваемых вышележащей частью плотины и рассчитываемых по теории бесконечного клина.

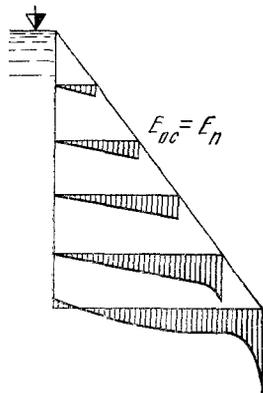


Рис. 8.25. Затухание перераспределения напряжений σ_y , вызванного деформациями основания

Для расчета балки применяются известные методы строительной механики, например метод Б. Н. Жемочкина.

В методе И. И. Гудушаури плотина треугольного профиля рассчитывается (в условиях плоской задачи) как балка переменной жесткости, нагруженная собственным весом и давлением воды. Результаты этого приближенного расчета контактных напряжений отличаются от данных Ф. Тельке для приводимого последним примера на $10 \div 15\%$.

Расчеты напряженного состояния плотины и ее основания методом конечных элементов. В последние годы широкое развитие получили расчеты сооружений и их оснований методом конечных элементов (МКЭ).

При этом методе плотина разбивается на малые элементы, обычно треугольной формы (при плоской задаче — треугольники, при пространственной — тетраэдры), и все нагрузки как объемные (собственный вес, фильтрационные силы и др.), так и контурные (давление воды, наносов и др.) на грани плотины, основание, борта и берега преобразуются в систему сосредоточенных сил, приложенных в узловых точках (вершинах) элементов. Б. В. Фрадким* предложена разбивка на так называемые **барицентрические элементы** (произвольные многогранники), особенно удобная для решения пространственных задач.

Определение напряжений и деформаций в методе конечных элементов сводится к решению системы многочисленных алгебраических уравнений (число их может достигать нескольких тысяч) исходя из принципа возможных перемещений. Уравнения решаются с помощью электронных вычислительных машин (ЭВМ).

Метод конечных элементов является универсальным, применимым во многих случаях и в самых разнообразных условиях: применяя его, можно учитывать в сооружениях ослабленные зоны, области бетонов разной прочности, роль швов, трещин, контактные зоны плотины и основания, роль в них фильтрационных сил, сложное геологическое строение и др. Точность метода зависит от величины конечных элементов, вводимых в расчет, причем сетку элементов можно сгущать в отдельных областях, где ожидается местная концентрация напряжений. Однако чем меньше принимаемая величина элементов, тем больше их количество и количество уравнений, которое может быть ограничено возможностями ЭВМ.

* Фрадкин Б. В. Исследования пространственного напряженно-деформированного состояния массивных гидротехнических сооружений методом конечных элементов. — Автореферат диссертации, МИСИ им. В. В. Куйбышева, 1976.

На рис. 8.26 показаны примеры применения МКЭ для расчета некоторых плотин совместно с основанием и береговыми примыканиями: *а* — решение пространственной задачи, *б* — плоской задачи.

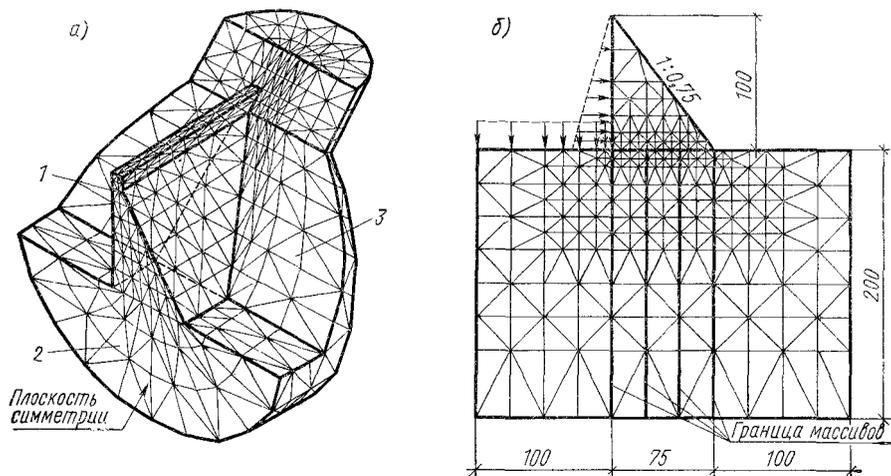


Рис. 8.26. Схемы разбивки на конечные элементы плотины и основания: *а* — Курпсайской (пространственная задача); *б* — в условиях плоской задачи; 1 — плотина; 2 — основание; 3 — береговое примыкание

§ 8.6. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ДЛЯ РАСЧЕТОВ УСТОЙЧИВОСТИ ПЛОТИН И ДОПУСТИМЫХ ДЕФОРМАЦИЙ

Первое предельное состояние. Как уже было разъяснено в § 8.2, гравитационная плотина должна удовлетворять условиям не только прочности, но и устойчивости против сдвига по основанию и в некоторых случаях против опрокидывания под действием горизонтальных сил. Сдвиг плотины (и ее опрокидывание) означает потерю несущей ее способности и непригодность ее для эксплуатации, т. е. наступление первого предельного состояния.

Общий принцип расчета изложен в § 6.3. В интерпретации метода предельных состояний, приведенной в § 6.3 и 8.2, формула (6.1) может быть записана

$$n_c W < \frac{m}{k_H} fV, \quad (8.53)$$

где W — расчетное значение равнодействующей горизонтальных сил; fV — несущая способность основания, выражаемая через равнодействующую нормальных к плоскости сдвига сил V и коэффициент сопротивления сдвигу f ; n_c — коэффициент сочетания нагрузок для основания ($n_c = 1$); m — коэффициент условий работы основания, равный 0,9—0,6 (в зависимости от рода основания); k_H — коэффициент надежности, который зависит от класса сооружения: $k_H = 1,1 \div 1,25$ (см. § 6.3, п. 2).

В выражении (8.53) очень существенную роль играет значение параметра f , связанное с характером геологического строения основания. С последним связан также характер деформации основания и форма потери устойчивости сооружения, поэтому вопрос устойчивости плотины подробно рассмотрен в гл. 9 и 10, отдельно для нескальных и скальных оснований.

Второе предельное состояние (по деформациям). В соответствии со СНиПом (см. гл. 6) второе предельное состояние характеризуется тем, что наступают такие деформации плотины и основания (осадки, трещины, чрезмерная фильтрация), которые затрудняют нормальную эксплуатацию сооружения или снижают его долговечность.

Общий подход к оценке второго предельного состояния аналогичен первому и характеризуется формулами (6.1) и (6.2):

$$n_c S_p \leq S_{пр} \frac{m}{k_n} \quad \text{или} \quad u_p \leq u_{пр} \quad \text{или} \quad \omega_p \leq \omega_{пр},$$

где S_p , u_p , ω_p и $S_{пр}$, $u_{пр}$, $\omega_{пр}$ — соответственно осадки, горизонтальные смещения, углы наклона, определенные расчетом и допустимые (предельные).

Расчет производится для основного сочетания нагрузок, причем коэффициенты n_c , m , k_n принимаются равными 1 независимо от класса сооружения.

§ 8.7. ОБЩИЕ КОНСТРУКТИВНО-СТРОИТЕЛЬНЫЕ ОСОБЕННОСТИ БЕТОННЫХ ГРАВИТАЦИОННЫХ ПЛОТИН

Как уже было отмечено, конструкции бетонных гравитационных плотин в значительной мере диктуются характером их основания — скальным или нескальным; от этого зависит и предельная экономичная высота (напор) сооружений: для нескальных оснований это не более 35÷40 м, для скальных — предельный напор, осуществленный на практике, достигает почти 300 м (плотина Гранд-Диксанс — 284 м). Теоретически высота может быть и больше, поэтому конструкции бетонных плотин подробно описаны отдельно в гл. 9 (на нескальных основаниях) и в гл. 10 (на скальных).

В настоящей главе описаны те общие черты, которые свойственны и тем и другим плотинам.

Расположение плотин в плане. Обычно ось плотины прямолинейна, хотя бывают и ломаные (Антонивановци в Болгарии) и криволинейные (Днепрогэс), что вызывается обычно геологическими условиями (расположить плотину на наиболее надежных однородных породах), иногда топографическими. Кроме того, играет роль общая компоновка сооружений в гидроузле (см. гл. 25).

Плотина может примыкать к берегам и к другим сооружениям гидроузла, довольно часто к зданию гидроэлектростанции или шлюзу и т. п.

Зонирование бетона в теле плотины. Во всех зонах (рис. 8.27) бетон прежде всего должен удовлетворять условиям прочности в

соответствии с их напряженным состоянием. Но в контурных зонах бетон подвергается еще влиянию внешних факторов: колебаниям температуры воздуха, фильтрации воды, истиранию водосливных поверхностей, поэтому здесь бетон должен удовлетворять еще дополнительным требованиям.

Так, в зоне, открытой всегда воздействиям атмосферных факторов, главным образом колебаниям температуры воздуха (на рис. 8.27 зона обозначена буквой А), необходимо укладывать морозостойкий бетон в глубину от поверхности не менее глубины промерзания бетона.

В водосливной плотине (рис. 8.27, б) бетон водосливной грани (зона А) в случае значительных скоростей течения воды ($v > 10$ м/с) должен хорошо сопротивляться истиранию и кавитационным воздействиям.

В зонах колебания уровней воды в водохранилище (до уровня сработки его УС) и в нижнем бьефе (зона В на рис. 8.27) бетон должен быть водостойким, водонепроницаемым и морозостойким.

В зоне, постоянно находящейся под водой и подвергающейся напору (зона В на рис. 8.27), бетон укладывают водостойкий и водонепроницаемый.

В зоне Г подошвы, за пределами цементационной завесы и дренажа, а также по низовой грани, находящейся постоянно под водой, требование водонепроницаемости может быть снижено или вообще снято.

Границы зон на профиле плотины намечаются исходя из общей схемы разбивки профиля на блоки бетонирования (см. ниже). Во всяком случае ширина любой зоны должна быть не менее 2 м.

Разрезка плотины на блоки бетонирования. Расположение блоков бетонирования по профилю плотины («разрезка на блоки») делается по одной из следующих схем (рис. 8.28):

а) *секционной, или длинными блоками*, когда вся секция плотины между конструктивными (температурными) поперечными швами бетонируется одним блоком;

б) *вперевязку*, т. е. с перекрытием вертикальных швов между блоками данного ряда блоками следующего, вышележащего ряда на $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{2}$ высоты блока;

в) *столбчатая*, когда блоки укладываются в «столбы» с образованием непрерывных продольных вертикальных швов, впоследствии цементируемых или бетонируемых;

г) *смешанная*.

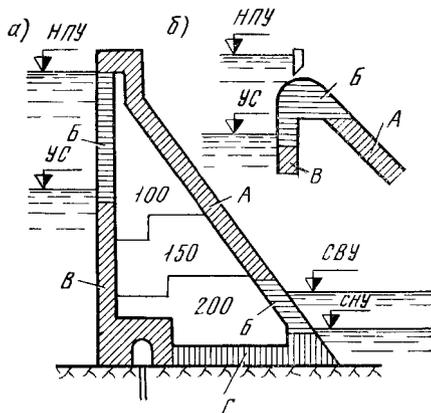


Рис. 8.27. Схема зонирования бетона: а — в глухой плотины; б — в зоне водослива

Способ длинных блоков (секционный) требует малой высоты блоков (0,7—1,5 м) для создания благоприятного их термического режима, чтобы перепад внутренней и внешней температур бетона в строительный и эксплуатационный периоды был бы не более 17—20° С. При несоблюдении этого требования в блоках могут появиться трещины. Способ длинных блоков с успехом применялся на строительстве Токтогульской плотины.

Способ вперевязку (днепровский) применяется в плотинах высотой до 50 м; длина блоков в плане 9÷12 м, а в суровых климатических условиях до 16 м; высота блоков от 2 до 3÷4 м, вблизи основания до 1÷2 м.

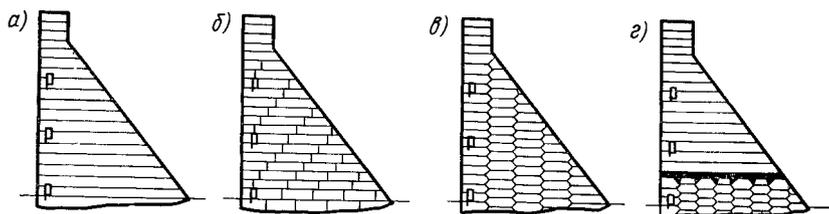


Рис. 8.28. Типы разрезки плотины на блоки бетонирования:
а — секционная (с длинными блоками); *б* — в перевязку (Днепровская); *в* — столбчатая; *г* — смешанная

Разрезка столбчатыми блоками (длина их обычно не более 15 м и высота 3 м) позволяет достичь большей скорости возведения плотины по высоте: 8—10 м и более в месяц. Помимо более высоких темпов кладки при этом способе разрезки получается большая поверхность охлаждения блоков и более интенсивное удаление тепла экзотермии, чем при способе вперевязку, а также меньшее взаимное влияние смежных блоков. Кроме того, разрезка столбчатыми блоками позволяет принимать частичный напор водохранилища на незаконченную строительством плотину, придавая низовой грани последней форму уступов, что весьма экономично и было принято, например, на плотине Братской ГЭС, а также и на плотине Гранд-Диксанс (рис. 8.29).

В данном способе разрезки необходима последующая цементация продольных швов; для этого их делают по форме в виде штраб и снабжают трубами с клапанами — выпусками (рис. 8.30).

В условиях Сибири целесообразно делать швы широкими (1,3÷1,5 м) с тем, чтобы их можно было бетонировать при низкой температуре до —10÷15° С.

Способ высоких блоков отличается малым числом горизонтальных швов (через 12—20 м по высоте), что делает плотину более монолитной, чем при других способах бетонирования. Однако при этом внутри блоков получается высокая температура от экзотермии и могут возникать трещины у поверхности блоков. Кроме того,

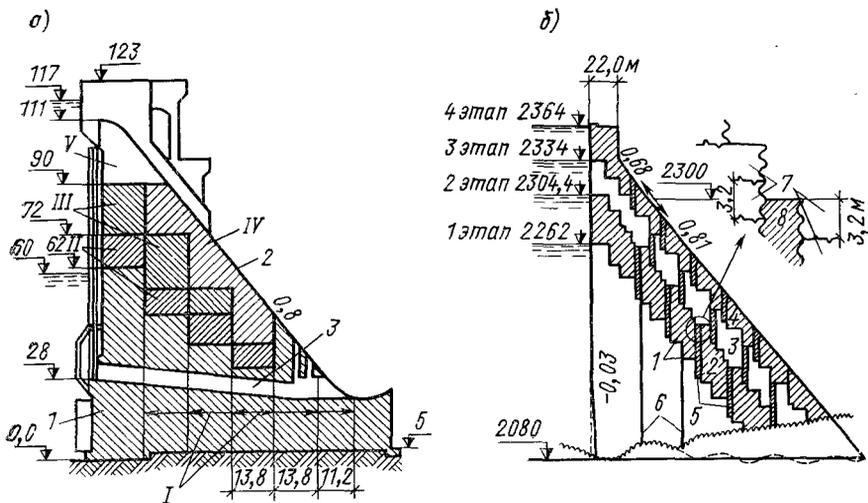


Рис. 8.29. Примеры столбчатой разрезки на блоки бетонирования:
а — плотина Братской ГЭС (I—V очереди строительства); *б* — плотина Гранд-Диксанс;
 1—4 — профили очередей строительства; 5 — вертикальные швы между блоками; 6 — швы первой очереди строительства; 7 — блоки бетонирования; 8 — заполненные бетоном швы

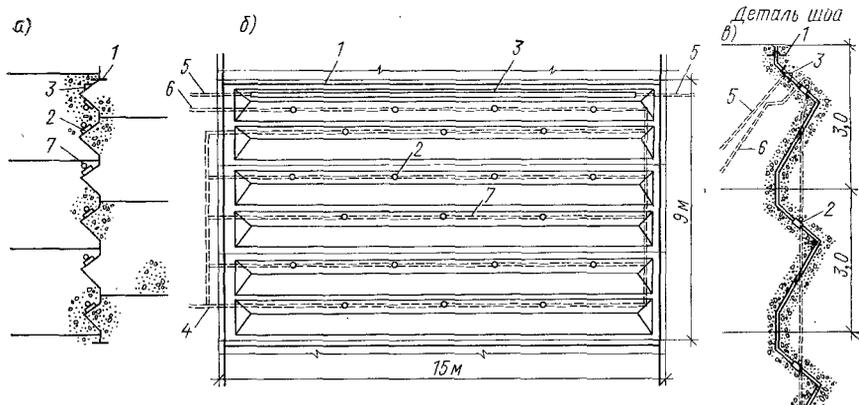


Рис. 8.30. Конструкция временного шва (Братская плотина):
а — вертикальный разрез по штрабленному шву; *б* — фасад шва; *в* — деталь; 1 — наружное уплотнение шва; 2 — выпуски цементного раствора для омоноличивания шва; 3—7 — трубки, проводящие раствор для цементации и отводящие воздух

при этом способе необходима более жесткая опалубка. Способ этот применяется в плотинах высотой до 50 м.

Температурные и конструктивные швы и их уплотнения. Как указано в § 8.4, плотина разрезается по длине постоянными температурными и конструктивными (осадочными) швами, нередко совмещаемыми друг с другом. Эти швы, как правило, располагаются на равных расстояниях по длине плотины, зависящих от климатических условий и температурного режима плотины в период эксплуатации, обычно от $7\div 8$ до $15\div 20$ м. Расположение швов увязывается со строительными условиями и расположением отверстий в плотине (не перерезать отверстий), а также с разрезкой на блоки бетонирования.

Ширина раскрытия температурного шва назначается от 1 до 10 мм в соответствии с расчетом (см. гл. 4). При этом учитывают, что при самой высокой температуре среды шов замкнется (просвет шва исчезнет), а при самой низкой он максимально раскроется; поскольку годовые колебания температуры в наших условиях проникают внутрь бетонного массива на $4\div 6$ м, шов должен перерезать плотину насквозь от гребня вниз до толщины ее $10\div 15$ м. При большей толщине плотины внутри ее тела на расстоянии $5\div 6$ м от граней образуется ядро с температурой, равной среднегодовой многолетней температуре воздуха для данной местности. Однако часто швы делают сквозными на всю высоту плотины, что вызывается и производственными условиями. Ширина раскрытия швов плотины на *нескальных основаниях* больше (до $15\div 20$ мм) ввиду того, что деформации секций значительно больше (например, осадка до $20\div 25$ см, возможны перекосы и т. п.).

Чаще всего применяют плоские по форме швы (рис. 8.31), при которых секции плотины работают и деформируются независимо одна от другой. Это создает статическую определенность работы плотины и облегчает беспрепятственный отвод воды, которая, несмотря на специальные меры, могла бы просочиться в шов.

Реже применяют швы штрабные, или, как их иногда называют, «шарнирные», которые позволяют передавать касательные усилия от одной секции к другой, что несколько разгружает более нагруженные секции. Однако применение штрабных швов следует каждый раз обосновывать специальным анализом (они эффективны главным образом на склоновых частях створа). Эти швы ухудшают отвод воды, просочившейся из верхнего бьефа через уплотнения швов, а кроме того, в местах их изломов иногда появляются трещины в бетоне.

Конструктивно шов должен быть водонепроницаемым при всех возможных деформациях секций сооружения, в том числе усадочных. Это достигается устройством уплотнений, которые должны защищать шов также от воздействия волн и льда и от всякого рода засорений. Уплотнения располагаются по граням плотины и внутри нее вдоль полостей.

Общая схема расположения уплотнений показана на рис. 8.31 и 8.32; она состоит из контурных уплотнений, располагаемых у на-

ружных поверхностей плотины, или у поверхностей полостей внутри плотины и внутренних основных уплотнений. Контурные уплотнения имеют основную цель — защищать швы от воздействия льда, волн и различных засорений, обеспечивая некоторую водонепроницаемость шва. Полную же водонепроницаемость его должны обеспечить основные уплотнения. В плотинах на скальных основаниях ограничиваются основным вертикальным уплотнением 2 (на рис. 8.31), в плотинах на нескальных основаниях требуется иногда дополнительное уплотнение горизонтальное. Контурное уплотнение вокруг полостей должно обеспечить водонепроницаемость полости.

Уплотнения швов должны отличаться гибкостью и сохранять водонепроницаемость при всех различных деформациях секций плотины; особенно это важно для плотин на нескальных основаниях, деформации которых разнообразны и относительно больше, чем в плотинах на скальных основаниях (главное в которых — температурные деформации).

Контурные наружные уплотнения (рис. 8.33) представляют собой шпонки в виде железобетонных, бетонных или деревянных брусьев, плит или пробок, резиновых лент и стальных полос (из нержавеющей стали), укладываемых в пазы на подготовку из асфальтовых мастик или битумных матов. Контурные уплотнения со стороны низовой грани плотины защищают швы только от засорения, что достигается более простыми средствами (рис. 8.33).

Деревянные шпонки могут применяться лишь в частях плотины, находящихся ниже уровня сработки верхнего бьефа. Бетонные пробки применяют на гранях сооружения с земляной засыпкой (например, в устоях).

При широких швах в сооружениях на нескальных основаниях

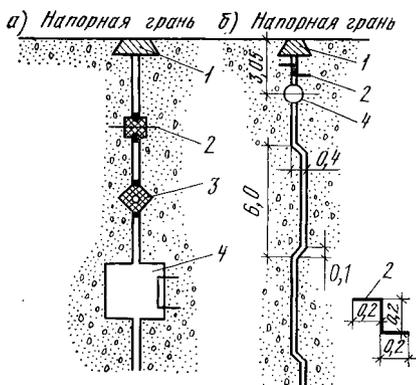


Рис. 8.31. 1 — горизонтальный разрез плотины на скальном основании и типы швов:

а — плоский; б — штральной; 1 — контурное уплотнение; 2 — основное уплотнение; 3 — дополнительное основное; 4 — дренажная и смотровая шахты

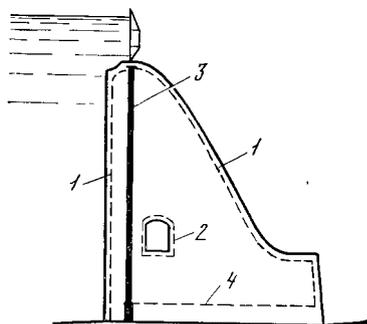


Рис. 8.32. Расположение уплотнений в постоянных швах (вертикальный разрез водосливной плотины на нескальном основании): 1 — контурное наружное; 2 — контурное внутреннее; 3 — основное внутреннее; 4 — дополнительное внутреннее

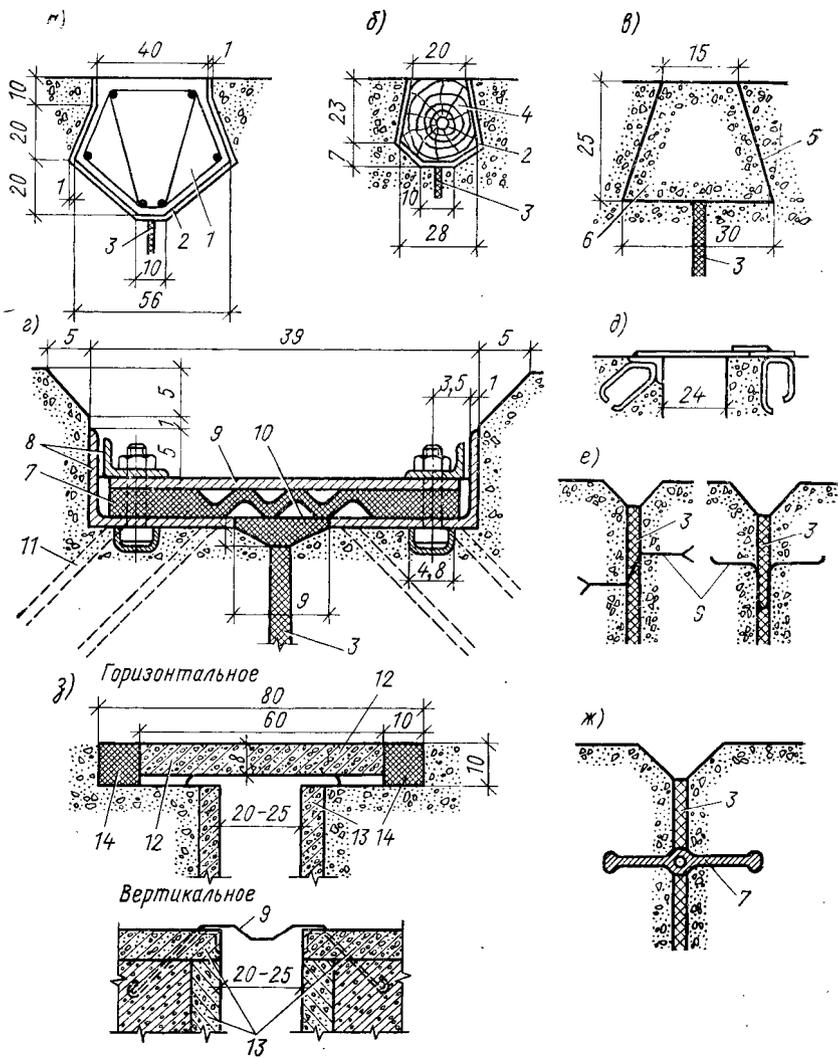


Рис. 8.33. Контурные уплотнения швов (размеры в см) в случае скальных оснований:

а — железобетонный брус (1); *б* — деревянный брус; *в* — бетонная пробка; *г* — резиновое уплотнение; *д* — стальная плита; *е, ж* — обмазка поверхности шва и внутреннее основное уплотнение металлической или резиновой полосой; *з* — контурное уплотнение при скальных основаниях; 1, 4 — брус; 2 — битумный мат; 3 — швы; 5 — окраска битумом; 6 — пробка; 7 — резиновая лента; 8 — уголки; 9 — стальной лист; 10 — шлаковата; 11 — анкеры; 12 — железобетонная плита; 13 — плита-обложка; 14 — асфальтовая мастника

контурные уплотнения делают иногда в виде железобетонной плиты.

В условиях умеренного и теплого климата иногда ограничиваются обмазкой мастикой поверхности шва и скашиванием его кромок, но в этом случае основное внутреннее уплотнение шва должно начинаться с металлического листа или резиновой полосы.

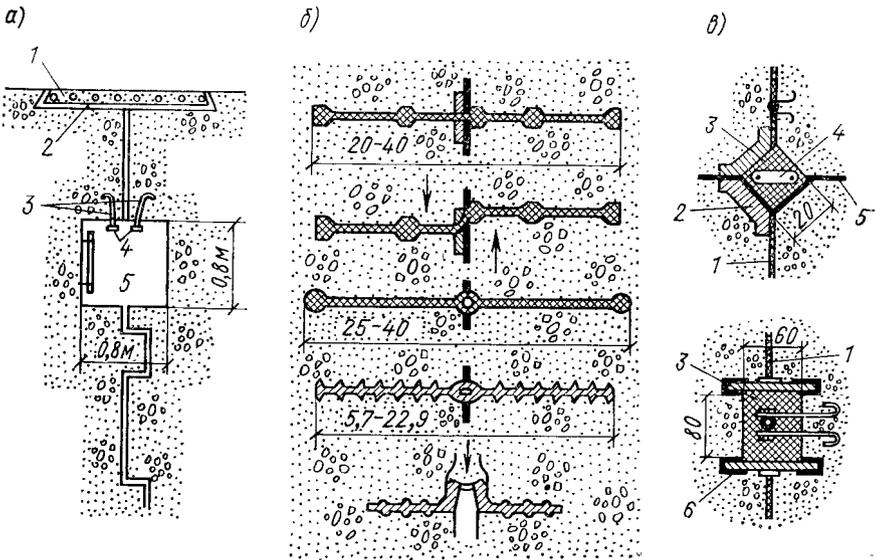


Рис. 8.34. Основные внутренние уплотнения швов плотин на скальных основаниях:

а — на плотине Чиньяна; 1 — железобетонная плита; 2 — битумная прокладка; 3 — анкеры; 4 — медный лист; 5 — шахта; 6 — резиновое уплотнение; *в* — асфальтовая шпонка большая и малая; 1 — шов; 2 — железобетонное корыто; 3 — асфальтовая мастика; 4 — электрообогрев; 5 — металлический лист; 6 — конопатка

Контурные внутренние уплотнения применяют в швах смотровых галерей и других полостей внутри плотины. Эти уплотнения делают в виде металлических или резиновых диафрагм, аналогичных показанным на рис. 8.33, *е* и *ж*.

Основные внутренние уплотнения располагают на расстоянии 1,5—2 м от напорной грани плотины.

В случае скального основания их выполняют в виде металлических, резиновых или пластмассовых диафрагм, а также в виде асфальтовых шпонок*.

Металлические (медные или из нержавеющей стали) диафрагмы делают обязательно с компенсаторами, допускающими деформации листов уплотнения без разрыва их. Кроме приведенных вы-

* Уплотнения швов в случае нескального основания описаны в § 9.4.

ше типов металлических диафрагм (см. рис. 8.33, е) можно отметить диафрагмы, располагаемые в смотровых шахтах (рис. 8.34, а). Для этих диафрагм применяют низколегированные стали и сплавы, обладающие высокой стойкостью против коррозии, или медные и латунные листы.

Резиновые профилированные ленты (рис. 8.34, б) применяют в сравнительно узких швах, располагая их так, чтобы резина под действием гидростатического давления работала главным образом на сжатие и в меньшей мере на растяжение.

Пластмассовые (из полимерных материалов) диафрагмы располагают аналогично резиновым. Они представляют собой поливинилхлоридные ленты, ленты из стеклопластика, винипласта и т. д. Эти уплотнения начинают все шире внедрять в практику по мере накопления опыта и улучшения качества материала.

Асфальтовые шпонки делают в виде вертикальных колодцев в массиве бетона, заполняемых асфальтом или битумной смесью. Их снабжают приспособлением для разогрева асфальта (электрическим током, горячим воздухом, паром) на случай пополнения его взамен утекающего (со временем).

Из всех видов основных уплотнений наиболее надежными следует считать металлические диафрагмы. Резиновые и пластмассовые уплотнения также водонепроницаемы, но долговечность их пока не совсем ясна. Асфальтовые шпонки без применения металлических листов иногда дают утечки заполнителя.

В состав конструкций постоянных швов входит обычно смотровая шахта (или колодец), располагаемая на небольшом расстоянии от уплотнений и служащая для контроля за работой уплотнения, для дренажа — сбора и отвода воды, просачивающейся через уплотнения, и в случае необходимости для ремонта или их замены (см. например, рис. 8.31 ÷ 8.34, а). В шахте располагается стремянка для спуска в нее наблюдателей.

Стенки полости шва от напорной грани сооружения до смотровой шахты в тонких швах (до 5 мм) обрабатываются окраской битумом (горячим или разжиженным), в более широких швах (до 40 мм) — холодной асфальтовой штукатуркой или рулонными гидроизоляционными материалами, асфальтовыми матами и т. п. Полость шва от низовой грани может ничем не заполняться, за исключением зоны на глубину возможного промерзания бетона, где необходимы противосколовые прокладки.

Дренажные устройства. Для снижения фильтрационного противодавления и избежания вредного физико-химического и механического воздействия фильтрации воды в теле плотины устраивается дренаж. Он представляет собой систему вертикальных (реже горизонтальных) дрен круглого сечения, расположенных вблизи напорной грани сооружения (порядка $\frac{1}{10} \div \frac{1}{12}$ высоты вышележащей части плотины, минимально 2 м), непосредственно за слоем водонепроницаемого бетона, если таковой укладывается. Вертикальные дрены имеют диаметр около 20 ÷ 30 см, иногда они пред-

ставляют собой дренажные шахты диаметром $70 \div 80$ см и располагаются с шагом $2 \div 4$ м. Вода, проникшая в дрены, собирается далее продольными галереями, которые устраиваются через $20 \div 30$ м по высоте и служат также для инспекционных целей; по кюветам галерей вода направляется в поперечные галереи или штольни, выводящие ее в нижний бьеф. В галерею у подошвы сооружения отводится также вода, поступившая из дрен основания.

Современные способы устройства дрен заключаются в установке при бетонировании тела плотины труб из пористого бетона или стальных труб, наружная поверхность которых смазывается отработанным маслом или солидолом для облегчения подъема их вверх по мере роста бетонной кладки и извлечения после завершения бетонирования.

Смотровые устройства и полости.

Для осмотра состояния внутренних частей бетонной плотины, для наблюдения за ходом фильтрации и появлением трещин, для расположения различной измерительной аппаратуры, а также иногда для служебного сообщения между берегами устраивают специальные горизонтальные или наклонные галереи (рис. 8.35) и вертикальные шахты. Минимальный внутренний размер смотровой галереи для прохода по ней принимается $1,25 \div 2$ м; при необходимости

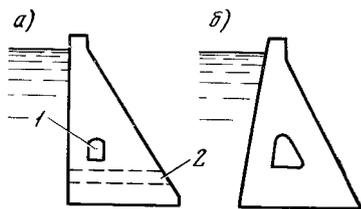


Рис. 8.35. Виды отверстий в теле плотины:

a — смотровая галерея; *б* — широкая полость

проезда ширина равна $2,5 \div 3$ м и более, высота — от 3 м и более. В случае нескольких галерей в плотине нижняя, устраиваемая возможно ближе к основанию, может быть использована для дополнительной цементации под зубом плотины, если это потребуется в период эксплуатации сооружения; в таком случае высота галерей должна быть не менее $3,5 \div 4$ м при ширине не менее 2,5 м. Выходы из горизонтальных галерей делаются или непосредственно на береговые склоны, или по наклонным и вертикальным шахтам на гребень плотины. Иногда в плотине устраивают полости для размещения, например, машинного зала гидроэлектростанции (см. рис. 8.37). Сплошность тела плотины при устройстве галерей и полостей нарушается, что ведет к перераспределению напряжений, свойственных сплошному телу плотины.

Если стенки отверстия расположены на расстоянии от граней не менее ширины отверстия (рис. 8.36, *a*), задача может быть решена приближенно, исходя из напряжений, вызываемых круговыми или эллиптическими отверстиями.

Простейшие решения для эллиптического и кругового очертаний отверстия в пластинках даны С. П. Тимошенко; с известными оговорками их можно применить и для отверстий в гравитационных плотинах при упомянутом условии расположения отверстия относительно граней.

Если σ_y и σ_x — равномерно распределенные нормальные напряжения в сечении по оси, то по контуру эллиптического отверстия с главными осями a и b напряжения будут равны (рис. 8.36, пунктир).

$$\sigma'_y = \sigma_y \left(1 + 2 \frac{a}{b} \right); \quad \sigma'_x = -\sigma_y. \quad (8.54)$$

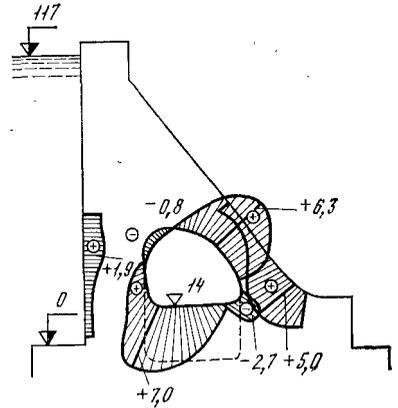
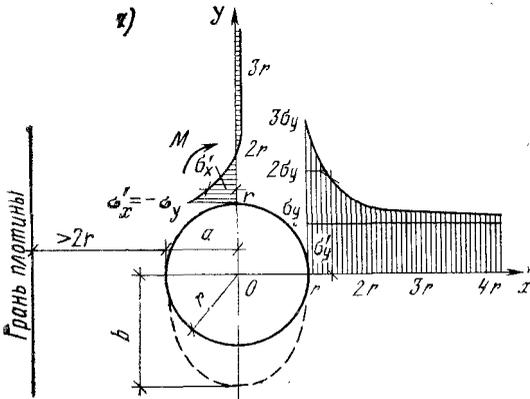


Рис. 8.37. Концентрация напряжений вокруг полости для машинного зала ГЭС

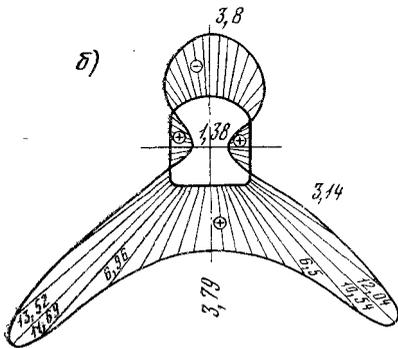


Рис. 8.36. Концентрация напряжений вокруг отверстий в плотине:
а — кругового; б — прямоугольного

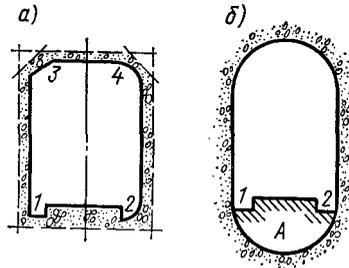


Рис. 8.38. Смотровые галереи

В случае кругового отверстия (рис. 8.36, а) распределения напряжений σ'_y и σ'_x подчиняются уравнениям

$$\sigma'_y = \frac{1}{2} \sigma_y \left(2 + \frac{r^2}{x^2} + 3 \frac{r^4}{x^4} \right); \quad (8.55)$$

$$\sigma'_x = \frac{1}{2} \sigma_y \left(\frac{r^2}{y^2} - 3 \frac{r^4}{y^4} \right). \quad (8.56)$$

Эпюры, представленные на рис. 8.36, а, показывают, что вокруг отверстия возникают концентрации напряжений, но концентрации напряжений σ_y быстро снижаются и уже на расстоянии ширины

отверстия от его края несущественны, для σ_x это расстояние еще меньше.

Реальные галереи, имеющие прямоугольную форму, вызывают в плотине еще большие концентрации напряжений, особенно в углах.

На рис. 8.36, б показаны эпюры местных напряжений вокруг галерей обычного сечения, рассчитанных приближенным методом Д. В. Вайнберга*.

В случае сложных форм следует определять местные напряжения экспериментально, пользуясь оптическим методом или методом тензометрирования.

Иногда в плотинах для восприятия концентрации напряжения (в зависимости от величины последних) по контуру галерей устанавливают арматуру (рис. 8.38, а), особенно в углах контура галереи; для снижения местных напряжений углы или скашиваются (3), или закругляются (2,4). Еще лучше выполнять галерею сводчатого сечения (рис. 8.38, б), приближающегося к эллиптическому, укладывая впоследствии бетон в зоне А для образования пола и дренажных кюветов 1 и 2. Потолок галереи целесообразно выполнять из несущих сборных элементов, заменяющих опалубку.

Грани и гребень плотины. Если у граней плотины укладывают «зональный» бетон (водонепроницаемый с напорной стороны, морозостойкий у открытых поверхностей, стойкий против истирания по водосливной грани), то обычно никаких специальных их облицовок не требуется.

Если среднемесячная температура наиболее холодного месяца ниже -20°C , применяют легкое армирование (сетка не менее $0,25 \times 0,25$ м из стержней $d = 20 \div 25$ мм) верховой грани в зоне переменного уровня воды.

Однако в целях повышения поверхностной прочности бетона в современной практике применяют иногда вместо обычной опалубки специальные бетонные опалубочные блоки толщиной $0,3 \div 0,6$ м. Блоки эти изготовляют заблаговременно из плотного бетона.

При наличии значительной агрессивности речной воды по отношению к бетону плотины применяют помимо подбора соответствующего состава бетона гидроизоляцию напорной грани плотины. Эта гидроизоляция может быть выполнена в виде горячей или холодной асфальтовой штукатурки или же из рулонного гидроизоляционного материала (асфальтовые маты, гидроизоляционный ботулин и др.).

Асфальтовые штукатурки, особенно горячие, нуждаются в защитном экране, в частности в зоне переменного уровня воды, от действия льда, плавающих тел и др. Экраны осуществляются, например, в виде слоя цементного торкрета по заанкерванной в бетон арматурной сетке 5×5 см из проволоки диаметром 1 мм или в виде железобетонных плит толщиной $6 \div 8$ см, закрепляемых в бе-

* Вайнберг Д. В. Концентрация напряжений в теле плотины около галерей. — Гидротехническое строительство, 1953, № 9.

тоне анкерными болтами. В последнее время появились новые предложения по гидроизоляции в виде каменноугольно-эпоксидного покрытия, армирование стеклотканью и др.

Водосливная грань плотины может дополнительно упрочняться путем вакуумирования бетона, как это сделано, например, на Цимлянской плотине.

Гребень плотины обычно используется для проезда, поэтому он имеет дорожное полотно с тротуарами и ограждающими парапетами, выполняемыми обычно из сборного бетона.

Возвышение гребня над НПУ определяют по формуле

$$d = h + \Delta h + \delta, \quad (8.57)$$

где h — высота ветровой волны; Δh — высота ветрового нагона (см. гл. 2); δ — запас, зависящий от класса сооружения.

БЕТОННЫЕ ВОДОСБРОСНЫЕ ПЛОТИНЫ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

Бетонные плотины на не скальных основаниях отличаются по форме от плотин на скальных основаниях своей распластанностью (см. гл. 8) и большим весом за счет того, что сопротивление плотины сдвигу по основанию в 1,5÷4 раза меньше сопротивления сдвига по скале и малых относительно скалы допустимых нагрузок на основание.

Эти особенности не скальных оснований делают неэкономичным, а часто и невозможным строительство на них высоких плотин и высота их ограничивается напорами до 40÷50 м. Конструктивные схемы плотин, особенно схемы их фундаментной части и подземного контура диктуются инженерно-геологическими свойствами грунтов основания.

§ 9.1. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА НЕСКАЛЬНЫХ ГРУНТОВ * И ПОДГОТОВКА ОСНОВАНИЙ ПЛОТИН

По гранулометрическому составу грунты можно разделить на следующие категории в зависимости от размеров частиц: валуны — диаметр частиц более 20 см, булыжник и круглый щебень — 20÷÷10 см, крупная галька 10÷6 см, гравий 40÷2 мм, песок — 2÷÷0,05 мм; пыль — 0,05÷0,005 мм, глина — 0,005 мм.

Общие свойства связных глинистых грунтов. Глинистые грунты составляют около 50% мощности всех осадочных пород и являются наиболее распространенным типом пород. К ним относятся различные глины и суглинки делювиальные, озерные, старичные, ледниковые, озерно-ледниковые, морские и др.; лёссы и илы, которыми характерны верхние надпойменные террасы, водоразделы средней и южной полосы СССР, а также заболоченные земли.

В глинах $d < 0,005$ мм содержится от 30 до 60%, большие значения — для более тяжелых глин. Коэффициент фильтрации $k = A \cdot 10^{-6} - A \cdot 10^{-8}$ см/с. Пористость — 0,3÷0,41, сцепление — 0,04—0,052 МПа (4—5,2 т/м²).

В суглинках $d < 0,005$ мм содержится 20÷30%, коэффициент фильтрации $k = A \cdot 10^{-5} - A \cdot 10^{-7}$ см/с. Пористость — 0,29÷0,44. Вес 1 м³ пород при естественной влажности — 1,9÷2,1 т/м³.

Отличительным признаком этих пород является пластичность, зависящая от количества в грунте глинистых фракций ($d < 0,005$ мм), влаги и от свойств минералов, из которых состоят эти фракции. Коэффициенты внутреннего трения этих грунтов малы — 0,35÷0,2 и ниже.

При большом содержании пылевидных фракций глинистые грунты переходят в группу алевритов — пылевато-глинистых, характер-

* Дополнительные данные приведены в § 13.1.

ных для мощных толщ мелководных морских отложений. Цементированные алевролиты называются алевролитами, а затвердевшие и цементированные глины — аргиллитами.

К особой категории надо отнести торфяные грунты, которые образуются на болотах и заболоченных землях, а также на землях с избыточным увлажнением, создающим условия для роста торфообразовательной растительности. Пористость их $0,4 \div 0,8$ и $k = A \cdot 10^{-3} \div A \cdot 10^{-4}$ см/с.

Глинистые грунты как основания характерны следующими свойствами им общими свойствами: сжимаемостью под нагрузкой, степень сжимаемости зависит от влажности, с увеличением влажности их прочность снижается; с увеличением влажности они набухают, при высыхании дают усадку; обладают весьма малым коэффициентом фильтрации; возможностью изменения свойств глины за счет ионного обмена с окружающей водной средой (за счет замены одного катиона, поглощенного глинистыми частицами, на другой), а также сопротивлением на разрыв за счет наличия сил молекулярного притяжения между частицами весьма малого диаметра.

Лёссовые и лёссовидные грунты характерны тем, что при замачивании дают значительные просадки. Для возможности возведения бетонных плотин на лёссовых, лёссовидных грунтах приходится принимать специальные меры: предварительную замочку, приспособление самой конструкции к возможным большим осадкам, перекосам и т. п.

Илистые грунты и торф отличаются еще более значительными осадками (чрезвычайной сжимаемостью) и в связи с этим еще более малой несущей способностью. Влажность ила достигает $100 \div 120\%$, торфа $200 \div 600\%$, сжимаемость (относительное сжатие) ила доходит до 20 см/м, торфа — 30 см/м и выше, в то время как другие грунты имеют сжимаемость $0,5 \div 3$ см/м.

Строительство низконапорных бетонных плотин на илистых грунтах возможно, если обеспечить специальные мероприятия по их уплотнению, если мощность этих грунтов мала (например, водосливная плотина Каховской ГЭС на р. Днепр). Аналогичные условия приходится выполнять при использовании в качестве оснований и торфяные грунты. Степень разложения торфа должна быть не менее 50—70%. Строительство бетонных плотин на илистых и торфяных грунтах оказывается сложным, поэтому эти грунты больше пригодны в качестве оснований низконапорных земляных плотин.

На сжимаемых грунтах для исключения больших перекосов и осадок секций плотины, подпорных сопрягающих стенок приходится помимо уменьшения нагрузок на основания уменьшать до значения $1,1 \div 1,2$ коэффициент неравномерности напряжений под фундаментной частью*.

Свойства несвязных сыпучих грунтов. Сыпучие грунты принято делить на грубообмолочные и пески. К грубообмолочным относятся

* Коэффициент неравномерности напряжений — отношение напряжений грунта основания под нижней и верхней гранями фундамента.

грунты с угловатыми неокатанными обломками — щебень и дресва и соответствующие им по размеру окатанные обломки — галька и гравий. Грубообломочные породы четвертичного возраста обычно сыпучие, а дочетвертичного возраста обычно всегда сцементированы различными солями. Сцементированная щебенка носит название брекчий, сцементированная галька — конгломератов, при цементации гравия — гравелитов.

Грубообломочные грунты состоят обычно из обломков пород с различным минералогическим составом. Мономинеральные обломки составляют исключение.

Крупнообломочные грунты содержат фракции $d > 10$ мм более 50%, имеют угол внутреннего трения $33\text{--}35^\circ$, сцепление $0,04 \div 0,05$ МПа ($0,4 \div 0,5$ т/м²), $k = A \cdot 10^{-1} \div A \cdot 10^{-2}$ см/с, пористость $0,35 \div 0,37$.

В противоположность грубообломочным песчаные породы состоят преимущественно из 90—95% зерен кварца. Наибольшее распространение имеют плотные пески с пористостью 35—40%, углом внутреннего трения $30\text{--}35^\circ$. Коэффициент фильтрации песчаных пород $k = A \cdot 10^{-2} \div A \cdot 10^{-5}$ см/с, вес 1 м³ $1,75 \div 1,9$ т.

Несвязные грунты различны по своим свойствам в зависимости от условий образования, но для них характерны общие признаки: отсутствие сцепления, очень высокие по сравнению с глинистыми породами водопроницаемость и угол внутреннего трения, за счет чего в водонасыщенных песках уплотнение их происходит быстро сразу же по приложению нагрузки; при водонасыщенной толще этих пород уплотнение приводит к образованию восходящих фильтрационных токов — к снижению давления на скелет грунта; прочность и силы трения практически не зависят от изменения влажности, а зависят от пористости и формы зерен. Исключение составляют мелкозернистые пылеватые и глинистые пески, или так называемые плавунные пески, содержащие фракции $0,25 \div 0,05$ мм до $80 \div 96\%$, которые в водонасыщенном состоянии обладают свойствами текучести, малым углом естественного откоса — $3 \div 7^\circ$ при влажности 13—14% и до 0° при влажности $17 \div 18\%$, малой несущей способностью. Мелкозернистые рыхлые пески могут иметь предельную — критическую пористость до $42 \div 50\%$ и вес 1 м³ $1,3 \div 1,5$ т и при вибрационных нагрузках, сотрясениях могут давать большие осадки и переходить в разжиженное состояние. В полностью водонасыщенном состоянии они водоупорны.

На гравелисто-галечниковых грунтах можно строить экономичные бетонные плотины с напором до $30 \div 40$ м, на песках — до $20 \div 30$ м.

Плавунные пески пригодны для оснований низконапорных плотин при выполнении специальных мероприятий: ограждении по всему контуру сооружения шпунтом; укреплении пород химическими составами и т. п. Рыхлые пески подвергают искусственному уплотнению комфлетными взрывами, вибрированием, забивкой свай и др.

Комплексы нескальных грунтов. Нескальные основания для плотин редко встречаются однородными на большой площади и по глубине. Обычно имеют слои и линзы различных пород, различной толщины и наклона грунтов. Особенно неблагоприятными оказываются линзы из слабых илистых и глинистых пород, они нередко определяют несущую способность основания и существенно влияют на конструкцию плотины. На рис. 9.29 приводится пример геологического строения, когда основание сложено тремя различными породами.

Такие основания являются в общей массе анизотропными — фильтрационные характеристики их различны в различных направлениях.

Требования, предъявляемые к основаниям, и подготовка оснований под плотины. Основания плотин считаются благоприятными, если они обладают достаточной несущей способностью и сопротивляемостью сдвигу, мало деформируются под нагрузкой и при фильтрации в них воды не подвержены химической суффозии, по составу однородны (нет слабых прослоек), напластования близки к горизонтальным; сохраняют свои качества как в период строительства, так и в период длительной эксплуатации. На практике редко встречаются такие благоприятные основания, поэтому приходится проводить специальные мероприятия по устранению недостатков.

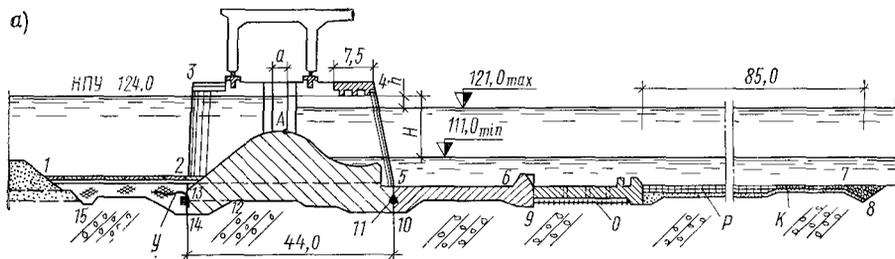
Фундаментная часть плотины обычно заглубляется ниже отметки русла реки, поэтому особенно при пойменной компоновке сооружений (см. гл. 25) приходится делать глубокие котлованы. Разработка их ведется землеройными или землесосными механизмами. В последнем случае дно котлована может разуплотняться, поэтому землесосами выбирают не весь грунт, а на 1÷2 м выше проектных отметок. Оставшийся слой выбирают сухим способом.

После осушения котлована поверхность его планируется, разрыхленные верхние слои убираются. Разрыхление верхних слоев, явление выпора поверхности или образование грифонов — суффозионного выноса частиц грунта возможно под действием фильтрационного давления из-за высокого уровня кривой депрессии в бортах котлована. Уровень депрессии понижают обычно глубинными водопонизительными устройствами, размещаемыми по контуру котлована. На дне котлована не должно быть строительного мусора, досок, бревен, чтобы избежать возможность образования облегченных ходов фильтрации на контакте бетона плотины с грунтом основания.

Линзы сильно сжимаемых пород, если они залегают неглубоко, рекомендуется удалять, на их место насыпается и хорошо уплотняется песок. Поверхность грунта основания покрывается бетоиной подготовкой — слоем тощего бетона толщиной 10÷15 см, на который уже укладывается основной бетон плотины.

§ 9.2. СХЕМЫ БЕТОННЫХ ПЛОТИН НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ*. ФОРМИРОВАНИЕ ПОДЗЕМНОГО КОНТУРА ПЛОТИНЫ

Схему любой плотины на не скальном основании можно решить только при совместном учете трех основных требований: обеспечения устойчивости плотины на сдвиг при сохранении прочности осно-



вания; получения наименьшего значения фильтрационного противодействия при обеспечении фильтрационной прочности основания; гашения избыточной энергии сбрасываемого через плотину водного потока. Первые два требования связаны с геологическими особенностями основания, третье — в основном с удельными расходами пропускаемого через плотину водного потока. При увеличении удельного расхода увеличивается глубина водобойного колодца и увеличивается соответственно соответствующая глубина заложения фундаментной плиты плотины, усложняется гашение энергии воды в нижнем бьефе. Рациональная схема плотины должна удовлетворять также требованиям минимальной ее стоимости. Выбор схемы производится на основе рассмотрения вариантов**.

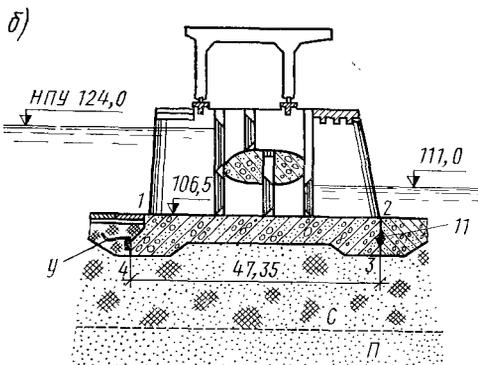


Рис. 9.1. Плотина с плоским подземным контуром (Иваньковского гидроузла):

a — водосливные секции; *б* — двухъярусные секции; *у* — уплотнения (гибкие маты); *о* — обратный фильтр; *р* — ряжевая рисберма; *к* — каменная рисберма; *с* — суглинок; *п* — песок

Схемы плотин на не скальных основаниях. Профиль плотины условно можно разделить на две части: верхнюю часть 2, 3, 4, 5 (рис. 9.1, *a*), нижнюю — 1, 2, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14, 15. В верхнюю часть

* Состав плотины: понур, водослив — см. гл. 1.

** Антипов А. И. К вопросу выбора рационального подземного контура бетонных плотин на песчаных основаниях. — Гидротехническое строительство, 1959, № 10.

входит все, что расположено выше фундаментной части: водослив, быки, мосты и др. В нижнюю — фундаментная часть 2, 5, 10, 14 обычно ниже поверхности грунта (на рис. 9.1, б фундаментная часть 1, 2, 3, 4) и примыкающие к ней понур, шпунты, водобой, а также дренажи.

При составлении схемы плотины рассматривают следующие основные положения.

Верхняя часть образуется из условий пропуска паводковых и строительных расходов воды и наиболее рационального размещения нагрузок на фундаментную часть (плиту).

Нагрузки, действующие на фундаментную плиту сверху, размещают так, чтобы в сочетании с другими силами получить в допустимых пределах коэффициент неравномерности нагрузок на основание $k_{н.р} = \sigma_{\max} / \sigma_{\min}$. Для глинистых оснований $k_{н.р} < 1,5-2,0$, для песчаных $k_{н.р} < 2-3$. σ_{\max} , σ_{\min} — максимальное и минимальное нормальные напряжения на основании. Из этих условий всегда целесообразно все силы веса конструкций верхней части и пригрузку водой сдвигать возможно больше в сторону верхнего бьефа, чтобы уменьшить напряжение на основание от момента горизонтальных сил.

Напряжения в основании в общем виде могут быть определены по формуле внецентрального сжатия (см. гл. 8). В общем виде также можно записать значение коэффициента устойчивости плотины на сдвиг без учета сцепления

$$k_s = \frac{\Sigma(G - W_{\phi})}{\Sigma Q} \operatorname{tg} \varphi, \quad (9.1)$$

где ΣG — сумма сил, действующих сверху вниз; ΣW_{ϕ} — то же, снизу вверх; ΣQ — сумма горизонтальных сил; φ — угол внутреннего трения породы основания. Из формулы (9.1) видно, что устойчивость против сдвига обеспечивается силами трения (подробнее см. гл. 8).

Рабочие затворы водосливных плотин размещаются обычно на гребне в начале водоската (см. точку А рис. 9.1, а); аварийно-ремонтный на таком расстоянии a от рабочего, чтобы между установленными затворами было расстояние не менее $1,5-2,0$ м для проведения там ремонтных работ в случае неисправности рабочего затвора.

Профили водослива приведены также в гл. 2. Нижняя часть формируется с учетом следующих соображений: нагрузки на фундаментную плиту, действующие снизу вверх в виде сил взвешивающего и фильтрационного противодействия, должны быть минимальными по величине; размеры и конструкции нижнего строения должны обеспечить фильтрационную устойчивость пород основания.

Наиболее распространенной схемой нижней части плотины является сплошная фундаментная часть (плита), в верховой (12, 13, 14 — рис. 9.1, а) и низовой частях которой устраиваются подплотинные зубья.

Зубья устраивают для лучшего сопряжения фундаментной плиты с основанием, для предотвращения опасной контактной фильтрации. Глубина зубьев 2÷3 м, но может быть и больше, если в расчете устойчивости плиты на сдвиг включается грунт, расположенный между зубьями. Ширина зуба по низу назначается из условий производства работ, обычно не менее 3 м. Низовой зуб сопрягается с водобойной частью плотины, в шве устраивается гидроизоляционная шпонка *II*.

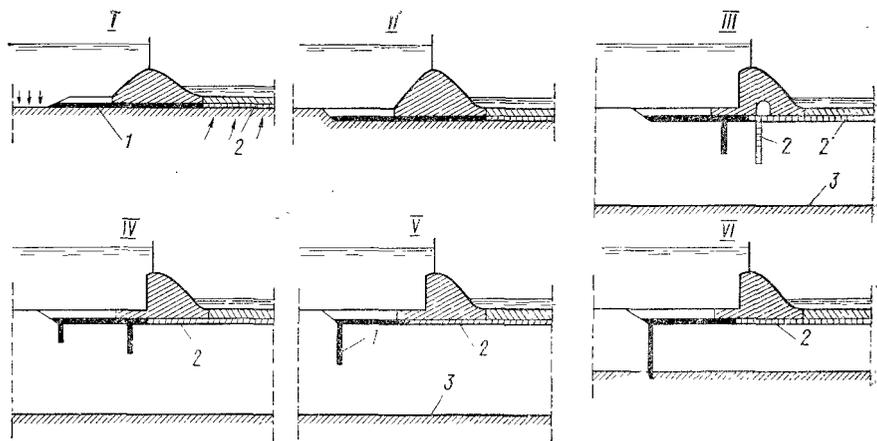


Рис. 9.2. Схемы водосливных плотин на нескальных основаниях:

I, II — при расположении плотин на глинистом основании и когда устройство вертикальных завес невозможно или нецелесообразно; *III—IV—V* — при глубоком расположении водоупора; *VI* — при неглубоком расположении водоупора; *1* и *2* — непроницаемая и проницаемая (дренаж) части подземного контура; *3* — водоупор

Подошву фундаментной плиты обычно выполняют горизонтальной.

Формирование подземного контура плотины. Как уже отмечалось в гл. 3, схема подземного контура формируется в зависимости от геологического строения, типа основания и требований, предъявляемых к подземному контуру: минимальное фильтрационное давление, сохранение фильтрационной прочности основания. Если основания из несвязных грунтов, относительно однородных, и водоупор расположен на большой глубине, смыкание с ним плотины нецелесообразно. В этом случае вертикальные противофильтрационные конструкции — шпунты, стенки, цементационные завесы, не доходящие до водоупора, носят названиеисячих. При этом типе основания могут быть применены схемы подземного контура *I, II, III, IV, V, VI*, изображенные на рис. 9.2. Жирной линией обозначены непроницаемые элементы подземного контура, штрихом — водопроницаемые.

Схема *I* — плоский незаглубленный подземный контур, не имеющий развитых в вертикальном направлении элементов. Фундамент-

ная часть незначительно заглублена в основание. Схема II — заглубленный подземный контур, что обычно имеет место на практике. По опыту проектирования заглубление в породы основания фундаментной плиты обычно на $\frac{1}{3} \div \frac{1}{5}$ от полной высоты плотины.

Дренаж может быть и под всей фундаментной плитой и даже под понуром. Под водобоем дренаж устраивают обычно всегда.

Схема III — одношпунтовый подземный контур с королевым шпунтом рис. 9.3*. Одношпунтовые подземные контуры наиболее

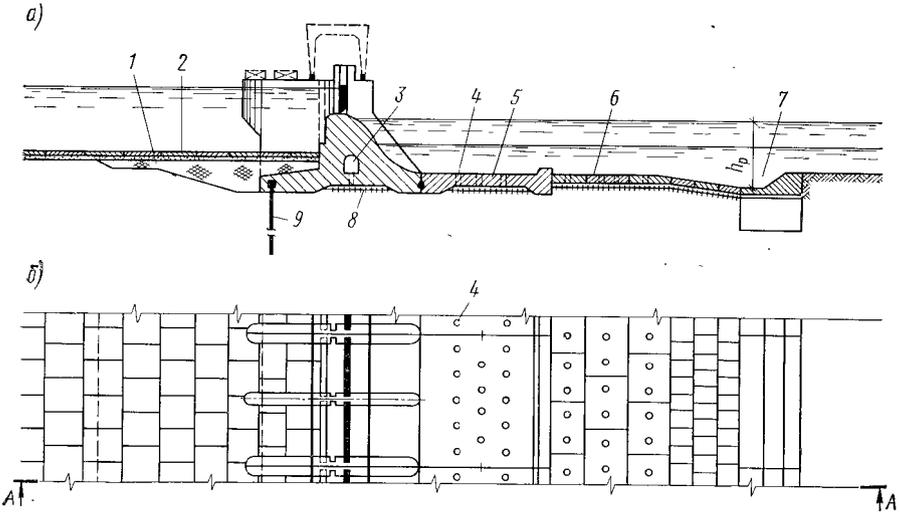


Рис. 9.3. Водосливная плотина на песчаном основании с одношпунтовым подземным контуром:

а — разрез по А—А; б — план; 1 — глиняный понур; 2 — плиты крепления понура; 3 — галерея для отвода воды от дренажа под плотиной; 4 — дренажные колодцы для отвода воды от дренажа под водобойной плитой; 5 — плита водобойного колодца; 6 — плиты крепления рисбермы; 7 — концевое крепление рисбермы; 8 — дренаж с обратным фильтром; 9 — стальной шпунт

распространены. Расположение дренажа под плотиной практически полностью снимает фильтрационное противодействие и плотина может иметь минимальный вес.

При наличии в основании малопроницаемых прослоек, особенно если они залегают непосредственно под плотиной, или в случае значительной анизотропии грунта основания часто целесообразен вертикальный дренаж.

Схема IV — двухшпунтовые подземные контуры применяются при анкерных понурах, при дренаже под фундаментной плитой и когда эта схема дает более экономичное решение, чем схема III.

Разновидностью этой схемы являются трехшпунтовые схемы при наличии понурного, королевского и водобойного короткого шпунта в конце фундаментной части (рис. 9.4), который делается перфорированным (водопроницаемым), как средство против выпора

* Шпунт в начале фундаментной части плотины часто называют королевым. По-видимому, это название перешло от деревянных плотин русского типа.

грунта на участке выхода фильтрационного потока в нижний бьеф. Устройство глубокого непроницаемого водобойного шпунта нежелательно, так как он увеличивает фильтрационное противодавление, действующее на фундаментную плиту.

При понурах, заанкеренных в плотине, для увеличения действия понура дренаж располагают под понуром (см. § 9.3).

В этом случае целесообразен шпунт в начале понура (схема V, рис. 9.2). Эта схема целесообразна также при необходимости перехвата фильтрационного потока до плотины при наличии, например, агрессивных к бетону фильтрационных вод.

При достигаемой глубине водоупора обычно используют схему VI — со шпунтом, забитым в водоупор, когда возможно и экономически оправдано пересечь толщу водопроницаемого грунта шпунтом, стенкой, завесой. При такой схеме практически полностью перекрывается фильтрационный поток и, следовательно, снимаются все последствия фильтрации воды в основании.

При расположении плотины на связных глинистых грунтах устройство шпунтов, как противофильтрационных завес, нецелесообразно, так как их водопроницаемость соизмерима с водопроницаемостью основания. Вместо шпунтов надо устраивать вертикальные, неглубокие завесы — зубья для предотвращения возможности развития сквозных облегченных ходов фильтрации.

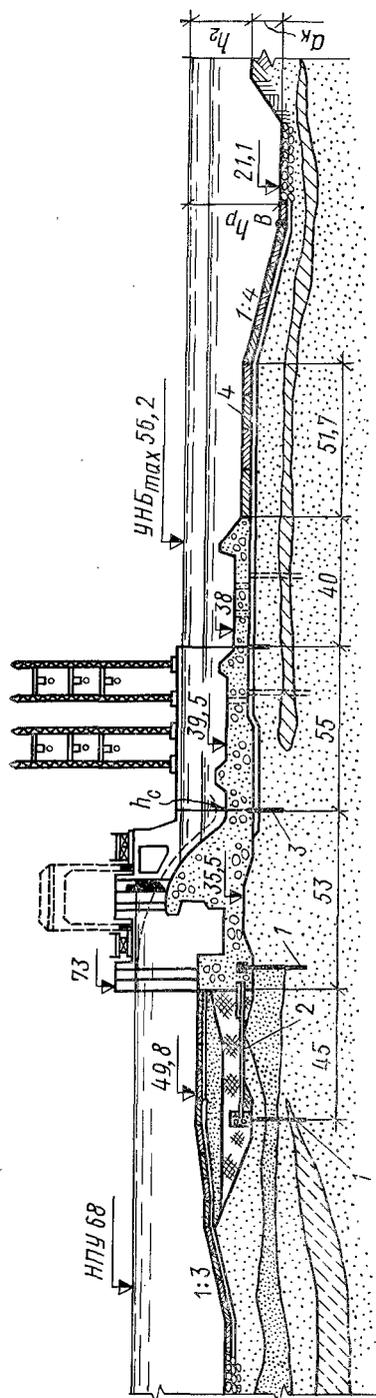


Рис. 9.4. Водосборная плотина гидроузла им. В. И. Ленина на Волге: 1 — стальной шпунт; 2 — перфорированный шпунт; 3 — анкерный шпунт; 4 — железобетонные плиты

Примеры построенных плотин. Примером плотины типа II с плоским подземным контуром является Ивановская на Волге: 8 секций плотины пролетом по 20 м расположены на маловодопроницаемых грунтах (морене), 4 секции — водосливные (рис. 9.1, а) и 4 — двухъярусных (см. рис. 9.1, б).

На рис. 9.3 показан тип III плотины с одношпунтовым подземным контуром с королевем висячим шпунтом, глиняным понуром с дренажами под телом плотины, водобоем и рисбермой на песчаном основании при водоупоре на большой глубине.

Тип IV — плотина с двухшпунтовым подземным контуром и анкерным понуром изображена на рис. 9.4. Основание плотины на глубину 60 м сложено однородными песками с $k_1=0,02$ см/с, в верхней части которых имеются гравелисто-песчаные слои с большим коэффициентом фильтрации — $k_2=0,05—0,07$ см/с. Кроме понурного и королевого шпунта длиной по 20 м имеются еще два коротких шпунта: водосливной — перфорированный, длиной 2 м в конце фундаментной плиты для предотвращения выпора грунта из-под плотины и второй — в конце плиты водобоя. Длина этого шпунта подобрана так, что фильтрационный расход из дренажа под водобоем меньше фильтрационного расхода, поступающего к водобою. Это дает возможность сохранить слой воды над плитой водобоя и предохранить его от промерзания в зимнее время года. Дренажи расположены под низовым зубом фундаментной плиты, водобоем, рисбермой. Ввиду наличия глинистых прослоек под водобоем устраивают вертикальный дренаж из двух рядов скважин.

На рис. 9.5 показана плотина Цимлянского гидроузла со шпунтами, забитыми на глубину 20 м в прослойку малопроницаемого мергеля, с анкерным понуром и с коротким водосливным шпунтом. Последний длиной 5 м поставлен из условий уменьшения выходных градиентов фильтрационного потока.

Определение основных размеров подземного контура. Как уже отмечалось, оптимальные размеры подземного контура устанавливаются технико-экономическим сравнением вариантов. В вариантах стоимость устройств в нижнем бьефе можно принимать постоянной, поскольку для разных вариантов контура она изменяется не существенно.

Для предварительного назначения отдельных элементов схемы можно руководствоваться следующим: 1) ширина подошвы тела плотины равна обычно $(1,5 \div 2,5)H$, где H — напор, должна быть достаточной, чтобы рационально разместить водослив и обеспечить устойчивость плотины; 2) длина непроницаемой части подземного контура назначается из следующих соображений. Горизонтальные участки подземного контура малоэффективны в отношении гашения энергии фильтрационного потока, поэтому для уменьшения вредного фильтрационного противодействия, действующего снизу вверх на плотину, развивают вертикальные пути фильтрации; под плотинной, а иногда и под понуром располагают дренаж. Оба эти мероприятия сокращают длину горизонтальной проекции непроницаемой части подземного контура и увеличивают градиент филь-

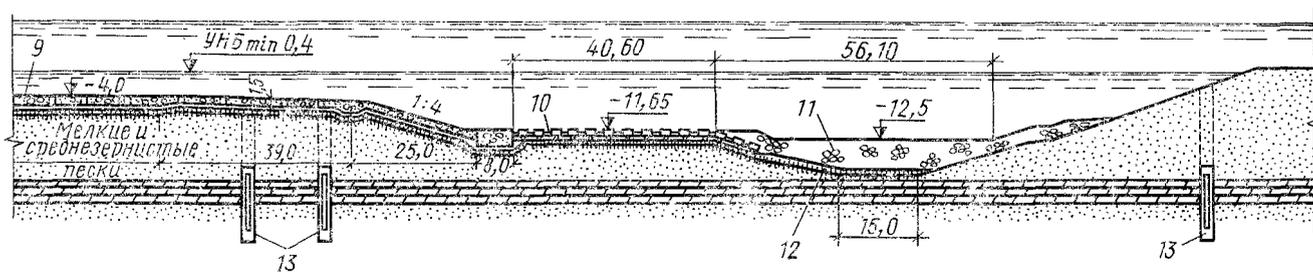
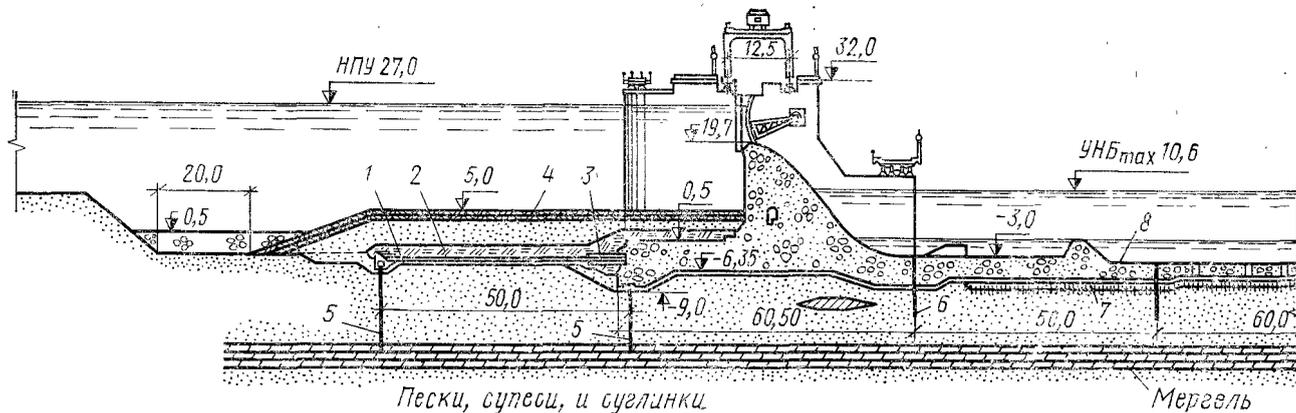


Рис. 9.5. Цимлянская водосборная плотина на р. Дон:

1 — анкерный понур; 2 — глина; 3 — гибкая часть понура; 4 — бетонное покрытие; 5 — понурный и королевой металлические шпунты; 6 — короткий водобойный шпунт; 7 — обратный фильтр; 8 — плита водобоя; 9 — плиты рисбермы; 10 — два ряда гибких железобетонных плит на обратном трехслойном фильтре; 11 — загрузка камнем; 12 — хвостяной тюфяк; 13 — разгрузочные сваи

рационального потока по этой части; 3) длина понура эффективна, как показывают исследования, при его размерах $(1 \div 1,5) H$, иногда до $2,5H$; 4) для одношпунтового подземного контура при отсутствии и наличии дренажа в основании плотины основным является королевой шпунт. Устройство понурного шпунта допускается в особых случаях и если понур анкерный. Низовой — водобойный шпунт применяют лишь при специальном обосновании.

Длина (глубина забивки) основного — королевого шпунта $(0,5 \div 1,5) H$, меньшие величины относятся к более высоким напорам на плотину H , понурного — от 2 м до $0,5 H$, водобойного — $2 \div 4$ м.

Если шпунты висячие (не забиты в водоупор), то расстояние между шпунтами должно быть не менее суммарной длины этих шпунтов и в исключительных случаях не менее $0,75$ этой величины, так как в противном случае эффективность шпунтов в гашении фильтрационного потока резко уменьшается. Шпунт забивается в водоупор на $2 \div 3$ м.

После назначения размеров подземного контура производится его проверка на фильтрационную прочность породы основания, определяют противодействие, а при гравелисто-галечниковых грунтах определяют и фильтрационный расход.

Фильтрационная прочность основания. В гл. 3 отмечалось, что существуют предложения, по которым проверяется запроектированный подземный контур на недопущение развития облегченных ходов фильтрации. При этом средний пьезометрический уклон запроектированного подземного контура должен быть не больше допустимого. В СНиП II-16—76 «Основания гидротехнических сооружений» приводятся значения допустимых пьезометрических уклонов. Если проектировать сооружения по этим рекомендациям, то дорогостоящие конструкции, слагающие подземный контур, должны иметь большие размеры. Практика строительства плотин на не скальных основаниях показала, что конструктивными решениями, как-то устройство коротких зубьев вдоль сооружения (поперек фильтрационного потока), устройство дренажей под плотиной и противофильтрационных завес, а также высоким качеством строительных работ можно создать плотину с более коротким подземным контуром. Такие водоподпорные сооружения построены и успешно работают.

Принимая относительно короткие подземные контуры, необходимо тщательно изучить породы основания, исследовать участки области фильтрации с большими градиентами напора.

§ 9.3. КОНСТРУКЦИИ ЭЛЕМЕНТОВ ПОДЗЕМНОГО КОНТУРА

Понуры. По степени водонепроницаемости понуры подразделяют: на водонепроницаемые и слабоводонепроницаемые с коэффициентом фильтрации порядка 10^{-6} см/с. Первые используются при глинистых и суглинистых грунтах основания, вторые — при песчаных и супесчаных.

По конструктивным решениям понуры подразделяют на гибкие и жесткие.

Гибкие понуры должны отвечать требованиям деформативности — следовать за деформациями основания, поэтому их выполняют из деформируемых материалов — глин, суглинков, асфальта, глинобетона, синтетических материалов. Водопроницаемость материала понура должна быть в 50 и более раз меньше водопроницаемости основания. Длина понуров назначается на основе сравнения вариантов подземного контура.

При напорах до 15 м обычно применяют суглинистые, глинистые, торфяные понуры. При больших напорах — глинобетонные, железобетонные с изоляционным покрытием, асфальтовые и комбинированные.

Глиняные, суглинистые, торфяные понуры имеют толщину, в любом сечении равную

$$\delta \geq \frac{\Delta H}{J_{\text{дон}}},$$

где ΔH — разность давлений на понур сверху и снизу, м. вод. ст.; $J_{\text{дон}}$ — допустимый градиент фильтрации через понур, для глин $6 \div 8$, для суглинков $4 \div 5$.

Конструктивная минимальная толщина грунтовых понуров в верхнем конце — 0,75 м, у плотины $1 \div 2$ м.

Грунт отсыпают в понур слоями на уплотненное основание толщиной, зависящей от средств укатки, и затем размывают и укатывают. При легких катках — слои $10 \div 15$ см, тяжелых — 0,25 м.

При уплотнении грунт увлажняется до оптимальной влажности (см. гл. 15). На ряде объектов для устройства понура был успешно применен метод отсыпки суглинка в воду без искусственного уплотнения, более экономичный по сравнению с обычным сухим способом.

Глинобетонные понуры состоят из грунтов, в которых глины 20–25%, песка 30–40 и 35–40% гравия. Такой понур меньше подвержен пучению при строительстве в зимнее время.

Поверх понура отсыпается обратный фильтр толщиной $15 \div 20$ см, а иногда и больше (если это нужно из условий недопущения пучения), поверх которого делается крепление в виде бетонных сборных или бетонируемых на месте плит толщиной $20 \div 50$ см или каменная отмостка (реже).

Толщину плит у плотины определяют расчетом в зависимости от скорости течения воды, которая в средненапорных плотинах обычно наибольшая при пропуске воды в строительный период методом гребенки (см. гл. 24).

Нельзя допускать образования щели между понуром и плотинной, так как, например, щель шириной 1 см полностью выводит понур из строя, как противофильтрационную конструкцию, поэтому шов между понуром и бетоном плотины делают наклонным, что обеспечит сползание глины под напором воды и тем самым и уплотнение щели, если она образуется. Вводят также дополнительные

уплотнения в виде гибких матов, запускаемых в глину, и др. (см. рис. 9.1).

Жесткие понуры устраивают чаще на плотных основаниях в виде покрытий из бетона, железобетона с разрезкой их швами на отдельные плиты и устройством гидроизоляционных уплотнений в швах. В плитах возможно образование трещин, поэтому для предотвращения фильтрации воды через них устраивают покрытия из битума с армирующими прокладками рулонной стеклоткани или наклейкой рулонных гидроизоляционных материалов в несколько слоев, укладываемых внахлестку — с перекрытием стыков уложенного слоя последующим слоем. При напорах до 10 м применяют бетонные плиты без гидроизоляционных покрытий, что вообще нежелательно, толщину бетона при этом назначают, исходя из допустимых градиентов напора фильтрационного потока, определяемых опытным путем, ориентировочно $J_{\text{доп}} < 20 \div 30$.

Анкерные понуры состоят обычно из железобетонных плит толщиной 0,4 ÷ 0,7 м, арматура которых соединена с арматурой нижней сетки фундаментной плиты плотины.

Силу сдвига, которую воспринимает 1 м (поперек течения) анкерного понура, ориентировочно можно определить из формулы

$$k_H = \frac{\tau_{\text{пред}}}{\tau_{\text{max}}},$$

где $\tau_{\text{пред}}$ — предельные допустимые касательные напряжения в любой точке площади контакта понура с основанием, равные

$$(W_{\text{п}} - W_{\text{ф}}) f + C; \quad (9.2)$$

τ_{max} — наибольшие касательные напряжения, возникающие под понуром, равные Q/l , где Q — сдвигающее усилие; l — длина понура; $W_{\text{п}}$, $W_{\text{ф}}$ — средняя интенсивность гидростатического давления на понур сверху и фильтрационного давления снизу, с учетом взвешивания; C — удельное сцепление грунта основания с понуром; f — коэффициент трения понура по основанию. Тогда

$$Q = \frac{l(W_{\text{п}} - W_{\text{ф}}) f + Cl}{k_H}, \quad k_H = 1,25 \div 1,1 \text{ в зависимости от класса}$$

плотины.

Из формулы (9.2) видно, что для повышения эффективности понура, что важно особенно при глинистых грунтах, под анкерным понуром целесообразно устраивать дренаж, как это выполнено, например, на Нижне-Свирской плотине.

На рис. 9.6, б приведена схема понура Волгоградской плотины, где понур состоит из железобетонной плиты толщиной 40 см, которая и является несущей конструкцией.

В местах непосредственного стыка с плотиной устроен гибкий шов, исключающий повреждение понура при осадке плотины*.

Шпунты применяют стальные, железобетонные и реже деревянные.

* Более подробно — см. [75].

Стальные шпунтовые противофильтрационные завесы устраивают из плоского (ШП) или корытного (ШК) шпунта, которые выпускают длиной 12÷25 м, погружаются забивкой, вибрированием или с помощью подмыва на глубину до 50 м. Предпочтительнее — плоские шпунты (ШП), как более простые в установке и более дешевые.

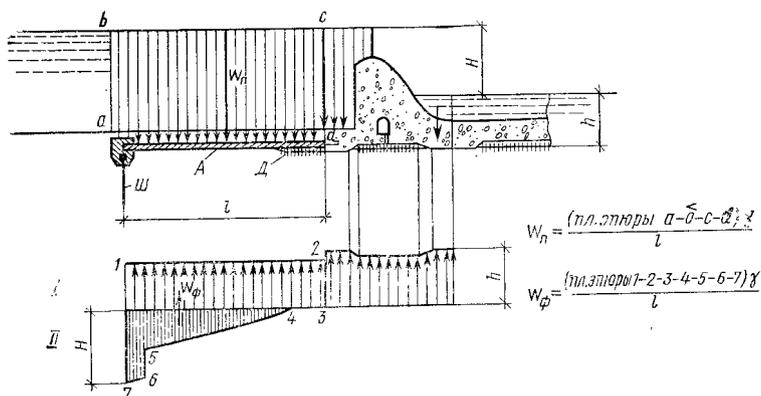


Рис. 9.6а. Схема к расчету анкерного понура:

A — анкерный понур; Ш — шпунт; Д — дренаж; I — эпюра взвешивающего давления; II — эпюра фильтрационного давления

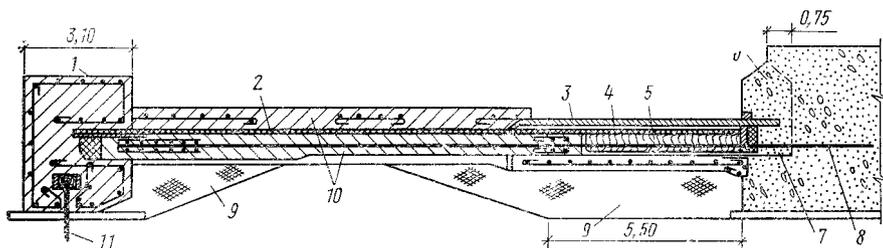


Рис. 9.6б. Схема анкерного понура:

1 — надшпунтовая балка; 2 — битумные маты; 3 — три слоя досок на гидроизоле; 4 — битум; 5 — битумная мастика; 6, 7 — штрабленный бетон тела плотины; 8 — анкер; 9 — глина; 10 — железобетонная плита; 11 — шпунт

Железобетонные шпунтовые завесы различных размеров могут применяться даже при щебенистых грунтах. Преимуществом их перед стальными конструкциями является возможность изготовления на строительстве. Толщина шпунтин 10÷50 см, ширина 50÷60 см. Водонепроницаемость достигается устройством специального замка.

Деревянные шпунтовые противофильтрационные завесы применяют в настоящее время редко, их изготавливают из брусев толщиной 18—22 см. Предельная глубина забивки 6÷7 м.

Выполнить завесы из деревянных шпунтин качественно трудно, поэтому они более водопроницаемы, щелисты, чем металлические.

Соединение шпунтов с фундаментом плотины выполняют следующим образом: головы (верхняя часть) шпунтовых стенок заделывают в специальные гидроизоляционные шпонки, размещенные в бетоне фундамента (рис. 9.7). Эти шпонки залиты пластичными мастиками, что позволяет плотине свободно деформироваться, не зависать на шпунтах. При осадке плотины мастика из шпонки шпунтом вытесняется в резервные пустые колодцы, устраиваемые через 4÷5 м. Шпонки являются весьма ответственной конструкцией, так как образование трещин в мастике за счет старения, расстройств контакта могут привести к проходу воды через шпунку и тем самым вывести из строя шпунтовую завесу, как противofильтрационную конструкцию. Поэтому целесообразно предусматривать возможность разогрева — уплотнения мастики и дополнительной подачи ее в шпонку.

Глубокие зубья, стенки и завесы обычно используют в тех случаях, когда устройство шпунтовых противofильтрационных завес невозможно по геологическим условиям — наличие большого количества валунов, прослоек, скалы и др. Их выполняют: а) открытым способом в котлованах (траншеях) с креплением стенок, с откачкой грунтовых вод, б) вибропогружением или подмывом пустотелых кольцевых свай большого диаметра, соединенных специальными замками или набивных пересекающихся свай, образующих сплошную водонепроницаемую завесу, в) подводным бетонированием в траншеях, выполняемых подводным черпаньем грунта драглайнами, грейферами и другими механизмами или буровым снарядами с закреплением от обрушения глинистым раствором, г) при помощи спускных колодцев и кессонов, что в гидротехнике используется редко, д) нагнетанием в песчаные, песчано-гравелистые грунты с коэффициентом фильтрации до 100 м/сут цементных, цементно-глинистых растворов.

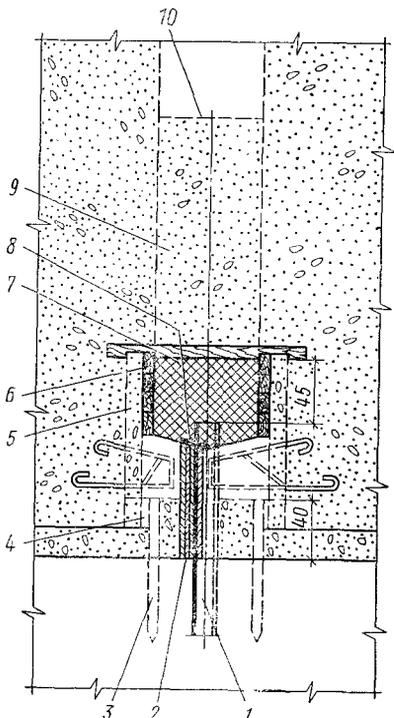


Рис. 9.7. Соединение шпунта с фундаментной плитой с помощью шпонки:

- 1 — шпунт; 2 — войлок; 3 — колья из досок; 4 — доски; 5 — стойки через 1 м; 6 — мастика; 7 — битумно-минеральная смесь; 8 — пакля; 9 — резервные колодцы через 4 м; 10 — уровень смеси в колодце

песекающихся свай, образующих сплошную водонепроницаемую завесу, в) подводным бетонированием в траншеях, выполняемых подводным черпаньем грунта драглайнами, грейферами и другими механизмами или буровым снарядами с закреплением от обрушения глинистым раствором, г) при помощи спускных колодцев и кессонов, что в гидротехнике используется редко, д) нагнетанием в песчаные, песчано-гравелистые грунты с коэффициентом фильтрации до 100 м/сут цементных, цементно-глинистых растворов.

§ 9.4. КОНСТРУКЦИИ ПЛОТИН И УСТРОЙСТВ НИЖНЕГО БЬЕФА

При проектировании плотин на скальном основании необходимо учитывать следующие основные особенности: плотины получают осадку и иногда значительную и неравномерную, что приводит к необходимости специальной разрезки плотины швами; необходимо иметь большой вес для устойчивости плотины и других конструкций, что делает их массивными или приходится в плотине вес бетона заменять пригрузкой воды на консольные плиты, а это требует сильного армирования, доходящего в некоторых случаях до 50 кг арматуры на 1 м³ бетона; большие скорости движения воды по основанию приводят к необходимости крепления русла за плотиной, а иногда и перед плотиной. Конструкция плотины, ее заглубление в основание зависят от удельного расхода воды, пропускаемого через плотину, и решения по гашению энергии воды в нижнем бьефе.

Выбор удельного расхода воды для плотин на скальном основании. Расходы, подлежащие пропуску через водосбросы плотин, определяются гидрологическими расчетами с учетом трансформации стока, пропуска расходов через ГЭС, шлюзы и т. п. (см. гл. 2).

Удельные расходы, т. е. расходы на 1 м длины отверстия, пропускаемые через водосбросные сооружения плотин, назначают на основе рассмотрения технико-экономических показателей вариантов плотин с различными удельными расходами. При этом учитывают не только экономические соображения, но и особенности производства работ, а также особенности эксплуатации сооружений.

Определение удельного расхода воды по средним скоростям на рисберме производят следующим образом: задаются допустимой скоростью течения на рисберме в зависимости от вида грунта, на котором располагается рисберма; для песчаных грунтов это 2,5÷3,0 м/с, глинистых 3÷3,5 м/с, полускальных 3,5÷4,5 м/с, скальных 5 м/с; зная отметку рисбермы, определяют глубину воды на ней t_p . Принимая отметку поверхности воды на рисберме, равной отметке поверхности воды в реке в естественных условиях (по зависимости $t=f(Q)$), определяют удельный расход на рисберме

$$q_p = v_p t_p = Q_n / B, \quad (9.3)$$

где B — ширина рисбермы (поперек течения); Q_n — расход через плотину.

Удельный расход на водосливе с учетом толщины быков d при плоских и сегментных затворах

$$q_n = q_p \frac{B}{ln} \approx q_p \cdot 1,25, \quad (9.4)$$

где l — длина одного водосливного пролета; n — количество водосливных пролетов.

В первом приближении принимают, что ширина водослива на 25% меньше ширины рисбермы за счет толщин быков.

Предварительно предполагается, что

$$B = ln + (n - 1) d. \quad (9.5)$$

Из формулы (9.4) видно, что длина водосливного фронта ln зависит от удельного расхода на водосливе q_v . Однако для плотин, когда через них необходим пропуск льда (см. гл. 2), длина водосливного фронта ln назначается не менее $0,4b$, где b — ширина русла рски в период ледохода.

П. И. Гордиенко предложил определять удельные расходы по затратам бетона на 1 кВт мощности потока, пропускаемого через плотину, $H = 9,81 Q \eta h$. Для многопролетных плотин на нескальных основаниях им рекомендуется пользоваться следующими зависимостями: для $(h/H) > 0,4$ $q(h/H) = 16 - 35$ м³/с, для $0,15 < (h/H) < 0,4$ $q(h/H) = 10 - 25$ м³/с, h и H — см. рис. 9.1, а.

В СНиП II-И. 1—62 удельные расходы при технико-экономической целесообразности рекомендуется принимать максимально возможные — 70 м³/с и более для нескальных грунтов, 120 м³/с и более для скальных грунтов.

Разрезка плотины швами. Из условий возможной неравномерной осадки плотины, происходящей из-за неоднородности грунтов основания, а также температурных деформаций (при изменении температуры окружающей среды), устраивают деформационные швы, их делят на постоянные и временные.

Постоянные деформационные осадочно-температурные швы обеспечивают независимые вертикальные и горизонтальные перемещения отдельных секций плотины. Временные являются строительными швами, разрезающими сооружение на отдельные блоки бетонирования. Эти швы в дальнейшем цементируются, в готовом сооружении их нет.

Значительная часть осадок сооружений (до 65 ÷ 85%), расположенных на нескальных сжимаемых основаниях, происходит в строительный период и затем после затопления котлована интенсивность осадков снижается.

Плотина Верхне-Свирской ГЭС на глинах к концу второго года эксплуатации дала осадку около 200 мм, в дальнейшем приращение годовой осадки составило около 2 мм.

На песчаных основаниях осадки плотин меньше, например, на Горьковской высотой 34 м — 40 ÷ 80 мм, Волжской им. XXII съезда КПСС высотой 43 м — 164, Каховской высотой 33 м — 196 ÷ 256 мм [20]. На аллювиальных отложениях — Волжской им. В. И. Ленина высотой 40 м — 143 ÷ 200 мм.

Наклоны этих плотин в продольном направлении (в сторону берегов) на 1 м длины составляют 0,05 ÷ 0,72 мм, наибольшие расхождения постоянных швов на гребневой части — 5,5 ÷ 12 мм.

Разрезку плотины сквозными поперечными швами производят чаще по бычкам (рис. 9.8, д), чтобы избежать неравномерных осадок смежных бычков, что может привести к заклиниванию затворов.

В зависимости от неоднородности основания, когда отдельные секции плотины могут оказаться над слабыми линзами и поэтому менее устойчивыми, разрезка по бычкам назначается через один — рис. 9.8, а, два — рис. 9.8, б, три — рис. 9.8, в пролета. Расстояния

между сквозными швами до 40—50 м, иногда и больше. В этом случае для избежания значительных температурных напряжений в теле плотины устраивают швы-надрезы (рис. 9.8, б, в) обычно у бычков, которые доходят лишь до фундаментной плиты.

Ширина деформационного шва определяется расчетом и зависит от геологических характеристик основания, колебания температур среды. На основе обобщения многолетних натурных наблюдений по сооружениям на относительно однородных сжимаемых основаниях [20] рекомендуется ширину шва у гребня сооружения прини-

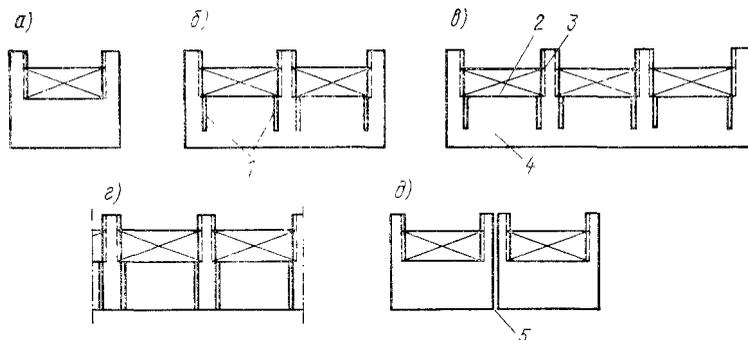


Рис. 9.8. Разрезка плотины на секции:

а — однопролетная; *б* — двухпролетная; *в* — трехпролетная; *г* — быки отрезаны от водослива; *1* — швы-надрезы; *2* — порог водослива; *3* — бык; *4* — фундаментная плита; *5* — швы между секциями

мать 4÷5 см, у фундаментной плиты 1÷1,5 см, наклон секций в сторону верхнего и нижнего бьефов — 0,08 мм/м высоты сооружения и расхождение шва (в сторону берегов) — 0,8÷1,0 мм/м высоты сооружения, ширина температурных швов-надрезов 1÷2 см.

Такие относительно «узкие» швы между секциями можно выполнить, применяя в качестве опалубки плиты-оболочки или панелем, например, двух-трех наметов холодной асфальтовой штукатурки на бетон первой очереди бетонирования.

В прежние годы ширину швов устраивали 10÷30 см, в некоторых случаях — из условий установки и возможности снятия обычной деревянной опалубки.

Конструкции уплотнений деформационно-осадочных швов должны быть такими, чтобы обеспечить длительную безотказную их водонепроницаемость.

Сквозные деформационные швы обычно устраивают вертикальными плоскими. Температурные сквозные швы часто имеют в плане изломы.

Уплотнения швов или шпонки разделяют на вертикальные и горизонтальные, основные и дополнительные (дублирующие), контурные (рис. 9.9).

Основные вертикальные шпонки размещают от напорной грани на расстоянии в зависимости от среднемесячной минимальной тем-

температуры самого холодного месяца: при $t_{cp} \leq -20^\circ \text{C}$ $h = 1-2$ м; при $t_{cp} \geq -20^\circ \text{C}$ $h = 2-2,5$ м.

Вертикальные температурно-осадочные и температурные швы могут быть оборудованы асфальтовыми, резиновыми или полимерными шпонками.

Асфальтовые шпонки могут быть малые (рис. 9.10, а) (от 15×15 до 30×30 см), их чаще устраивают в температурных швах; средние (от 40×40 до 60×60 см), применяемые в швах шириной до 5 см (рис. 9.10, б) и большие (80×150 см) — в швах шириной 10 см и более (рис. 9.10, в).

В шпонках малого и среднего сечения обязательно устраивают верховые и низовые защитные шпонки — диафрагмы на расстоянии 0,3—1,5 м с каждой стороны для предотвращения утечки мас-

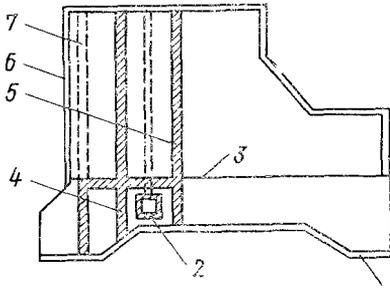


Рис. 9.9. Расположение уплотнений в температурно-осадочном шве между секциями плотины:

1 — шпонка у подошвы; 2 — внутренняя контурная шпонка; 3 — граница узкого и широкого шва; 4 — шпонка в узкой части шва; 5 — шпонка в широкой части шва; 6 — наружное контурное уплотнение; 7 — скважины подпитки

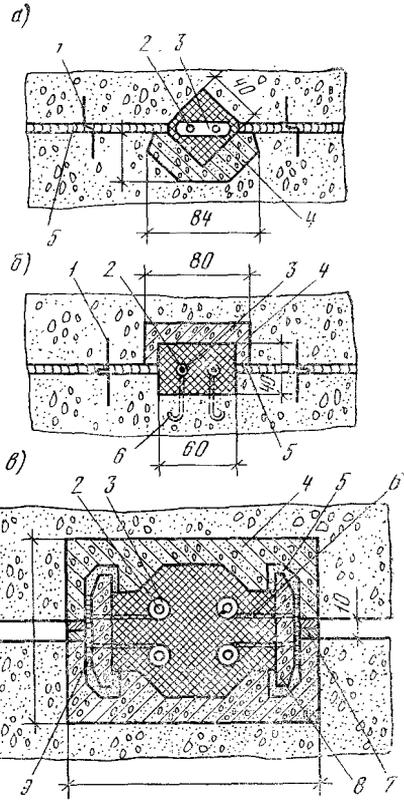


Рис. 9.10. Схемы вертикальных шпонок:

а — вертикальная асфальтовая шпонка малого сечения; б — то же, среднего сечения; в — то же, большого сечения; 1 — ограждающая диафрагма с компенсатором; 2 — стержень электрообогрева; 3 — изолятор; 4 — железобетонный блок; 5 — просмоленный войлок; 6 — держатель изолятора; 7 — деревянные брусья; 8 — железобетонные плиты; 9 — просмоленная пакля

тики при сжатии шва. Защитные шпонки — диафрагмы выполняют из металлических листов, резины, полимерных материалов.

В шпонках большого сечения защитными устройствами являются железобетонные плиты, расположенные внутри полости шпонки.

Для заполнения шпонок применяют специальные составы мастик: брикеты, выполненные из этих мастик, погружаемые вперемешку с горячей массой.

Шпонки оборудуются трубками для пополнения мастики в шпонке в период эксплуатации, а также специально изолированными кабелями для электропрогрева мастики. Недостатком электропрогрева является невозможность восстановления кабеля при его порче.

Дополнительные (дублирующие) шпонки для плотин высотой 30—50 м устанавливаются в 1,5—2 м за основными, они вступают в работу в случае течи в основных шпонках, выполняются аналогично основным. Иногда устраиваются несколько дополнительных шпонок из металлических, резиновых и полимерных материалов.

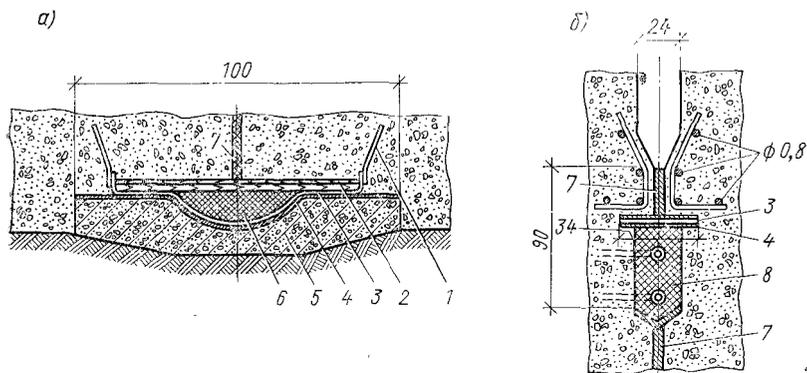


Рис. 9.11. Схемы горизонтальных шпонок:

а — в подошве сооружения; *б* — горизонтальная; 1 — арматура — анкеры; 2 — доски 2×20 см; 3 — стальной лист 4 мм; 4 — битуматы; 5 — железобетонный блок; 6 — асфальтовая мастика; 7 — холодная асфальтовая штукатурка; 8 — шлаковата, пропитанная битумным раствором

В высоких плотинах часто устраиваются смотровые колодцы, которые размещаются за шпонками, имеют размеры, достаточные для работы в них человека (80×120, 100×150 см). Из них определяют место течи шпонок, и при необходимости их можно переоборудовать в противофильтрационную шпонку. Смотровые колодцы одновременно играют роль и как дренажные устройства для организованного отвода воды, профильтровавшейся через шов и бетон сооружения. В более низких плотинах устраиваются дренажные — наблюдательные колодцы круглого или квадратного сечения 20×20 см.

Горизонтальные шпонки выполняются из листов нержавеющей металла, изогнутых по форме шва, уложенных на битумных матах и залитых мастикой (рис. 9.11, *а*). На рис. 9.11, *б* показана горизонтальная шпонка на участке перехода от широкого к узкому шву.

Контурные шпонки могут быть наружные и внутренние. Назначение наружных контурных шпонок — не допустить проникновения в шов напорных и грунтовых вод, мусора, льда.

Внутренние контурные шпонки предохраняют галереи, проемы от затопления водой. Контурные шпонки описаны в гл. 8, рис. 8.34.

Водобойные устройства. В плотинах на нескальном основании часто назначаются донные режимы сопряжения бьефов (см. гл. 2). Напомним, что наиболее совершенное гашение энергии потока, пропускаемого через плотину, при донном режиме получается при павоне и затоплении образующегося прыжка. На протяжении длины прыжка требуется мощное крепление русла в виде плиты водобоя. За пределами водобоя крепление русла может быть значительно облегчено.

Из условий затопления прыжка плиту водобоя приходится заглублять в грунт основания, образуя водобойный колодец.

Отметка поверхности водобоя определяется условиями затопления прыжка, когда глубина воды в колодце $h_k = (1,05 \div 1,10) h_2''$, где h_2'' — вторая сопряженная глубина (см. гл. 2).

При больших удельных расходах, пропускаемых через плотину, получаются и большие заглубления водобоя. Глубину их можно уменьшить постановкой гасителей энергии потока, устройством комбинированных колодцев с водобойной стенкой, использовать гашение энергии за счет соударения струй, постановкой растекателей потока (см. гл. 2). Поэтому выбор отметки водобоя является технико-экономической задачей сравнения вариантов. Из условий получения затопленного прыжка в многопролетных плотинах назначается последовательность открытия водопропускных отверстий плотины и других сооружений узла, называемая схемой маневрирования затворами.

Схемы маневрирования затворами могут быть различными, в зависимости от типов затворов, типов подъемников. В гидроузлах среднего напора с многопролетными водосливными плотинами для поднятия затворов используются подвижные козловые краны. Наиболее распространена при этом следующая схема маневрирования.

Если кран на плотине один, то начиная от середины частично поднимается сначала средний затвор, затем поочередно открываются затворы слева, справа от него симметрично с каждой стороны на ту же величину. Когда во всех отверстиях затворы частично подняты, кран в таком же порядке от середины поднимает ступенями затворы еще больше. Ступени поочередного поднятия затвора могут быть различными, обычно $0,2 \div 0,3$ до $0,5$ м. По условиям недопущения подныривания льда под затвор величина его предельного частичного поднятия обычно допускается не более $0,25$ высоты затвора, а из условий вибрации в зависимости от конструкции на $0,5 \div 0,6$ высоты. После этого в такой же последовательности открываются все затворы полностью.

Случаями, требующими наибольшего заглубления водобоя, обычно являются два: первый — когда одно отверстие открыто на первую ступень, остальные закрыты. Уровень воды в нижнем бьефе, или минимальный, соответствует расходу через ГЭС и другие отверстия гидроузла; второй — все затворы, кроме одного, предельно частично подняты, а один — центральный, открыт полностью. Уровень воды в нижнем бьефе соответствует сумме расходов через ГЭС и через все предельно частично открытые отверстия.

Для каждого последующего этапа маневрирования затворами уровень воды в нижнем бьефе принимается по расходу воды для предыдущего этапа маневрирования.

Иногда решается обратная задача — какое должно быть открытие затвора, чтобы при заданной глубине колодца гидравлический прыжок был затоплен.

При наличии в плотине кроме водосливных еще и водосбросных глубинных отверстий они открываются после открытия всех поверхностных отверстий, так

как глубинные водосбросы целесообразнее эксплуатировать при полностью открытых отверстиях. Однако не исключается и частичное открытие, что должно быть предусмотрено конструкцией затвора.

Значительно лучшие условия гашения энергии потока в водобое и растекания потока создаются при использовании для затворов стационарных подъемников, которые применяются обычно при малом (до 5–6) количестве водопропускных отверстий. Они дают возможность равномерно поднимать затворы по всему фронту.

Применение на водосливе опускных затворов также создает лучшие условия для гашения энергии и растекания потока за счет того, что по всему фронту сразу можно равномерно опускать затворы. При необходимости сбрасывать лед все затворы опускаются обычно на глубину 1,5–2,0 м, необходимую для безопасного прохода льдин, а далее опускаются равномерно по мере необходимости.

Устройство наклонных типов водобоя позволяет при глубоких колодцах не заглублять подошву плотины, что может улучшить экономичность решения. Использование гасителей, расположенных на водобойной плите, позволяет уменьшить вторую сопряженную глубину на 7–25% и тем уменьшить глубину колодца (подробнее см. гл. 2).

Расчётами обычно не удастся учесть все факторы, влияющие на гашение энергии потока, режим растекания воды за водобоем. Поэтому для крупных плотин этот вопрос обязательно исследуется в гидравлических лабораториях на пространственных моделях (см. гл. 32) с рассмотрением всех возможных случаев маневрирования затворами.

Толщина водобоя. Как уже отмечалось в гл. 2, в водобое гасится большая часть энергии водного потока, поэтому его конструкции подвержены большим нагрузкам.

Водобой выполняется обычно в виде массивной бетонной плиты. Против истирания поверхности бетона наносами, плавающими телами, разрушения вследствие кавитации применяются особо прочные бетоны или сталебетон, пластбетон (в обычный бетон добавлены синтетические смолы). Толщина высокопрочного материала не менее 0,5 м, а толщина защитного слоя арматуры не менее 20 см. В шве между плотиной и водобойной плитой устраивается гидроизоляционная шпонка (см. рис. 9.1), предохраняющая от выноса грунта из основания. Водобойная плита располагается немного ниже концевой части плотины — носка, что исключает образование обратного уступа при осадке плотины большей осадки водобойной плиты. В конце водобоя устраивают неглубокий зуб на случай оседания начального участка риббермы.

Для снятия фильтрационного давления на плиты водобоя под ними практически всегда устраивают плоский дренаж с обратным фильтром. Профильтрованная вода отводится от дренажа колодцами, с помощью их частично снимается и дефицит давления. Однако часто оказывается целесообразным не делать дренажные колодцы на всей площади водобоя или во всяком случае на участке перед гасителями, в начале водобоя, так как через них могут передаваться пульсационные воздействия на низ водобойной плиты и дренаж, вызываемые донной струей переливающегося через плотину потока.

По водобойным плитам проводятся обычно следующие расчеты: определяют толщину из условий недопущения всплывания, исходя из схем разрезки плиты швами и действующих на них сил армирования, устойчивость на опрокидывание; устойчивость на сдвиг.

Толщину водобоя и его армирование определяют расчетом, она зависит от действующих на него сил, часть из которых теоретиче-

ским путем точно не определяется. Для крупных сооружений силовые воздействия на водобой следует определять лабораторным путем для всех возможных случаев открытия затворов.

Обычно за расчетный случай принимают такой, когда пропускается максимальный паводок, при нем возникает максимальная величина дефицита давления. На осушенных плотинах при паворах 20÷25 м и удельных расходах 40÷45 м³/с толщина водобоя 4÷4,5 м*.

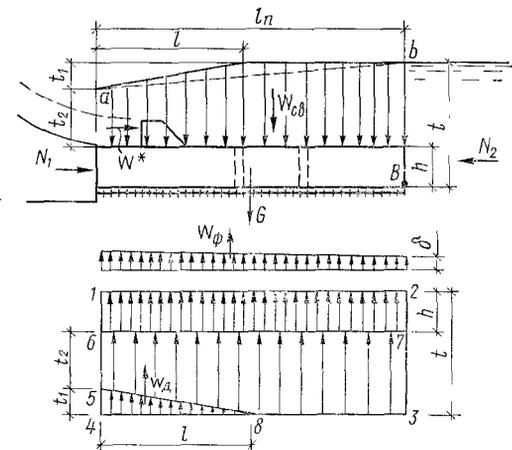


Рис. 9.12. Схема к расчету толщины водобоя

В качестве примера рассмотрим случай, когда водобой имеет схему (рис. 9.12). В зависимости от схемы подземного контура на водобой может действовать фильтрационное противодавление W_{ϕ} .

Ордината δ отражает сопротивление на выходе фильтрационного потока в нижний бьеф.

Снизу на плиту водобоя будет действовать давление, представленное эпюрой 1—2—3—4, равное $W_{\Pi} = tl_{\Pi}\gamma + W_{\phi}$, сверху — давление воды на водобойную плиту $W_{св}$, представленное эпюрой 5—6—7—3—8—5, и вес плиты G . Разность сил

$$W_{\Pi} - W_{св} = W_{В} + W_{Д} + W_{\phi} - G,$$

где $W_{В} = hl_{\Pi}\gamma$ — сила взвешивания бетона водобоя и $W_{Д} = \frac{1}{2} t_1 l \gamma$ — дефицит давления; γ — вес 1 м³ воды.

Линия 5—8 ориентировочно обозначает поверхность воды вальца. Приблизительно $t_1 = (0,6 \div 0,7) (h_2'' - h_1')$, где h_2'' , h_1' — сопряженные глубины прыжка; l — расстояние от начала водобоя до дренажных колодцев. При отсутствии дренажных колодцев $l = l_{\Pi}$. При наличии гасителей, водобойной стенки коэффициент затопления

* Для предварительных расчетов толщину водобойной плиты h можно назначить по эмпирической формуле В. Д. Домбровского $h = 0,15v_1 \sqrt{h_1}$, где v_1 — скорость воды в сжатом сечении, h_1 — толщина струи в сжатом сечении.

прыжка увеличивается, дефицит давления уменьшается. При отсутствии дренажных колодцев дефицит давления резко увеличивается (см. пункт *a—b*).

Условие против всплывания водобоя

$$k_B = \frac{G}{W_B + W_D + W_n + W_\Phi} = \frac{G_{\text{пзв}}}{W_D + W_n + W_\Phi} = \frac{(\gamma_1 - \gamma) h l_n}{W_D + W_n + W_\Phi}, \quad (9.6)$$

где $G = h \gamma_1 l_n$ — вес 1 м водобойной плиты; γ_1 — вес 1 м³ бетона; W_n — пульсационная вертикальная гидродинамическая нагрузка (см. гл. 2). В точках она весьма значительна, но фазы и значения их не совпадают, поэтому среднее пульсационное давление на площадь водобоя составляет 5 ÷ 7% от скоростного напора в сжатом сечении*.

В ряде случаев необходимо учитывать пульсации волн, перекачивающихся через гребень, и изменение значения $W_{\text{св}}$ за счет образования собственных волн на водобое.

Расчет устойчивости против опрокидывания производят сравнением опрокидывающих и удерживающих моментов всех сил относительно низового ребра водобоя B в целом или отдельных его плит.

Армирование водобойной плиты в значительной мере конструктивно. Имея эпюру действующих сил и реакций, можно определить моменты в вертикальных сечениях плиты и по ним подбирать арматуру [57].

Сдвигу сопротивляется сила трения водобойной плиты по основанию.

Плиты водобоя могут быть цельными или разрезными. Шаг разрезки по длине (поперек потока) равен обычно длине секции плиты. При наличии водобойных устройств ширина водобоя (вдоль потока) сокращается до 0,8 от длины прыжка, при отсутствии гасителей она равна 1 ÷ 1,25 длины прыжка.

Гасители энергии потока размещаются на водобойной плите, играют реактивную роль в отношении потока, снижая глубину нижнего бьефа, требующуюся для затопления прыжка (вторую сопряженную глубину), на 10 ÷ 30%, что позволяет существенно повысить отметку водобоя. Виды воздействия их на поток и конструкции приведены в гл. 2, где отмечено, что размеры гасителей и расположение их в плане определяют экспериментальным путем.

Чаще применяют гасители — шашки и пирсы. Весьма ориентировочно сведения о них следующие: их устанавливают на расстоянии (1 ÷ 1,5) $h_{\text{сж}}$ от места формирования сжатой глубины, высота гасителей равна $h = (0,75 \div 1,1) h_{\text{сж}}$ ** , где $h_{\text{сж}}$ — глубина струи в сжатом сечении, ширина шашек и пирсов равна (0,5 ÷ 1,0) h , проме-

* Юдитский Р. А. Определение пульсации нагрузки на плиты водобоя. М. — Л., 1957.

** Ряд авторов рекомендуют в первом приближении принимать высоту гасителей (0,5—0,7) $h_{\text{кр}}$.

жутки между шашками и рядами шашек равны ширине шашки. Шашки, пирсы располагаются в шахматном порядке. Если поток, сливаемый через плотину, несет лед, бревна, то высота гасителей назначается таковой, чтобы не было их повреждения. Общим недостатком этих гасителей является быстрый износ острых и прямых углов, кавитационные разрушения поверхностей (см. более подробно гл. 2). Кавитационные разрушения могут быть уменьшены за счет применения специальных материалов*.

Приемы гашения энергии потока при сопряжении бьефов гидравлическим прыжком в последние годы развиваются по линии изыскания такой конструкции водобоя, его геометрических размеров и форм в плане, которая интенсифицирует процесс гашения энергии, особенно при значительных напорах. К таким работам относятся исследования Г. И. Шишориной** и др.

Гасители испытывают большие гидродинамические нагрузки от потока воды, которые учитываются при расчете крепления гасителей в водобойных плитах, а также при расчете самих плит.

Конструкции рисбермы. Гидравлические условия работы рисбермы освещены в гл. 2. До 30÷40% не погашенной в водобойной части кинетической энергии водного потока, проходящего через плотину, гасится на рисберме.

Рисбермы могут быть горизонтальные и наклонные. В качестве крепления рисбермы используют бетонные и железобетонные плиты, в том числе сборные, как основной тип крепления, ряжи, заполненные камнем, габионы при небольших напорах, каменная наброска и тяжелые фашины. У водобоя располагаются более мощные крепления и в конце — более легкие. Крепления должны быть гибкими, чтобы они следовали деформациям дна и при этом не разрушались.

Все типы креплений укладываются на обратном фильтре и делаются водопроницаемыми. Плиты располагаются с таким расчетом, чтобы сквозных продольных швов не было (рис. 9.14), и соединяются между собой арматурой в единый туюфяк, заанкеренный в водобое или специально сделанный свайный ряд во избежание сползания туюфяка при подмыве его концевой части. Ряжи могут быть и из дерева, если они постоянно под водой, по верху деревянных ряжей делается металлическая обвязка (из швеллера № 30—40). Для усиления каменной наброски рисбермы, которая делается при скорости на рисберме 3,5÷4 м/с, может устраиваться свайный частокорд. Сваи $d=18\div 25$ см забиваются через 1÷2 м в шахматном порядке. Для усиления крепления из каменной наброски могут быть применены тяжелые фашины, укладываемые сплошным рядом. Самостоятельные фашинные крепления применяют при скорости течения до 1,5÷2,5 м/с.

* Гинзбург Ц. Г., Иноземцев Ю. П., Каргалев Б. Г. Кавитационная износостойкость гидротехнического бетона. Л., 1972.

** Шишорина Г. И. О влиянии формы водобойного колодца в плане на процесс гашения избыточной энергии потока. Ташкент, 1970.

Концевой участок рисбермы выполняют чаще в виде ковша (см. рис. 9.3, 9.4, 9.5) с заложением верхового откоса не круче 1:4—1:5. Низовой — размываемый откос должен быть устойчив в строительный период. При отсыпке в ковш камня, гравия можно уменьшить глубину ковша [см. формулу (2.48)] за счет того, что v_{01} для камня, гравия больше, чем для других грунтов. При размы-

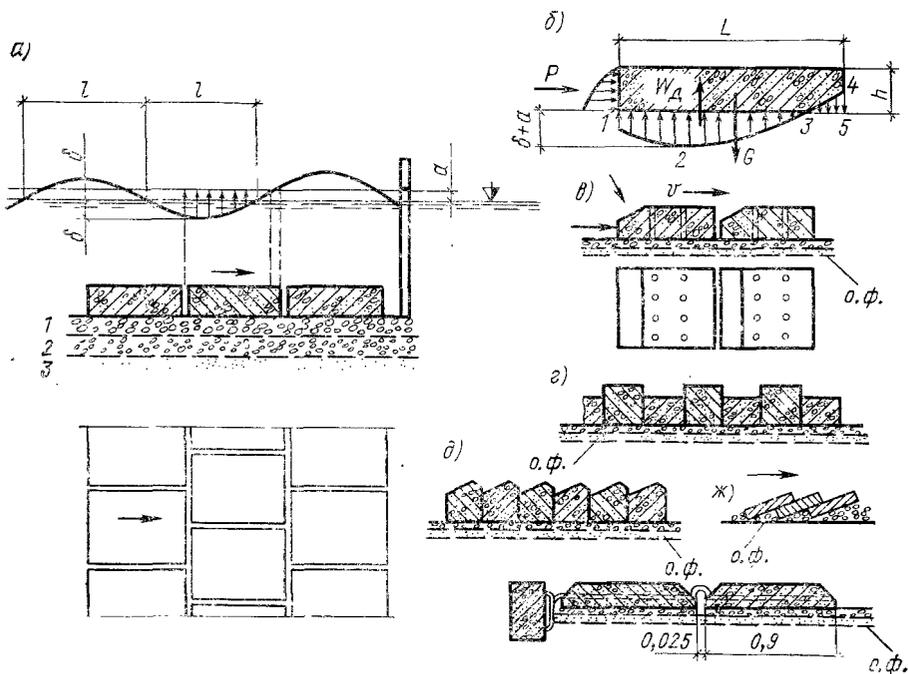


Рис. 9.13. Типы креплений рисбермы:

а — плиты; б — схема силовых воздействий на плиту; в — дырчатые скошенные плиты; г, д — бетонные шероховатые блоки; е — чешуйчатое крепление; ж — железобетонный тюпак; 1 — щебень; 2 — гравий; 3 — песок; ОФ — обратный фильтр

ве низового откоса камень (гравий) сползает в зоны размыва, что приостанавливает дальнейший размыв. Толщина такой отсыпки 1÷4 м и обычно не менее $3d$. Диаметр камня (гравия) d в ковше определяется по скорости в начале горизонтальной площадки (точка В на рис. 9.4) с учетом интенсивности турбулентности потока $v_B = kv_0$, где $v_0 = q/h_p$, $k = 1,5 \div 3,0$. Турбулентность потока (величина k) возрастает при увеличении отношений a_K/h_p , $\eta = h_2/h_c$ и уменьшении длины рисбермы.

Размеры всех видов крепления определяют расчетом с учетом всех действующих сил и с помощью лабораторных исследований. Весьма ориентировочно считают, что на крепление из плоских плит на 1 м длины (поперек течения) действуют две главные силы: мгновенное гидродинамическое давление W_d , выраженное эпюрой

1—2—3—4—5, и гидродинамическое лобовое давление P . Сила W_d определяется по параметрам волны, очертание которой может быть принято по синусоиде. Эпюра отсчитывается от пьезометрической линии, которая располагается выше уровня воды над плитой на величину восстановления кинетической энергии $a \approx 0,5 \frac{v^2}{2g}$, где v — средняя скорость течения воды над плитой. Длина полуволны $l = 2h_k$, где h_k — критическая глубина. Высота полуволны

$$\delta = \frac{1,13z h_k^{4/3}}{x^{4/3}}, \quad (9.7)$$

где z — разность отметок НПУ и поверхности струи в сжатом сечении; x — расстояние от сжатого сечения до рассматриваемой плиты.

Силу P для предварительных расчетов можно принять очерченной по треугольнику и равной $P \approx \frac{1}{2} \gamma \sigma \frac{v^2}{2g} h$, где σ — коэффициент пульсации давления, равный 0,2—0,3; G — вес плиты во взвешенном состоянии в объеме Lh . Коэффициент запаса принимают обычно не менее 1,25. Расчет ведут аналогично расчету плиты водобоя. Следует еще раз отметить условность подобного расчета, так как плиты обычно арматурой связывают между собой, гидродинамические нагрузки зависят от конструкции плит.

Отметка рисбермы назначается из условий беспрепятственного пропуска льда при сбросе минимальных расходов, в период ледостава при минимальных отметках воды в нижнем бьефе $\nabla_{\min}^{\text{нб}}$ глубина воды не должна быть меньше глубины промерзания воды. Непромерзаемый слой воды a над местами выхода фильтрационного потока из дренажных колодцев, фильтрующих швов назначается обычно не менее 1 м, при этом учитывается наибольшая возможная толщина льда δ . Тогда отметка рисбермы

$$\nabla_{\text{рисб}} \leq \nabla_{\min}^{\text{нб}} - (\delta + a). \quad (9.8)$$

Отметка рисбермы назначается обычно на отметке дна реки.

Сопрягающие устройства — это конструкции, с помощью которых плотина примыкает (сопрягается) к различным другим сооружениям гидроузла: зданию ГЭС, шлюзу, рыбоходу, земляной плотине и к берегам.

Сопряжение со зданием ГЭС устраивают с помощью раздельных стен (иногда они называются раздельными устоями), выступающих в сторону верхнего бьефа 10 обычно не более как на длину понура и в сторону нижнего бьефа 7 минимум на длину водобоя. Эти стены разделяют сооружения с различными гидравлическими режимами (рис. 9.14, а). Может оказаться экономически целесообразным делать разные конструкции рисбермы за ГЭС и плотиной, тогда раздельные стены продолжают на всю длину (рис. 9.14, б) рисбермы.

Конструкция раздельной стены зависит от ее назначения: если она только гидравлического назначения, то выполняется тонкой

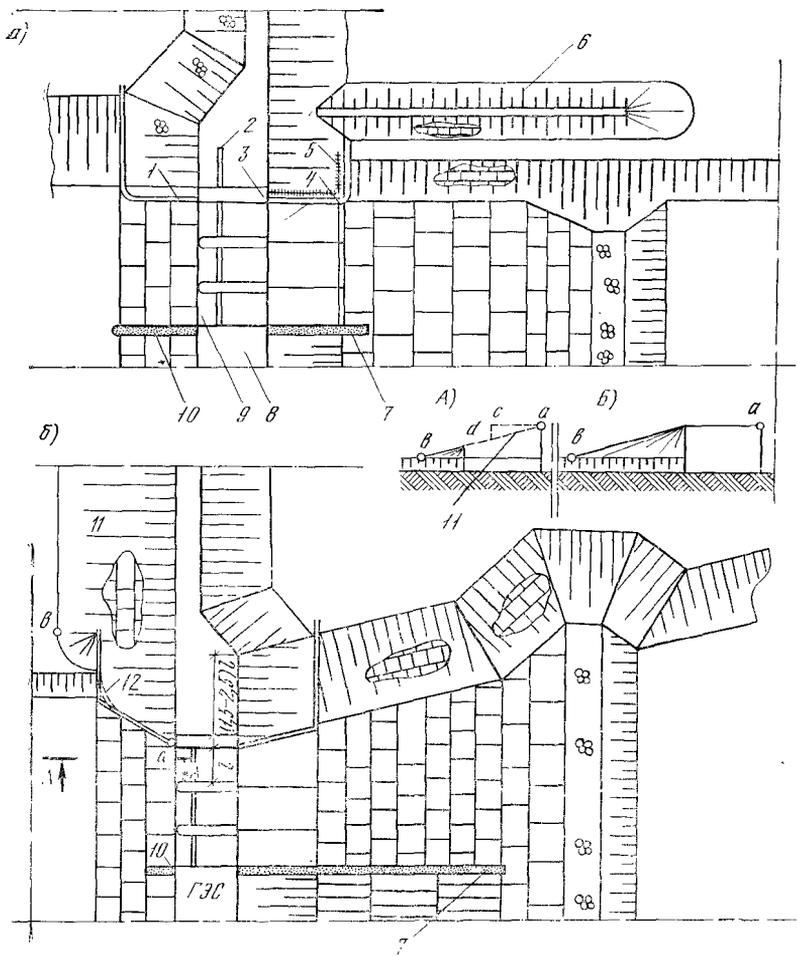


Рис. 9.14. Примеры компоновки сопрягающих сооружений:

a — сопрягающие открылки расположены параллельно потоку; *б* — под углом к потоку; 1, 4 — верховой, низовой сопрягающие открылки; 2 — шпора; 3 — устьей; 5 — дренаж за устоем; 6 — раздельная дамба; 7 — низовая раздельная стенка; 8 — ГЭС; 9 — плотина; 10 — верховая раздельная стенка; 11 — откос плотины; 12 — скругление стенки (как вариант); А — ныряющий верховой открылок; Б — высокий верховой открылок (как вариант) — вид по А—А

бетонной или железобетонной монолитной прямоугольного сечения. При размещении на них высоковольтных линий электропередачи стены делают ячеистой конструкции.

Сопряжение водосливной плотины с земляной или с берегом осуществляется с помощью устоев (см. § 3.6) и сопрягающих открылков (см. рис. 3.30) различной формы, обеспечивающей наилучший гидравлический режим примыкающего пролета водослива.

Как видно из § 3.6, устой и открылки одновременно регулируют обходную фильтрацию. Устой и открылки имеют форму подпорной

стенки. В устой располагаются пазы для затвора, поэтому он воспринимает нагрузку, действующую в двух направлениях: поперек потока от действия грунта насыпки и обходного фильтрационного потока, проходящего за устоем, а также гидростатического давления воды и вдоль потока — от гидростатического и волнового давлений воды верхнего бьефа.

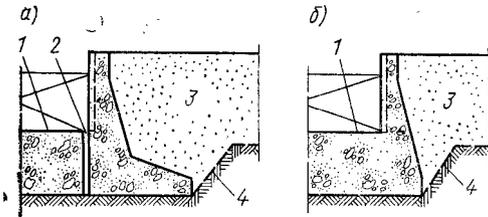


Рис. 9.15. Схемы разрезки устоя:

а — устой отделен от плотины; *б* — устой соединен с водосливым пролетом; 1 — гребень водослива; 2 — конструктивный шов; 3 — тело земляной плотины (обратная насыпка); 4 — контур котлована

Учитывая разный характер нагрузок, действующих на плотину и устой, а от этого и возможные разные деформации, целесообразно объединять устой и водосливную часть плотины в единую конструкцию (рис. 9.15, *б*). В случае скального основания или плотного гравелисто-песчаного возможно отделение устоя от плотины конструктивным швом (рис. 9.15, *а*).

Участок земляной плотины, берега, примыкающего к водосливной плотине, делается в виде уширенной площадки, чтобы обеспечить выезд крана с плотины, производство ремонтных работ по затворам и размещения шандорохранилиц.

Длина этой площадки равна $1,5 \div 2,5$ длинам водосливных пролетов (см. рис. 9.14, *а, б*).

Верховые сопрягающие открылки могут иметь в плане различную форму. В вертикальной плоскости их устраивают в большинстве случаев постоянной высоты — высокими (линия *а—d*, см. рис. 3.30, *а, в, г, е*) или «ныряющими» (см. рис. 3.1, *а*). Как показывают исследования, форма открылков в плане, а также в вертикальной плоскости для плотин среднего напора незначительно (на $3 \div 4\%$) влияет на пропускную способность прилегающего к устью пролета плотины. Для плотин низкого напора следует выбирать стенки с криволинейными очертаниями в плане, дающими более плавное движение воды на входе (см. рис. 9.14, *б*).

Ныряющие стенки, верх которых очерчен по откосу плотины (см. рис. 9.14, *б*), создают большие скорости движения воды на откосах плотины и крепление их приходится усиливать, они менее

благоприятны в отношении обходной фильтрации — приходится делать шпоры, но отличаются от высоких стенок меньшей стоимостью. Скорость течения воды на откосе сопрягаемого сооружения (берега) при ныряющей стенке можно значительно уменьшить путем устройства небольшой длины надстройки, равной примерно напору на гребне ($a-c-d$, рис. 9.14, А).

В плане верховые и низовые открылки делают или в одной плоскости с устоем (см. рис. 9.14, а) или под углом $6 \div 12^\circ$ (см. рис.

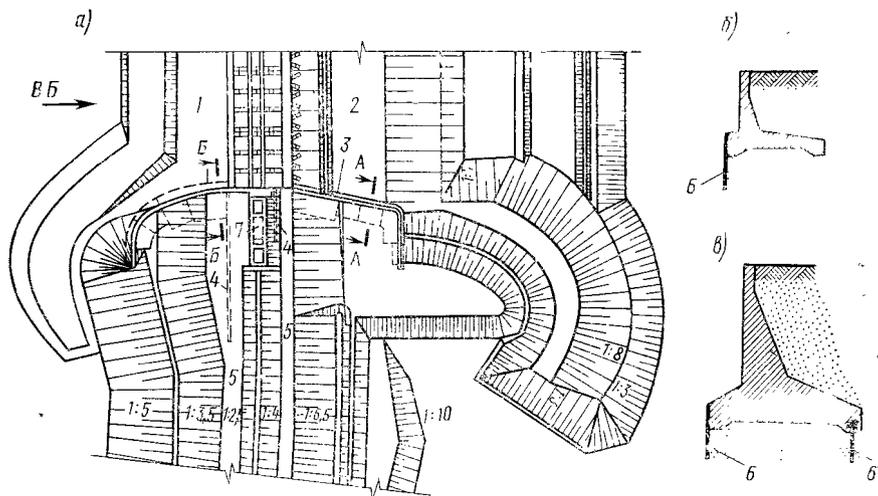


Рис. 9.16. Сопряжение бетонной плотины с земляной на Цимлянском гидроузле:

a — план; b — разрез по А—А; $в$ — разрез по Б—Б; 1 — понур; 2 — водобой; 3 — сопрягающие открылки; 4 — шпора; 5 — шоссеяная дорога; 6 — шпунты; 7 — затворохранилище

9.14, б). Расширение участка входа потока благоприятно сказывается на распределении расхода на водосливе. Уширение в нижнем бьефе на угол растекания потока (до 12°) уменьшает удельные расходы потока на входе на рисберму и улучшает условия гашения энергии потока в водобое.

При наличии ковша сопряжение его с берегом может быть осуществлено по двум схемам: когда боковые откосы ковша по ширине входят в зону рисбермы и не входят в зону рисбермы. Первое решение упрощает сопряжение откоса с береговой частью, но ухудшает гидравлику потока на концевой части рисбермы; второе дает лучшее растекание потока в ковшевой части, но осложняет сопряжение откоса с берегом, особенно если нужны отдельные дамбы.

Раздельные дамбы (см. рис. 9.14, а) приходится делать, когда отметка максимального уровня воды в нижнем бьефе выше отметки берега и создается угроза размыва грунта берега и низового откоса земляной плотины. Можно избежать устройства раздельной

дамбы, если, например, каменной наброской укрепить поверхность грунта берега и откоса земляной плотины. Зоны крепления определяются на гидравлических моделях.

На рис. 9.14 показаны принципиальные схемы компоновки сопрягающих сооружений. На практике обычно они имеют более сложную геометрическую форму, как, например, на Цимлянской плотине на Дону (рис. 9.16).

Фильтрация воды в обход сопрягающих сооружений регулируется шпунтовыми противофильтрационными стенками, идущими под плотиной и которые продолжаются под фундаментами верхних сопрягающих открылков на длину понура и под шпорой. Соединение плотины со шпорой осуществляется гибкой шпонкой (рис. 9.17, в).

На рис. 9.17 шпора показана как продолжение шпунтовой завесы под плотиной.

Под низовым сопрягающим открылком шпунтовые противофильтрационные завесы устраивают при наличии в береговых склонах или основании земляной примыкающей плотины сильно фильтрующих пластов и прослоев. При отсутствии шпунтовых завес под верхними сопрягающими открылками понур следует заводить за стены открылка и устоя на ширину (вдоль потока) понура.

Для снятия фильтрационного напора на сопрягающие сооружения обычно за низовыми открылками устраивают дренажи с отводом воды под минимальный уровень нижнего бьефа (см. рис. 3.30, а).

Фильтрационная прочность грунта обратной засыпки устоя. На контакте грунта обратной засыпки с бетоном устоя возможно наличие случайных облегченных ходов фильтрации за счет несовершенных расчетов по деформации устоя при изменении нагрузки, температуры, разрыхления грунта или недоуплотнения в отдельных местах контакта, оставления опалубки и т. п. Поэтому здесь

также целесообразно предусматривать мероприятия, исключающие образование облегченных ходов фильтрации воды, см. гл. 3.

Струенаправляющие сооружения. Когда недостаточно по гидравлическим условиям только верхних открылков, устраивают специальные струенаправляющие сооружения, направляющие поток ортогонально фронту водослива. Это дает возможность избежать снижения пропускной способности водослива из-за косо́го подхода. Струенаправляющие сооружения обычно выполняются в виде земляных дамб криволинейного очертания в плане (см. рис. 9.16).

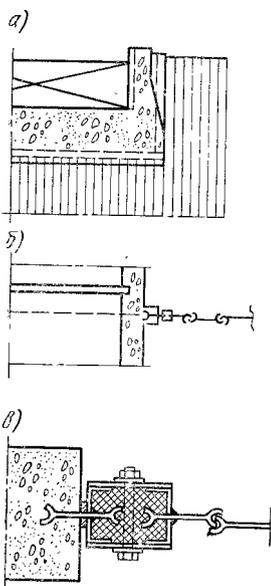


Рис. 9.17. Сопряжение диафрагмы (шпоры) с устоем:

а — профиль устоя и примыкающие к нему шпунтовые завесы и шпоры; б — расположение шпоры — вид сверху; в — битумная шпонка

Специальные струенаправляющие сооружения важны для низконапорных плотин, где скорости подхода потока к плотине значительные, для плотин среднего напора они не имеют существенного значения.

Статические расчеты сопрягающих сооружений. Сопрягающие сооружения представляют собой подпорные стенки. В продольном направлении стенки через 20- 40 м разрезаются температурно-осадочными швами, в которых устраивают гидроизоляционные шпонки. Высота стенок может быть малой — до 5 м, средней — до 20 м и высокой — более 20 м. Есть примеры, когда на построенных гидроузлах строительная высота стенок более 50 м.

Наиболее распространенными являются массивные бетонные сооружения, как наиболее простые в изготовлении, затем железобетонные.

Существует много предложений по сборным конструкциям стенок. Нашли применение конструкции Гипроречтранс, Гидропроекта (предложение В. И. Станкевича) с предварительным натяжением арматуры, сборно-монолитные ячеистые конструкции [75].

§ 9.5. КОНСТРУКЦИИ БЫКОВ

Толщина быка зависит от конструкций затворов и размеров перекрываемых водосливных отверстий, размеров и конструкций расположенных на них мостов, подъемников. Ориентировочно толщину неразрезного быка можно назначить по графику (рис. 9.18), где H — напор на гребне водослива.

Неразрезной бык тоньше на 1—1,5 м, чем суммарная толщина двух смежных полубыков при разрезке быка швом, за счет того, что суженная пазами часть обычно не тоньше 1—1,5 м (рис. 9.19). Минимальная конструктивная толщина неразрезанного быка равна 2—2,5 м и при отсутствии пазов — 1 м при небольших (до 5 м) напорах на гребне водослива. Обычно монолитные — неразрезные быки удается делать бетонными с конструктивной арматурой. Это позволяет выполнять быки в плитах-оболочках или сборно-монолитными. При разрезке быка швом получается более сложная работа конструкции с заметным влиянием крутящего момента за счет несимметричности приложения основной нагрузки, что приводит к сильному его армированию.

Головная часть быка (полубыков) делается легкообтекаемой формы в плане, а при наличии ледохода имеет заостренную форму.

В зависимости от конструкции затвора часть быка приходится поднимать в виде выступа для подвески затвора. На рис. 9.20 приведены схемы верха быка для плоского затвора при постоянных и подвижных подъемниках.

Поднятый из условий пропускa максимального расхода воды рабочий затвор показан положением B , поднятый в транспортное положение — B . Из сопоставления схем b и $в$ видно, что наличие среза части выступа быка (схема $в$) позволяет уменьшить высоту дорогостоящего крана.

Статические расчеты быка. Расчеты устойчивости и прочности быков (полубыков) ведется для следующих видов основных нагрузок: в строительный период — действие собственного веса, мостов, подвижных нагрузок и их тормозных усилий. Эти

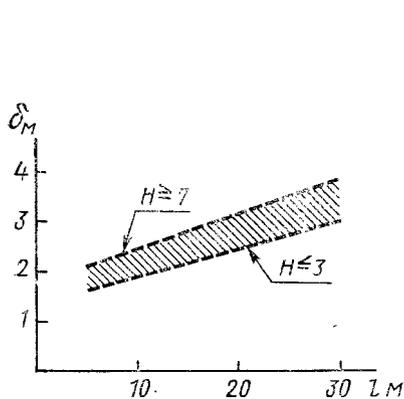


Рис. 9.18. Зависимость толщины быка δ от ширины водосливного пролета l при плоских затворах

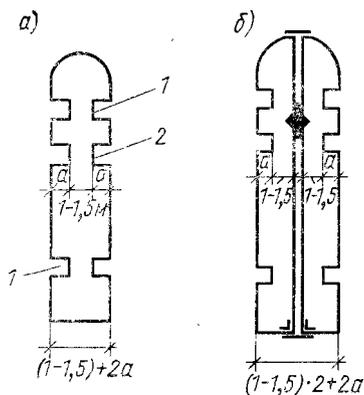


Рис. 9.19. Схемы быков:

a — неразрезных; $б$ — разрезных; 1 — паз а. р. з. (аварийно-ремонтного затвора); 2 — паз р. з. (ремонтного затвора)

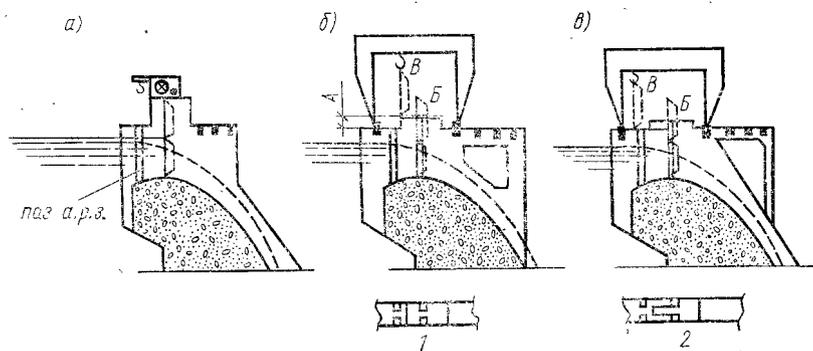


Рис. 9.20. Схема верха быка:

a — при стационарных подъемниках; $б, в$ — при подвижных кранах; 1 — сплошной выступ; 2 — резной выступ

нагрузки дают неравномерное сжатие быка, особенно если он отрезан от фундаментной плиты; в эксплуатационный период — действие на бык (полубык) гидростатического давления W_2 и давления, передающегося от затвора W_1 , давления воды со стороны нижнего бьефа W_3 (рис. 9.21), бокового давления W_4 от начала быка до вертикальной шпонки; в период ремонта, когда один пролет закрыт аварийными затворами, а через соседний пропускается расход при максимальной отметке воды верхнего бьефа. Создается одно-

стороннее боковое гидростатическое давление на бык. Принимается наиболее невыгодное возможное сочетание нагрузок. Например, при расчете на боковые нагрузки принимается ремонтный случай и тормозные усилия подвижного состава.

Расчет быков, полубыков на боковые нагрузки рекомендуется производить как расчет консольной плиты, заделанной в фундаментную плиту и связанную между собой горизонтальными стержнями — шарнирами [57, 126].

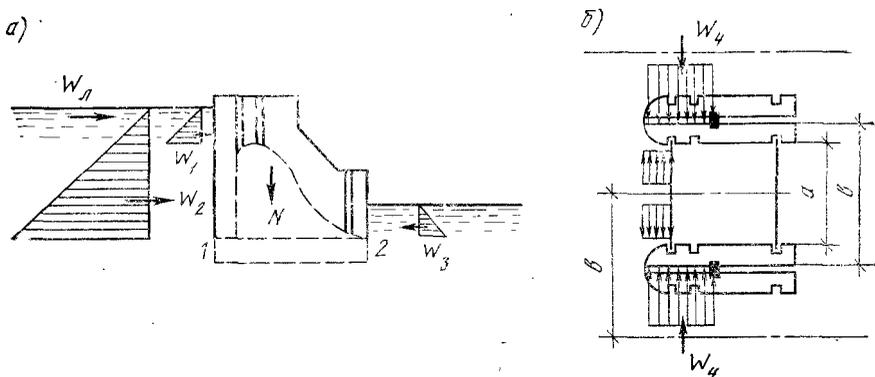


Рис. 9.21. Схема к расчету полубыка:
а — вид сбоку; б — план (опущены а. р. з.)

При расчете на опорное давление затворов как консольных плит, заделанных в фундаментную плиту и связанных между собой также системой шарниров, возможно пользоваться и методом перекрестных балок [57]. Эти методы несовершенные, в каждом конкретном случае возможно использование методов, более полно раскрывающих работу конструкции.

Из условий напряженного состояния верхняя часть быка может быть сделана пустотелой, как это осуществлено на Волжской плотине.

Весьма значительные нагрузки передаются на бетон через закладные части, на которые опирается затвор. Они могут вызвать скалывание угла паза, поэтому участок ниже рабочего затвора на длине около 3—5 глубин паза армируется. Выступ между аварийным затвором и рабочим рассчитывается как короткая консоль.

§ 9.6. РАСЧЕТЫ ОБЩЕЙ ПРОЧНОСТИ ПЛОТИНЫ

При работе плотины учитываются наиболее невыгодные сочетания нагрузок, в том числе нагрузки строительного периода.

Предлагается следующий порядок сбора нагрузок: для песчаных грунтов эпюра контактных напряжений под каждым элементом сооружения в строительный период суммируется с напряжениями, полученными после омоноличивания; для глинистых основа-

ний контактные напряжения определяются так же, но с учетом перераспределения их по времени.

Для уменьшения напряжения в строительный период в фундаментной плите от веса полубыков целесообразно возводить их отдельно от плиты и затем соединить омоноличиванием.

В зависимости от особенностей конструкции секции плотины могут быть предложены различные методы ее расчета. Но все они приближенные, так как в них вносятся условности и погрешности. В качестве возможного метода используем расчет фундаментной плиты, приведенный в [57, 124] для двухпролетной секции. Секция плотины принимается абсолютно жестким массивом по отношению к грунту основания. Кроме общего изгиба в фундаментной плите возникает местный изгиб на площади $k'-n'-m'-o'$, $m-o-k-n$, и если принять сечение (рис. 9.22, а) за место жесткой заделки, то и на площади $c'-a'-d'-b'$, $d-b-c-d$.

Расчет фундаментной плиты на местный изгиб можно выполнить как для плиты, опертой по трем сторонам и имеющей свободный край со стороны верхнего бьефа $k'-m'$, $m-k$ и $a'-b'$, $b-a$ — со стороны нижнего бьефа. Плита подвержена воздействию следующих сил: реакции основания, собственного веса, давлению воды сверху, фильтрационному давлению снизу.

Задачу можно решить методом перекрестных балок с приравниванием прогибов одной центральной поперечной консоли 1—1 (рис. 9.22, в). Продольные балки, на которые условно делится плита, жестко заделаны в промежуточном быке и свободно оперты в местах примыкания к полубыкам (рис. 9.22, г). Из рассмотрения эпюр реакции грунта на подошву плиты (рис. 9.22, а, б) видно, что в продольном направлении для каждой балки по ее длине нагрузка $P_{\delta i}$ постоянная, а в поперечном направлении вдоль консоли $P_{\kappa i}$ — переменная. Суммарная нагрузка $P_i = P_{\delta i} + P_{\kappa i}$. При проверке напряжения по пролетному сечению продольной балки принимается момент в месте примыкания к полубыку, равный не более 40% значения момента в балке у быка. Если в расчете устойчивости на сдвиг учитывается срез в плоскости 2—2 — между зубьями, то в расчет фундаментной плиты вводится сила T_z , равная силе сцепления на площади между зубьями.

Расчет фундаментной плиты и быков на их совместную работу в поперечном (вдоль потока) направлении производится из соображений, что конструкция в целом испытывает растяжение в нижней части фундаментной плиты, поэтому иногда этот расчет называют расчетом плотины на общий изгиб.

В расчете на общий изгиб должны учитываться усилия, полученные при расчете элементов фундаментной плиты на местный изгиб. Этот учет может быть сделан различными методами, известными в строительной механике. По первому из них исключаются («вырезаются») из конструкции элементы, подверженные местному изгибу, а взамен их по контуру к «оставшейся» конструкции прикладывают действующие усилия. По второму методу учитывают все силы без мысленной вырезки. Оба метода дают достаточно точные

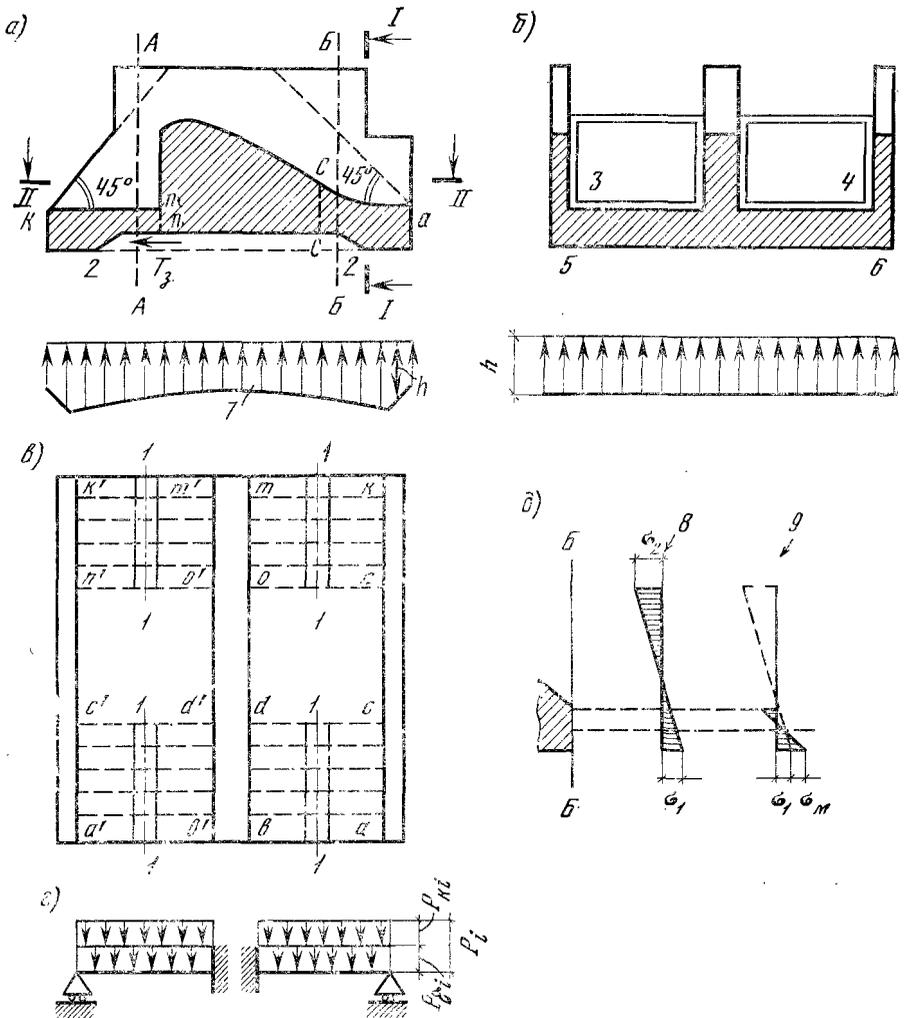


Рис. 9.22. Схема к расчету секции плотины с высоким порогом в поперечном направлении:

a — поперечный разрез; *б* — продольный разрез по секции; *в* — сечение горизонтальной плоскости; *г* — схема расчета балок в продольном направлении; *д* — схема напряжений в сечении *Б-Б*; *7* — эпюра нагрузки на грунт; *8, 9* — напряжение в быке, в плите

результаты, но по второму нагляднее представляется работа конструкции.

Принцип расчета по второму методу заключается в следующем. Слева от места заделки консольной плиты в верховой части $n-n$ и в низовой части справа от условного места заделки плиты $c-c$ в сечениях $A-A$ и $B-B$ действуют изгибающие моменты от местного изгиба M_M . Сумма моментов всех внешних сил $M_{вн}$ в сечениях, в том числе и фильтрационного давления, должна быть равна сумме моментов общего и местного изгибов

$$M_{вн} = M_{общ} + M_M; \quad (9.9)$$

$$M_{общ} = M_{вн} - M_M. \quad (9.10)$$

Этим сохраняется условие равенства момента внешних сил и момента внутренних нормальных напряжений. По формуле внецентренного сжатия можно определить суммарные напряжения σ_1 и σ_2 в любых сечениях $A-A$, $B-B$ быков, полубыков и плиты с учетом напряжений местного изгиба σ_M (рис. 9.22, d).

При расчете прочности быков, полубыков в продольном направлении в растянутой их зоне методами сопротивления материалов нельзя в сечениях, близким к торцам, вводить их полную высоту. Как показывают исследования, высоту их следует ограничить плоскостями, проведенными под углом 45° к горизонтали — рис. 9.22, a . Определение сжимающих напряжений в горизонтальных сечениях быков, полубыков производится по их действительному сечению от собственного веса и других вертикальных нагрузок. Для быков и полубыков требуется определение главных напряжений, особенно на участках в нижнем бьефе.

При наличии анкерного понура его действие на фундаментную плиту учитывается аналогично учету усилий от зуба.

Расчет секций плотин в продольном направлении является по существу расчетом фундаментной плиты на действие всех сил в наиболее неблагоприятном их сочетании и существенно зависит от конструкции плотины.

Расчет секции плотины с высоким водосливным порогом при наличии конструктивного шва между быками и водосливом (рис. 9.22, b) производится на общий изгиб и местный изгиб фундаментной плиты на участках между быками, полубыками в верхнем и нижнем бьефах. Учет напряжений местного изгиба производится теми же способами, что и при расчете в поперечном направлении.

Общий изгиб фундаментной плиты вызывается действием следующих вертикальных сил: собственным весом, весом быков, полубыков и водослива, давлением и противодавлением воды, реакцией грунта основания. Растяжение от этих сил обычно возникает в верхних волокнах фундаментной плиты из-за преобладания момента веса крайних полубыков. Общий изгибающий момент $M_{вн}$ определяется для всего сечения плиты, например на рис. 9.22, b это сечение 3—4—6—5; расчетный момент для всего сечения плиты полу-

чается вычитанием из общего момента $M_{\text{вн}}$ момента от местного изгиба $M_{\text{м}}$ по формуле (9.10). Этот момент $M_{\text{общ}}$ является моментом от общего изгиба для всего сечения. Напряжения в сечениях плиты σ определяются суммированием напряжений от местного и общего изгиба.

Расчет секции с низким водосливным порогом производится в предположении совместной работы плиты и низкого порога (рис. 9.23). Реакция грунта неравномерна вследствие значительной гибкости фундаментной плиты. Эпюры реакции грунта P

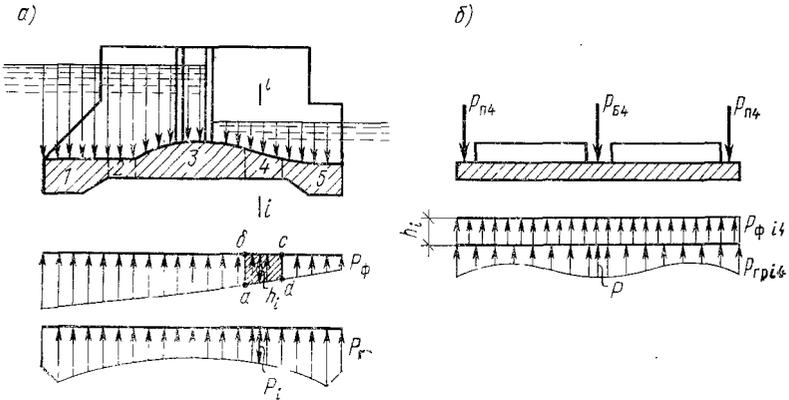


Рис. 9.23. Схема к расчету фундамента секции плотины с низким порогом в продольном направлении:

a — поперечный разрез; *б* — продольный разрез по полосе 4

определяются расчетом фундаментов на упругом основании. При значительных продольных размерах секции можно определять эпюры реакции грунта методом расчета балок на упругом основании [124, 126, 57]. Приближенный метод расчета заключается в следующем: фундаментная плита условно делится на полосы, например 1, 2, 3, 4, 5. Каждая полоса рассматривается как самостоятельный элемент, на который действуют снизу фильтрационное противодействие P_{ϕ} , реакция грунта основания $P_{гр}$, сверху — пригрузка водой, собственный вес секции. Для каждой полосы реакции грунта основания разные. Например, для любого сечения $i-i$ полосы 4 эпюра реакции основания будет в виде симметричной фигуры.

§ 9.7. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЯ И УСТОЙЧИВОСТИ ПЛОТИНЫ ПРОТИВ СДВИГА

В соответствии с положениями СНиП II-16—76 основания рассчитываются по двум группам предельных состояний: по первой группе — по несущей способности, по второй группе — по деформа-

циям (осадкам, прогибам и пр.). Оценка наступления предельного состояния производится из условия

$$p_c N \leq \frac{m}{k_H} R. \quad (9.11)$$

Общие понятия о несущей способности основания и предельном равновесии сооружения на нескальном основании. На рис. 9.24 показана фундаментная плита плотины, на которую действуют вертикальные σ и сдвигающие τ нагрузки, отнесенные к единице площади подошвы сооружения. Под действием нагрузок, переда-

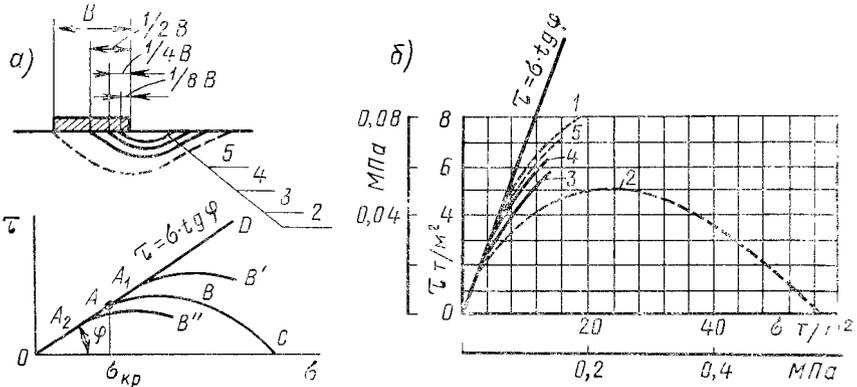


Рис. 9.24. Кривые сдвига:

a — при предельном равновесии; *б* — для модели на пылеватых песках; 1 — по экспериментам; 2 — глубокий сдвиг; 3, 4, 5 — сдвиг с частью основания, $B=1,75$ м, $\varphi=34^\circ$, $\text{tg } \varphi=0,67$, $\gamma=1$ т/м³

ваемых плотиной в нескальном основании, возникают пластические деформации. При относительно малых нагрузках деформации занимают поверхность основания и небольшие красные зоны (рис. 9.25, *a*—1). По мере роста нагрузок деформации захватывают все большие области грунта в глубину. При некоторой, так называемой критической, нагрузке $\sigma_{кр}$ возникает течение грунта в этих областях и выпирание его из-под всего фундамента (кривая *ABC* на рис. 9.24, *a*), следствием чего может явиться потеря сооружением равновесия.

В соответствии с этими понятиями о деформации грунта основания производятся расчеты устойчивости «жестких» конструкций сооружений на сдвиг на три возможные формы сдвига: 1 — плоский сдвиг, когда сооружение сдвигается непосредственно по поверхности опирания или условной — расчетной поверхности *I—I* (рис. 9.25, *a*, все силы относят к этой плоскости, за исключением отпора грунта со стороны нижнего бьефа); 2 — смешанный сдвиг, когда на части площади опирания сдвиг происходит непосредственно по поверхности *A—B*, на остальной части с выпором грунта *B—C—D* (рис. 9.25, *б*); 3 — глубокий сдвиг, при котором выпор грунта охватывает всю подошву фундамента (рис. 9.25, *в*). В случае 2 и 3 происходит потеря несущей способности основания.

Зависимость между σ и τ , характеризующая предельное равновесие несвязного основания, изображается кривой $OABC$ (см. рис. 9.24, *а*). При плоском сдвиге она выражается уравнением Кулона $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi$, т. е. прямой OAD , затем кривой ABC , для выражения которой предложены разные функции (наиболее простая — синусоидальная функция

$$\tau = A\sigma \sin \omega = A\sigma \sin \frac{\pi}{a}).$$

Положение кривой $OABC$ зависит от размеров пластических деформаций и эксцентриситета нагрузки (возможны кривые OA_1B' или OA_2B''). При приложении равнодействующей вертикальной нагрузки близко к верховой грани кривая скольжения лежит наиболее глубоко (линия 2 на рис. 9.24, *б*), а кривая предельного равновесия — наиболее низко. По мере продвижения равнодействующей к низовой грани область пластических деформаций уменьшается (2, 3, 4 — рис. 9.24. *б*), и прочность основания увеличивается.

Нормальные напряжения σ допускается определять в любой точке подошвы по гипотезе линейного их распределения.

Расчеты устойчивости сооружений по схеме плоского сдвига оказываются достоверными, если при песчаных, крупнообломочных, твердых, полутвердых глинистых основаниях выполняется условие

$$N_{\sigma} = \frac{\sigma_{\max}}{B\gamma_r} < B, \quad (9.12)$$

где σ_{\max} — максимальное нормальное напряжение в угловой точке подошвы плотины; B — ширина подошвы фундамента, параллельная направлению сдвигающей силы; γ_r — вес 1 м^3 грунта под водой с учетом взвешивания; B — критерий, определяемый опытным путем, ориентировочно равный 1 для песков с $D > 0,665$ и 3 — для всех прочих грунтов, D — степень плотности,

$$D = \frac{\epsilon_{\max} - \epsilon}{\epsilon_{\max} - \epsilon_{\min}};$$

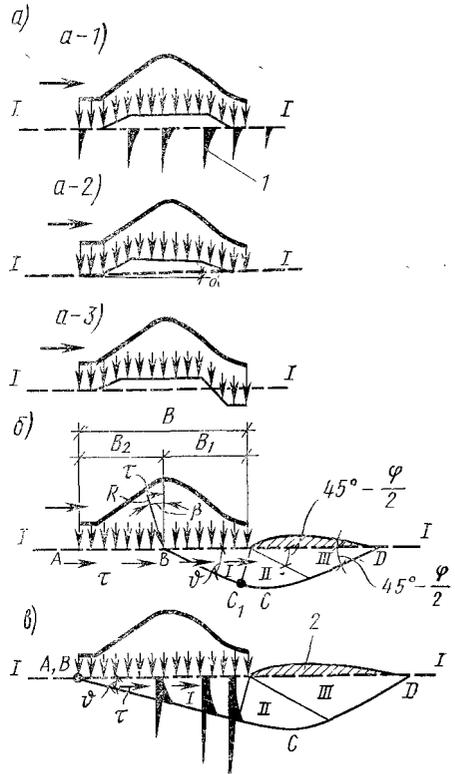


Рис. 9.25. Расчетные плоскости скольжения:

а — 1 — при одинаковой глубине зубьев; *а* — 2 — верховой зуб глубже низового; *а* — 3 — низовой зуб глубже верхового; *б* — смешанный сдвиг; *б* — глубинный сдвиг; 1 — пластические деформации сдвига; 2 — область выпора

ε_{\max} , ε_{\min} — коэффициент пористости песка соответственно при самом рыхлом, самом плотном состоянии; ε — для природного сложения.

Для песков в рыхлом состоянии $D=0-0,33$, для средней плотности $D=0,33-0,67$, для плотных песков $D=0,67-1,0$.

При поступательной форме сдвига и горизонтальной плоскости скольжения сопротивляемость основания сдвигу R и сдвигающие силы Q могут быть выражены формулами:

$$R = R_t = (\Sigma V - \Sigma W_{\phi}) \operatorname{tg} \varphi_p + m_1 W_{\Pi} + FC_p; \quad (9.13)$$

$$Q = \Sigma T_{\text{в}} + W_a - \Sigma T_{\text{н}}. \quad (9.14)$$

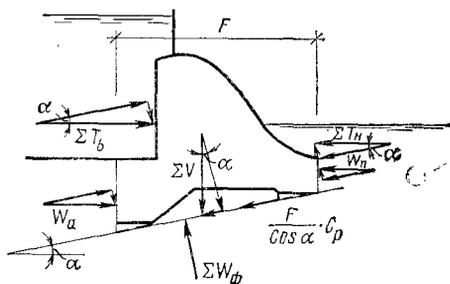


Рис. 9.26. Схема к расчету устойчивости плотины при наклонной плоскости сдвига

Тогда сдвигающая сила из условий первой группы предельного состояния будет равна:

$$Q = \frac{Rm}{k_n n_c}, \quad (9.15)$$

или

$$k_n = \frac{Rm}{Qn_c} = \frac{[(\Sigma V - \Sigma W_{\phi}) \operatorname{tg} \varphi_p + m_1 W_{\Pi} + FC_p] m}{(\Sigma T_{\text{в}} + W_a - \Sigma T_{\text{н}}) n_c},$$

где ΣV — сумма расчетных нагрузок, действующих сверху вниз; ΣW_{ϕ} — противодействие воды, действующее ортогонально расчетной плоскости; $f = \operatorname{tg} \varphi_p$ — расчетный коэффициент трения бетона плотины по грунту основания или грунта основания, налипшего на подошву плотины, принимается в расчет меньшее значение; m_1 — коэффициент условий работы, зависящий от изменения величины пассивного давления грунта W_{Π} со стороны низовой грани сооружения, от величины горизонтального перемещения сооружения, ориентировочно $m_1 \approx 0,7$; F и C_p — горизонтальная проекция площади подошвы плотины и расчетная величина удельного сцепления; $\Sigma T_{\text{в}}$ и $\Sigma T_{\text{н}}$ — сумма расчетных значений сдвигающих сил, действующих со стороны верхнего и нижнего бьефов, за исключением давления грунта; W_a — расчетное значение активного давления грунта с верховой стороны; W_{Π} — расчетное суммарное значение пассивного давления с низовой стороны.

При наклонной расчетной плоскости сдвига (рис. 9.25, а—2) в сторону верхнего бьефа, устойчивость плотины возрастет по сравнению со случаем горизонтальной подошвы. В расчете все силы

проектируются на наклонную под углом α расчетную плоскость. Тогда в соответствии с рис. 9.26 получим формулу, аналогичную формуле (9.15):

$$Q = \frac{\Sigma V (\sin \alpha n_c k_n + \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_p m) + (m_1 W_{II} \cos \alpha + \frac{F}{\cos \alpha} C_p - \Sigma W_{\Phi} \operatorname{tg} \varphi_p) m}{k_n n_c \cos \alpha - \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi_p m} \quad (9.16)$$

или

$$k_n = \frac{\left\{ [\Sigma V \cos \alpha (\Sigma T_B + W_a - \Sigma T_H - W_{II}) \sin \alpha - \Sigma W_{\Phi}] \operatorname{tg} \varphi_p + m_1 W_{II} \cos \alpha + \right.}{\left. [(\Sigma T_B + W_a - \Sigma T_H - W_{II}) \cos \alpha - \Sigma V \sin \alpha] n_c + \frac{F}{\cos \alpha} C_p \right\} m}$$

Если основание сложено из глинистых грунтов любой консистенции, то плоский сдвиг возможен, если выполняются дополнительно к первому [формула (9.12)] еще два условия, а именно:

$$\operatorname{tg} \psi_p = \operatorname{tg} \varphi_p + \frac{C_p}{\sigma_{cp}} \geq 0,45, \quad (9.17)$$

$$C = \frac{k_{cp}(1 + \varepsilon) T_0}{a \gamma h_0^2} \geq 4, \quad (9.18)$$

где $\operatorname{tg} \psi$ — расчетный коэффициент сдвига; $\sigma_{cp} = \frac{\Sigma V - \Sigma W_{\Phi}}{BL}$;

L — длина расчетного участка (поперек реки); γ — вес единицы объема воды, обычно равен 1; k_{cp} — средний коэффициент надежности; h_0 — условная толщина консолидируемого слоя, для однородных оснований $h_0 \approx B$; a — коэффициент уплотнения; T_0 — длительность возведения сооружения.

Расчет устойчивости плотины при сдвиге с частью основания. При невыполнении приведенных выше условий — формул (9.12), (9.17) плотина на сдвиг на однородных основаниях проверяется по схеме смешанного сдвига (см. рис. 9.25, б).

Сопrotivляемость основания сдвигу складывается из сопротивляемостей на участках плоского сдвига B_2 и с выпором B_1 . При отсутствии эксцентриситета в приложении нагрузки или при эксцентриситете в сторону верхнего бьефа

$$R = [(\sigma \operatorname{tg} \varphi_p + C_p) B_2 + \tau_{np} B_1] L. \quad (9.19)$$

Предельное касательное напряжение τ_{np} на участке B_1 определяется из предположения, что область сдвига B_1CD разделена на зону активного напряженного состояния I , зону радиальных сдвигов II и зону пассивного напряженного состояния III .

Теоретические решения задачи по отысканию начала области сдвига — точки B , характера кривой сложны для их использования

на практике, поэтому применяют приближенные методы и разрабатывают методы решения задачи с помощью ЭВМ.

Например, в методе ВНИИГа для однородного основания определяется связь между углом β наклона равнодействующей R к вертикали и углом ν наклона прямой BC_1 области предельного равновесия. По найденному значению ν определяют все необходимые размеры области выпора.

Задаются несколькими значениями $\beta = 0^\circ, 5^\circ$ и т. д., для каждого из них определяется $R_{пр}$, при которой наступает предельное равновесие. По величине $R_{пр}$ для каждой области выпора определяют расчетные нормальные и касательные напряжения $\sigma_{пр.р}$ и $\tau_{пр.р}$. Строится график (рис. 9.27), на который наносится точка с действительными значениями σ_g и τ_g и определяется коэффициент надежности по напряжениям:

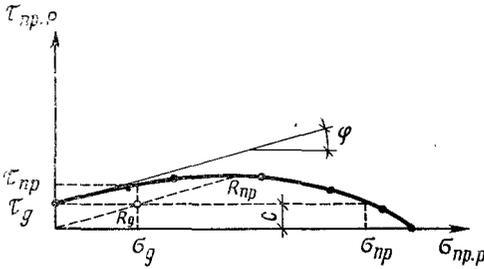


Рис. 9.27. График $\tau_{пр.р} = f(\sigma_{пр.р})$

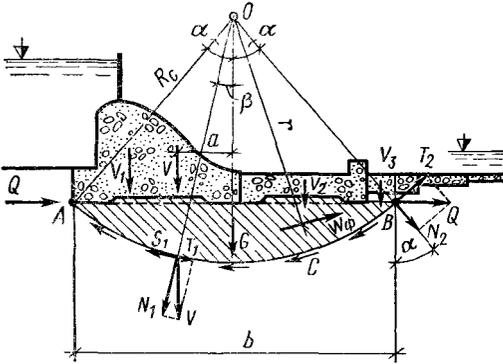


Рис. 9.28. Схема к расчету устойчивости плотины по круговым поверхностям скольжения

$$k_\tau = \frac{\tau_{пр}}{\tau_g}; \quad k_\sigma = \frac{\sigma_{пр}}{\sigma_g};$$

$$k_R = \frac{R_{пр}}{R_g}.$$

В этом методе при определении R сцепление грунта по своему действию принимается тождественным приложению внешней равномерно распределенной нагрузки в виде нормального напряжения $n = C/tg \varphi$. В зависимости от соотношения сил R и Q , углов β и ν область сдвига может быть под всей подошвой плотины (см. рис. 9.25, в).

Определение R с учетом гидродинамических сил фильтрационного потока производится графо-аналитическим методом и расчет производится аналогично расчету при смешанном сдвиге [124, 131].

Расчет устойчивости плотины со сдвигом основания по круглоцилиндрическим плоскостям. На практике чаще используют метод круговых поверхностей сдвига. В этом методе рассматривается плоская задача. Предполагается, что в предельном состоянии плотина сдвигается с глубинным захватом основания. Начало круго-

вой поверхности сдвига основания может быть расположено в любой точке подошвы плотины (точка A , рис. 9.28).

А. Случай прохождения кривой скольжения через верховое ребро плотины. Из центра кривой O описывают произвольную круговую поверхность сдвига основания. Переносят на эту поверхность все вертикальные силы, расположенные над сектором сдвига, раскладывают их на составляющие и определяют коэффициент надежности основания

$$k_n = \frac{M_{уд}}{M_{сдв}} \quad \text{при } n_c = m = 1, \quad (9.20)$$

где $M_{уд}$ — момент сил, удерживающих основание от сдвига относительно центра окружности O ; $M_{сдв}$ — момент сил сдвигающих.

Проводя ряд окружностей, находят наименьшее значение k_n , т. е. наиболее опасную (вероятную) кривую сдвига.

Равнодействующую всех горизонтальных сил Q переносят в плоскость сдвига. Для этого равнодействующую всех вертикальных сил $V = V_1 + V_2 + V_3$ передвигают на такое расстояние, чтобы момент горизонтальных и вертикальных сил относительно точки O не изменился.

Вес сегмента грунта, взвешенного в воде:

$$G = \gamma_1 \left(\frac{\alpha^\circ \pi}{180^\circ} - \sin \alpha \cos \alpha \right) R_c^2.$$

Равнодействующая всех вертикальных сил, расположенных над сектором сдвига, раскладывается на нормальную к окружности $N_1 = V \cos \beta$ и касательную $T_1 = V \sin \beta$. Равнодействующая всех горизонтальных сил раскладывается на нормальную к окружности $N_2 = Q \sin \alpha$ и касательную $T_2 = Q \cos \alpha$. Фильтрационное давление $W_\phi = \Sigma \phi J$ в пределах площади сектора определяется по гидродинамической сетке фильтрации (см. гл. 3).

К поверхности плоскости скольжения считаются приложенными также: 1) силы трения в грунте, направленные нормально к силам N_1, N_2, G :

$$S_1 = N_1 \operatorname{tg} \varphi = V \cos \beta \operatorname{tg} \varphi; \quad S_2 = N_2 \operatorname{tg} \varphi = Q \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi; \quad S_G = G \operatorname{tg} \varphi,$$

φ — угол внутреннего трения породы основания; 2) силы сцепления между частичками грунта, суммарные на длине кривой AB , равной $2\alpha R_c$: $C = 2\alpha R_c c$, c — удельное сцепление.

Тогда, применительно к рис. 9.28, учитывая формулу (9.15):

$$Q = \frac{V(m \cos \beta \operatorname{tg} \varphi - k_n n_c \sin \beta) + m(G \operatorname{tg} \varphi + 2\alpha R_c c) - k_n n_c W_\phi r / R_c}{k_n n_c \cos \alpha - m \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi} \quad (9.21)$$

или

$$k_n = \frac{S_1 R_c + S_2 R_c + 2\alpha R_c c R_c}{T_2 R_c + T_1 R_c + W_\phi r} = \frac{(V \cos \beta + Q \sin \alpha + G) \operatorname{tg} \varphi + 2\alpha R_c c}{Q \cos \alpha + V \sin \beta + \frac{W_\phi r}{R_c}}.$$

Заслуживает внимания метод У. А. Тер-Аракеляна, в котором все действующие силы V , Q , G , W_{ϕ} приводятся к одной равнодействующей. По результатам этот метод близок к предыдущему.

Аналогично ведется расчет и для случая прохождения кривой скольжения внутри подошвы плотины.

Случай неоднородного основания. Если основание сложено из различных пород различной мощности (рис. 9.29) или наклонными слоями, то в первом приближении на глубине актив-

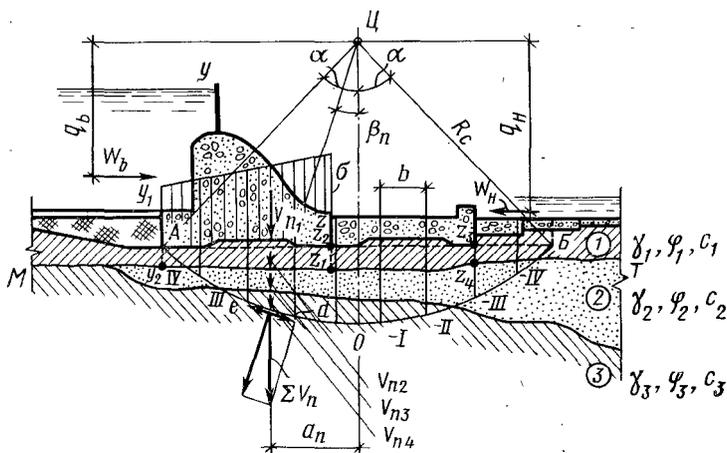


Рис. 9.29. Схема к расчету устойчивости плотины на сдвиг в случае неоднородного основания

ной зоны сдвига $h_{\text{акт}} = 0,5B$ его можно привести к однородному основанию с переменной мощностью сжимаемого слоя и с условно принятым модулем сжимаемости.

В расчете устойчивости на сдвиг по кривой окружности проф. М. М. Гришин предлагает использовать прием, аналогичный приему в методе расчета устойчивости откосов, когда всю область сдвига разделяют на произвольное количество n вертикальных отсеков шириной b и определяют для каждого отсека моменты сил, сопротивляющихся сдвигу и сдвигающих, а затем суммируют эти моменты по всем отсекам.

На рис. 9.29 показано основание, сложенное из трех разных пород 1, 2, 3. Произвольное количество n отсеков, обозначенных влево от вертикали, проходящей через центр кривой скольжения $C + I, + II, + III, + IV$ и вправо $-I, -II, -III, -IV$. Отсек, через середину которого проходит вертикаль, имеет нулевой номер O .

Рассмотрим выделенный вертикальный отсек, например n . Действующими силами отсека являются; V_{n1} — часть эпюры нормальных напряжений по подошве плотины, определенной от нагрузок, действующих только на плотину; V_{n2}, V_{n3}, V_{n4} — веса взвешенных в воде грунтов соответственно 1, 2, 3 в пределах отсека.

Тогда $\Sigma V_n = V_{n1} + V_{n2} + V_{n3} + V_{n4}$, момент этой силы относительно центра кривой скольжения $\Pi M_n = \Sigma V_n a_n$. От силы ΣV_n на участке кривой скольжения $e-d$ возникают силы трения $\Sigma V_n \cos \beta_n \operatorname{tg} \varphi_i$. Момент силы трения с учетом сил сцепления C_i на части кривой $S_n = e-d$ равен $M_n = \Sigma V_n \cos \beta_n \operatorname{tg} \varphi_i R_c + C_i S_n R_c$ и является моментом удерживающим. Удерживающими являются также силы трения от суммы горизонтальных сил $\Sigma Q = W_B - W_H$, приложенных к плоскости $A-B$, которые равны $\Sigma Q \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi_1$, а момент от них $M_{Qn} = R_c \Sigma Q \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi_1$.

Коэффициент надежности плотины на сдвиг k_H равен:

$$k_H = \frac{M_{\text{сопр}} m}{M_{\text{сдв}} n_c} = \frac{R_c [\Sigma (\Sigma V_n \cos \beta_n \operatorname{tg} \varphi_i + C_i S_n) + \Sigma Q \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi_1] m}{[\Sigma (\Sigma V_n a_n) + W_{BqB} - W_{HqH}] n_c} \quad (9.22)$$

При определении моментов не учитывают силы взаимодействия между отсеками, поскольку они являются внутренними силами для системы скользящего массива; влияние их на распределение напряжений по поверхности скольжения тоже не учитывается, что снижает точность метода, вообще приближенного.

Задаются рядом кривых скольжения с целью выявления наименьшего значения k_H , которое должно быть не менее нормативно-го или больше на $3 \div 5\%$.

При разнородном основании можно пользоваться и основными формулами (9.21) и др., усредняя значение $\operatorname{tg} \varphi$ и C по формулам:

$$\operatorname{tg} \varphi_{\text{ср}} = \frac{\operatorname{tg} \varphi_1 S_1 + \operatorname{tg} \varphi_2 S_2 + \dots + \operatorname{tg} \varphi_n S_n}{S_1 + S_2 + \dots + S_n}; \quad (9.23)$$

$$C_{\text{ср}} = \frac{C_1 S_1 + C_2 S_2 + \dots + C_n S_n}{S_1 + S_2 + \dots + S_n}. \quad (9.24)$$

Во всех методах расчета кривые сдвига следует располагать так, чтобы они проходили по породам, наименее устойчивым на сдвиг, рассматривать несколько кривых сдвига, используя различные методы и сопоставляя их результаты. Для упрощения этой работы просто используются ЭВМ.

При наличии в основании прослойки, слабоустойчивой на сдвиг, возможен сдвиг по плоскости по данной прослойке вместе с лежащей выше породой. Предположим, что прослойка 2 (см. рис. 9.29) является слабоустойчивым на сдвиг по отношению к другим. Сдвиг возможен по плоскости MT . Если рассматривается устойчивость только плотины, то действующими силами будут: горизонтальное давление воды на вертикальную плоскость $y-y_1-A-y_2$, активное давление грунта в плоскости y_1-A-y_2 , пассивное давление грунта в плоскости z_2-z_1 . К вертикальным силам прибавляется вес породы в объеме $A-y_2-z_1-z_2$ и в полости между зубьями (во взвешенном состоянии). Если предполагается, что в сдвиге участвует и водобойная конструкция, то тогда к вертикальным силам дополнительно прибавляется вес водобойной конструкции и вес грунта в объеме $z_1-z_2-z_3-z_4$ и полости между зубьями водобоя. Пассивное давле-

ние будет действующим в плоскости z_3 — z_4 , горизонтальное давление воды со стороны нижнего бьефа — в плоскости — от УНБ до точки z_4 . Проверку делают по формулам плоского сдвига.

§ 9.8. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПЛОТИН НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ В СОСТАВЕ РЕЧНЫХ ГИДРОУЗЛОВ

Строительство плотин на нескальных основаниях в составе низконапорных и средненапорных гидроузлов отличается большой сложностью, так как приходится иметь дело, как правило, с разнообразными геологическими условиями, условиями многоводных рек, большими объемами работ. Многолетний опыт проектирования и строительства гидроузлов на нескальных основаниях, накопленный в СССР, является уникальным по своему содержанию.

Особенностями проектирования и строительства плотин на нескальном основании в отличие от плотин на скальном основании являются: 1) их многодельность, большое количество различных конструкций для обеспечения фильтрационной устойчивости основания, достижения сохранности сооружения от действия воды в верхнем и нижнем бьефе; 2) большой вес плотины и ее расплывчатость, что является влиянием малых коэффициентов внутреннего трения основания и допустимого коэффициента неравномерности напряжений на основание; 3) большие объемы бетонных и земельно-скальных работ, обусловленные тем, что в плане плотина с примыкающими к ней понуром, водобоем, рисбермой, сооружениями, ограждающими отводящий канал от размыва, занимают большие площади; 4) большое количество арматуры на 1 м^3 бетона — до $49 \div 50 \text{ кг}$ (на Цимлянской, Куйбышевской, Каховской и других плотинах), поэтому эти плотины называются железобетонными.

Большое количество сложных вопросов проектирования плотин на нескальном основании не получили еще должного освещения в гидротехнике и смежных науках. Недостаточно еще отработаны методы производства облегченных, тонкостенных конструкций, велики трудозатраты на их выполнение. Это приводит к тому, что большинство плотин с поверхностными и донными отверстиями выполняются гравитационными, массивными.

Экономика строительства плотин на нескальных основаниях и пути их удешевления. В области снижения стоимости плотин на нескальном основании за последние годы наметилось четыре основных направления: 1) повышение удельного расхода воды, что дает сокращение фронта водосливных плотин и перекрытие оставшегося водоподпорного фронта более дешевыми глухими земляными плотинами. На Верхне-Свирской плотине при напоре $H=17 \text{ м}$ принят удельный расход $13,2 \text{ м}^3/\text{с}$ на 1 м , на Волжской ГЭС им. ХХII съезда КПСС при $H=27 \text{ м}$ $q=44 \text{ м}^3/\text{с}$, Воткинской — при $H=23 \text{ м}$ $q=58 \text{ м}^3/\text{с}$, Чебоксарской — при $H=19 \text{ м}$ $q=97 \text{ м}^3/\text{с}$. Такое увеличение удельного расхода удалось сделать за счет более точного определения условий растекания потока. Сооружения в нижнем

бьефе составляют до 20—25 % от объема всех сооружений. Наличие глубоких ковшей с загрузкой их крупным камнем позволяет повысить удельный расход и сократить длину рисбермы. На Каховской плотине на мелкозернистом основании удалось значительно сократить длину водобоя и рисбермы устройством в конце рисбермы глубокого ячеистого зуба из металлического шпунта;

2) облегчение плотины за счет уменьшения и даже снятия фильтрационного противодействия и замены веса бетона сооружения пригрузкой водой и грунтом. Исключительная роль отводится здесь развитию вертикальных путей фильтрации, т. е. устройству шпунтовых и цементационных завес, а также дренажей. Вынос в сторону верхнего бьефа консольной фундаментной плиты, устройства анкерных понуров позволяет существенно облегчить тело плотины;

3) совмещение плотины и гидростанции в одном сооружении, что вполне удается при напорах $25 \div 40$ м, позволяет экономить по гидроузлу в целом $20 \div 30$ % бетона и до $5 \div 7$ % арматуры. За счет эжекции можно получить дополнительную экономию. К недостаткам совмещенных ГЭС можно отнести: осложнение строительных конструкций, увеличение стали на затворы и пазовые конструкции, осложнение гидроизоляционных уплотнителей, уменьшение диаметра агрегатов и увеличение их числа, увеличение глубины котлована и увеличение объема выемок. Использование горизонтальных капсульных агрегатов сокращает объем выемок и упрощает строительные конструкции. Кроме того, капсульные агрегаты удастся разместить в плотине при напоре до 20—25 м;

4) применение сборных конструкций позволяет индустриализировать строительство, снизить сезонность и сроки строительства.

Применение несущих армоконструкций, использование армобетонных плит по опыту Каунасской, Воткинской, Ивановской, Волжской и других гидроузлов может дать существенную экономию в стоимости строительных работ.

Возможна разработка наплавных конструкций плотин с отказом от дорогостоящих перемычек (пример строительства Кислогубской ЭС). Может дать экономический эффект замена береговых водосбросов на водосбросы, расположенные в грунтовых плотинах, например, предложенных П. И. Гордиенко.

В низконапорных плотинах значительную долю сдвигающих нагрузок — до 40 % возможно передать на глубокие зубья, заделанные в грунт, что позволит уменьшить объем бетона плотины. Аналогичные устройства предложены С. В. Лузаном, когда плотина передает нагрузку на свайные упоры, которые эффективны при напорах до $5 \div 7$ м;

Снятие взвешивающего давления путем откачки воды из дренажей с помощью автоматической системы, снабженной независимым (самостоятельным) питанием электрическим током, эжекторами, позволит облегчить плотину.

БЕТОННЫЕ ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПЛОТИНЫ НА СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

§ 10.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Особенности плотин. Гравитационные бетонные плотины на скальных основаниях обладают следующими характерными чертами, обусловленными свойствами основания: благодаря высоким значениям параметров сдвига f и c (см. § 10.5) они требуют меньшего объема материала, чем плотины на нескальных основаниях

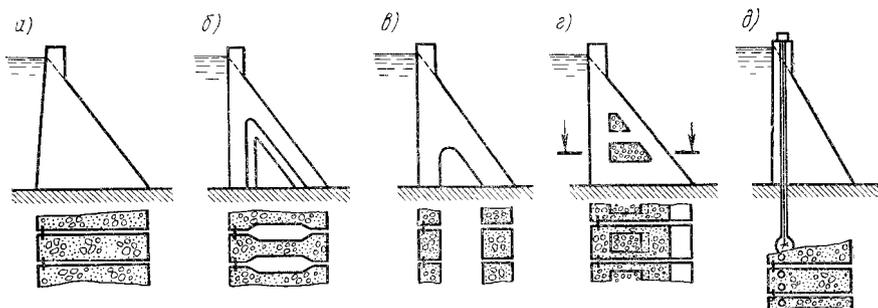


Рис. 10.1. Типы гравитационных бетонных плотин на скальных основаниях: а — монолитная «классического» типа; б — с расширенными швами; в — с полостями у основания; г — с полостями, заполненными балластом или используемыми для размещения оборудования (например, ГЭС); д — заанкеренная в основании

при той же высоте, следовательно, более экономичны; благодаря прочности и относительно малой деформативности основания высота плотин может достигать 300 м и возможно более (плотина Гранд-Диксанс имеет высоту 284 м, см. рис. 8.29, б); тело плотины, как правило, связано с основанием силами сцепления, и напряженно-деформированное состояние ее должно рассматриваться неразрывно с основанием (единый комплекс «плотина+основание»).

Классическим типом гравитационной плотины являются *массивные* (сплошные) стены с поперечным сечением в виде прямоугольного треугольника (см. рис. 8.1), однако в целях повышения экономичности строят и *облегченные* типы плотин (рис. 10.1).

Чаще всего плотины строятся разрезными, т. е. разделенными по длине на секции поперечными швами, но в последнее время проектируются иногда плотины неразрезной конструкции («бесшовные»), в которых швы, образованные в процессе строительства, омоноличиваются на период эксплуатации.

Классификация гравитационных плотин. Современные гравитационные плотины строят обычно водосбросными т. е. с водосливными и глубинными отверстиями; глухими выполняют лишь участки, сопрягающие водосбросную плотину с берегами. Полностью

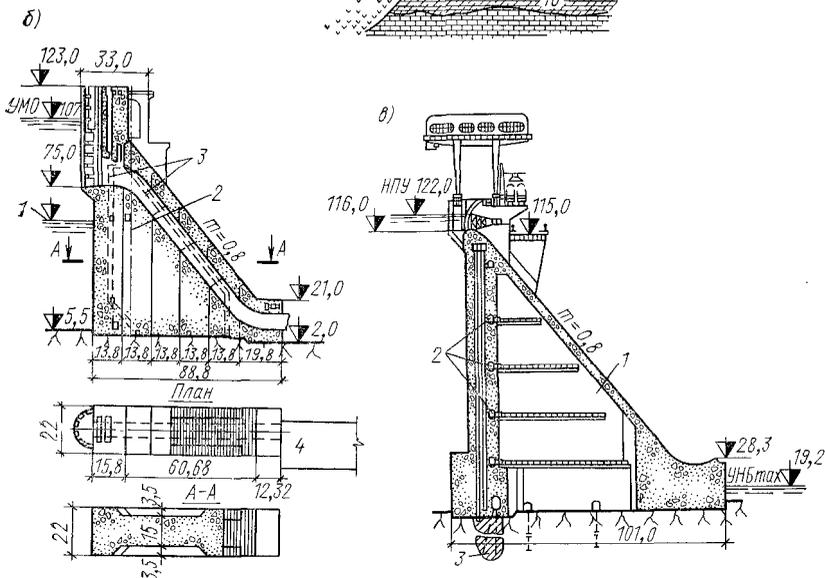
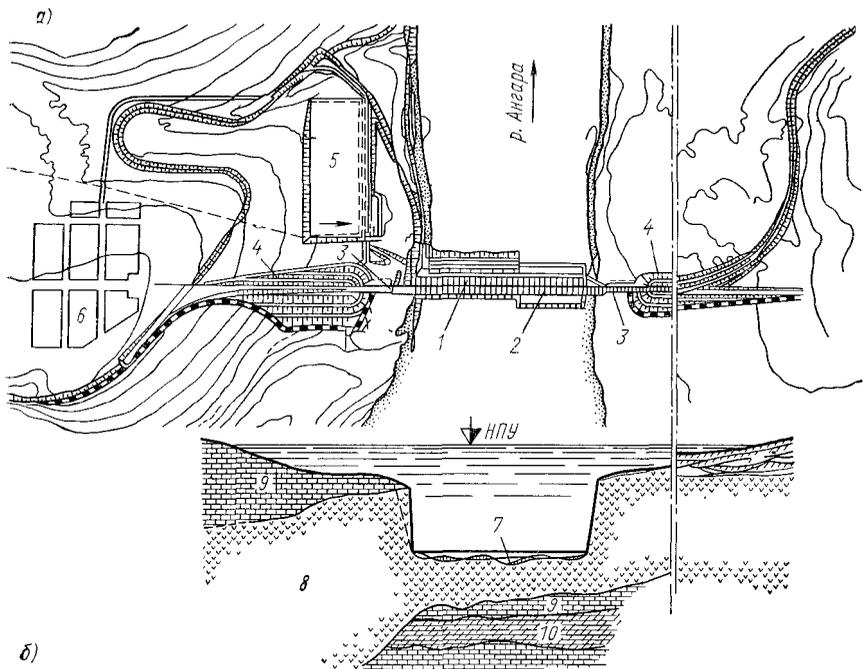
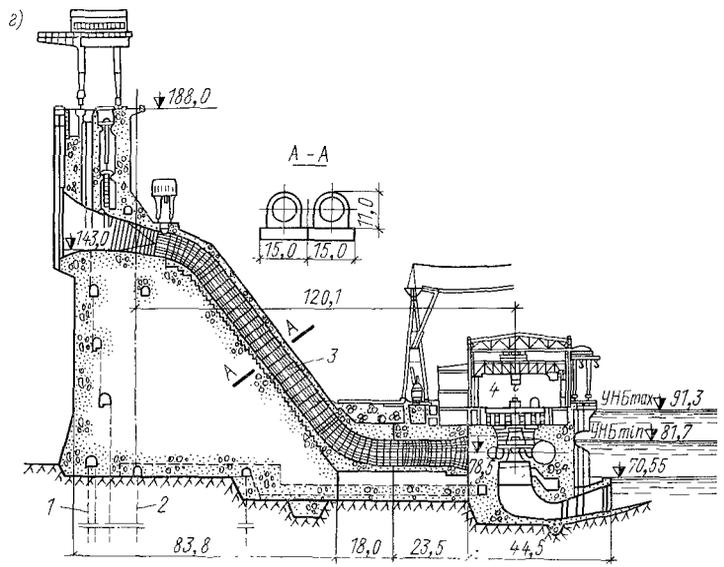
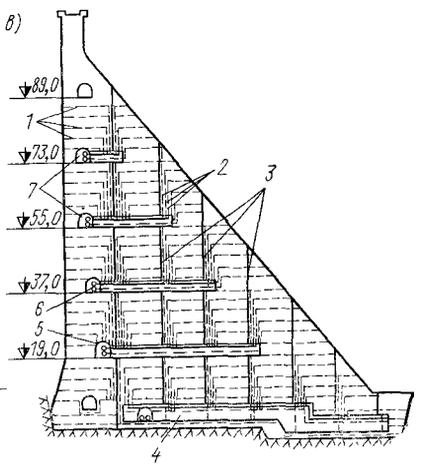
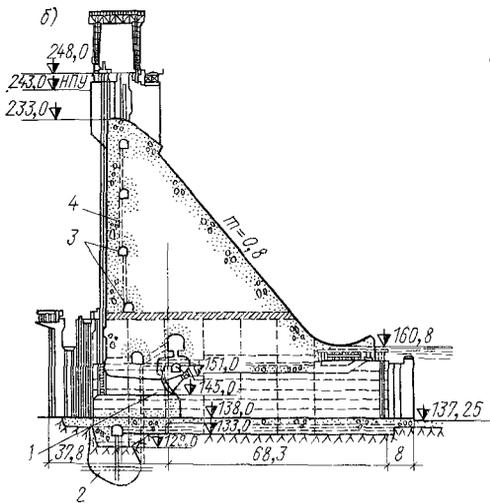
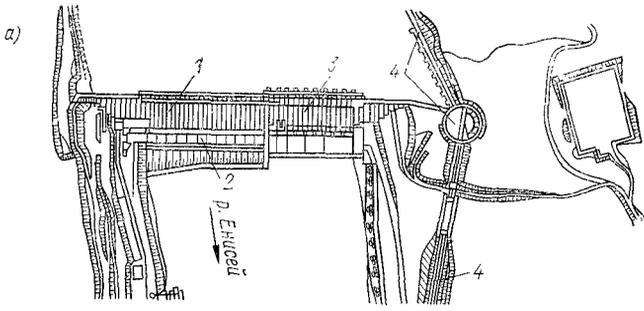


Рис. 10.2. Плотина Братской гидроэлектростанции:

2 — план и продольный профиль створа; 1 — глухая часть плотины и здание ГЭС за ней; 2 — водосливная часть плотины; 3 — береговые участки плотины; 4 — соприлегающие земельные участки; 5 — подстанция; 6 — поселок; 7 — рыхлые отложения; 8 — диориты; 9 — песчаники; 10 — чередование алевритов с песчаниками; б — профиль глухой части плотины; 1 — уровень I очереди строительства; 2 — ось створа; 3 — контур расширенного шва; 4 — блок ГЭС; в — профиль водосливного участка плотины: 1 — полость расширенного шва; 2 — смотровые галереи; 3 — цементационная завеса



глухие бетонные плотины строят теперь редко, так как они оказываются менее экономичными, чем земляные, каменные или каменно-земляные плотины в тех же условиях.

Помимо обычного, классического типа массивных гравитационных плотин в виде сплошной бетонной стены, разделенной на секции поперечными конструктивными швами, в настоящее время получают большее развитие и более экономичные *облегченные* типы гравитационных плотин (см. рис. 10.1): с расширенными швами, позволяющими в значительной мере снять фильтрационное давление на подошву плотины; с полостями, заполняемыми балластом или же оборудованием гидроэлектростанции; заанкеренные, с предварительным напряжением бетонной кладки анкерами — тяжами, заделываемыми в основание.

Примеры построенных плотин. На рис. 8.1 приведены профили гравитационных плотин на скальных основаниях, глухие и водосливные, а в табл. 10.1 даны типы плотин, построенных в СССР.

Совершенно необычен профиль Токтогульской плотины, что объясняется сложными геологическими условиями и высокой сейсмичностью района стройки (см. § 10.7, рис. 10.5). Для сопоставления с плотинами на не скальном основании приведен профиль одной из самых высоких этого типа — Цимлянской плотины (на рис. 8.1, б).

Таблица 10.1

Плотина	Наибольшая высота, м	Длина по гребню, м	Объем бетона, тыс. м ³	Геология основания
Токтогульская	215	300	3200	Трещиноватые известняки
Красноярская	128	1072,5	4895	Трещиноватые прочные граниты
Братская	123	1430*	4395*	Диабазы
		924	3952	
Усть-Илимская	105	1562	4275	»
Бухтарминская	90	380	863	Габбро, амфиболиты
Усть-Каменогорская	65	390	361	Габбро
Днепровская	62	370,5	732	Гранитогайсы, граниты
Мамаканская	58	345	229,4	Метаморфические сланцы, слои известняков

* Русловая часть.

Рис. 10.3. Плотина Красноярской ГЭС на р. Енисей:

а — план гидроузла: 1 — глухая плотина; 2 — здание ГЭС; 3 — водосливная плотина; 4 — судоподъемник; б — профиль водосливной части плотины: 1 — донный водосброс; 2 — завеса; 3 — смотровые галереи; 4 — дренаж; в — профиль глухой части плотины с показом охлаждения бетона в период строительства: 1 — змеевики охлаждения; 2 — стойки; 3 — межстолбчатые швы; 4 — поперечные галереи; 5, 6 — трубопроводы охлаждения; 7 — смотровые галереи; г — профиль станционной плотины, примыкающей к ГЭС: 1 — завеса; 2 — дренаж; 3 — напорный трубопровод; 4 — здание ГЭС

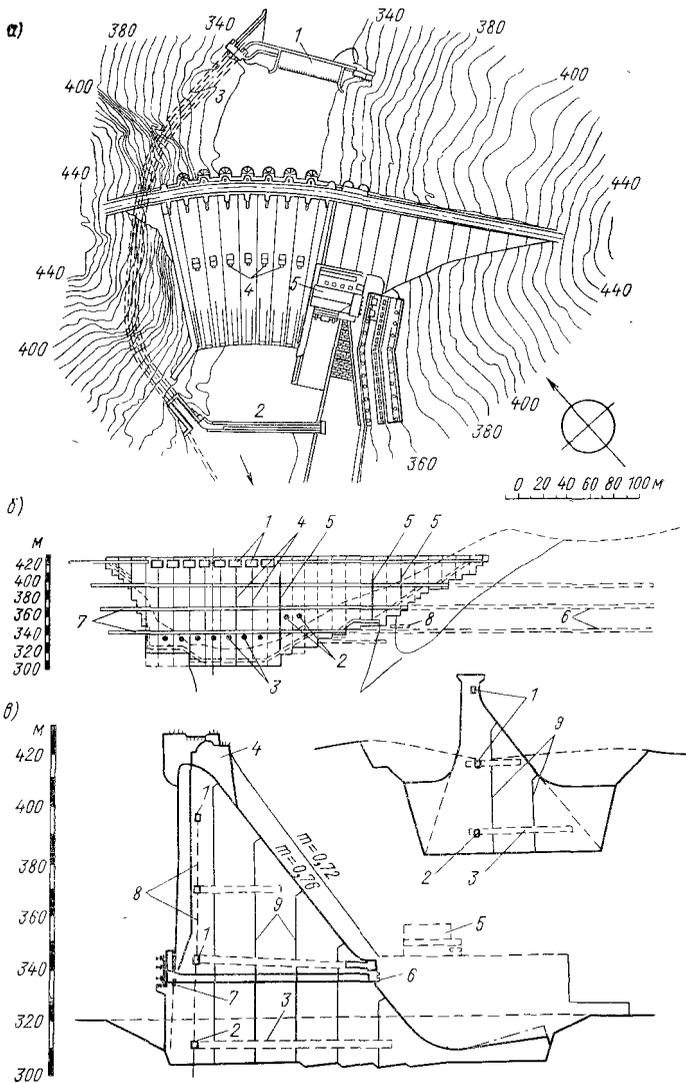
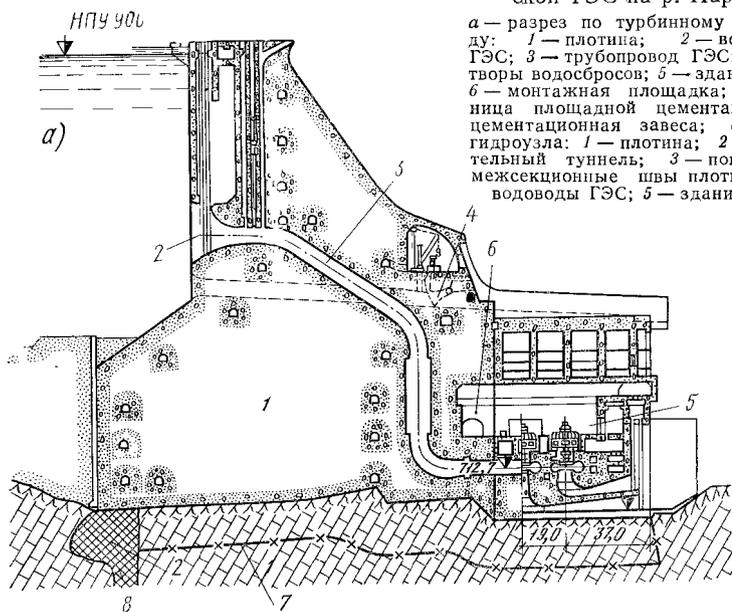


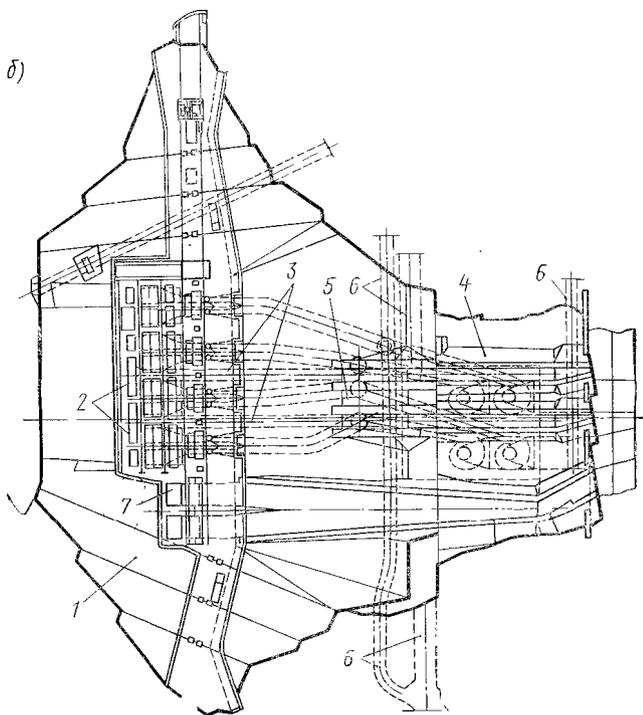
Рис. 10.4. Плотина Изнахар на р. Гвадалквир:

а — план гидроузла; 1, 2 — перемычки; 3 — обходной водосбросный туннель; 4 — глубинные водосбросы; 5 — здание ГЭС; 6 — продольный профиль плотины; 1 — водосливы; 2 — водозабор для ГЭС; 3 — глубинные водосбросы; 4 — поперечные швы закрытые; 5 — то же, открытые, уширенные; 6 — дренажная галерея; 7 — галерея для инъекции и дренажа; 8 — галерея для исследований и дренажа основания; 9 — профили плотины водосливной и глухой левого берега; 1 — смотровые галереи; 2 — донные галереи; 3 — отводящие галереи; 4 — водослив; 5 — ГЭС; 6 — аэрационная труба; 8 — дренаж плотины; 9 — продольные швы

Рис. 10.5. Плотина Токтогульской ГЭС на р. Нарын:



a — разрез по турбинному водоводу: 1 — плотина; 2 — водозабор ГЭС; 3 — трубопровод ГЭС; 4 — затворы водосбросов; 5 — здание ГЭС; 6 — монтажная площадка; 7 — граница площадной цементации; 8 — цементационная завеса; *б* — план гидроузла: 1 — плотина; 2 — строительный туннель; 3 — поперечные межсекционные швы плотины; 4 — водоводы ГЭС; 5 — здание ГЭС



Плотина Братской ГЭС на р. Ангаре (рис. 10.2 и 8.29, а) имеет глухой участок с водозаборами для ГЭС, водосливный участок и береговые зоны малой высоты. Основание — диабазы.

Плотина Красноярской ГЭС на р. Енисей (рис. 10.3) построена на гранитном основании; имеет вблизи основания полости, снижающие фильтрационное давление в основании.

Плотина Изнахар на р. Гвадалквивир (рис. 10.4) характерна криволинейностью в плане (как и плотина ДнепрогЭС), вызванная особенностями створа, в том числе топографическими и геологическими. Другая особенность — три специальных конструктивных шва (5 — на рис. 10.4, б), позволяющих соседним участкам деформироваться независимо друг от друга; эти участки сложены породами разной жесткости и сохранности (мергелистые известняки, глинистые песчаники, разрушенные породы между ними).

Еще более сложно геологическое строение основания строящейся плотины Токтогульской ГЭС на р. Нарын (рис. 10.5). В основании — сильно трещиноватые известняки, в береговых крутых склонах — то же; сейсмичность района высокая (ускорение 0,3g). Напорная грань плотины резко уширена в нижней ее части для повышения устойчивости плотины и ГЭС на сдвиг и притяжения для этого пригрузки водой на выдвинутую в верхний бьеф часть плотины.

Примером заанкеренной плотины являются: плотина Олт-на-Лейридж в Шотландии (см. рис. 10.25) и Катагунья в Австралии (см. рис. 10.27). Пример облегченной плотины (широкие швы) представляет Мамаканская плотина в Сибири (см. рис. 10.22).

§ 10.2. СКАЛЬНЫЕ ОСНОВАНИЯ

В расчетах прочности и устойчивости, изложенных в гл. 8, основания плотин считаются одпородными, сплошными, изотропными; в действительности же скальные основания (как и нескальные) обычно неоднородны, сложены разными по свойствам горными породами, анизотропны и, как правило, разбиты многочисленными трещинами, т. е. такие основания не являются сплошными. Массив основания поэтому обладает меньшей прочностью и большей деформативностью, чем слагающие его «куски» пород.

Классификация оснований, их состав. Все основания плотин можно разделить на скальные и полускальные.

К скальным основаниям относят массивы прочных пород с жесткими связями между зернами, а слагающие их породы характеризуются «в куске» пределом прочности на сжатие более 20 МПа и на растяжение более 1 МПа, модулем деформации более 5 ГПа.

Массивы оснований и породы с меньшими, чем приведены выше, показателями относят к слабым скальным или полускальным.

В состав скальных оснований могут входить *магматические* изверженные породы: интрузивные (граниты, сиениты, габбро, диориты) и эффузивные или лавовые (базальты, диабазы, порфириты, андезиты). Эти породы отличаются высокими показателями проч-

ности (на сжатие $100 \div 320$ МПа), мало сжимаемые, с высоким модулем упругости. Нужно только быть осторожными с гранитами, в которых под влиянием выветривания и тектонических процессов иногда образуются ослабленные зоны (вплоть до глинистой массы).

Другой вид прочных пород — *метаморфические* (кристаллические сланцы, гнейсы, кварциты, филлиты и др.), которые по своим свойствам близки к изверженным, но некоторые из них, как, например, сланцы с их тонкой слоистостью, обладают сниженным сопротивлением скалыванию (сдвигу). Вообще же метаморфические породы отличаются разнообразием строительных свойств (бывает так, что они по качеству своему близки к тем осадочным породам, из которых они произошли, например к глинам, мергелям, известнякам).

Третий вид скальных пород — *осадочные* (крепкие известняки, доломиты, песчаники кремнистые). Эти породы различны по своим свойствам: например, кремнистые песчаники обладают прочностью на сжатие $100 \div 230$ МПа, а известняки и доломиты (породы органогенные) — от 140 до $30 \div 50$ МПа и ниже. Породы эти обычно слоисты, сильно трещиноваты, часто имеют глинистые, сланцеватые прослойки, с низким сопротивлением сдвигу вдоль слоев. Особо надо отметить группу пород — гипсы, ангидриды, каменную соль, как менее прочные, чем известняки и песчаники, они отличаются малой водостойкостью, легко растворяются в воде; при их сильной трещиноватости они опасны в качестве оснований подпорных гидросооружений; использовать их можно, но при проведении особых мероприятий по обеспечению сохранности. Эти породы иногда приходится относить не к скальным, а к полускальным породам.

Полускальные (или слабые скальные) основания отличаются от скальных меньшей прочностью и значительной деформативностью (сжимаемостью), пониженным сопротивлением сдвигу ($f = 0,2 \div 0,5$ в зависимости от степени глинистости породы). В этих основаниях преобладают различные глинистые отложения, начиная от сильно уплотненных глин (аргиллиты), суглинков (алевролиты), кремнистых глин до опок и мергелей включительно.

Предел прочности при сжатии этих пород «в куске» колеблется от 1,0 до 5 МПа, в отдельных случаях (опоки, мергели) до $20 \div 30$ МПа, модуль деформаций — от 0,3 до 1,5 ГПа, но для кремнистых опок и мергелей до $4 \div 5$ ГПа и более. В массиве основания модуль деформации еще ниже. Одним из характерных свойств полускальных пород является их чувствительность к воде и глубокая выветренность, превращающая их иногда в скопление мелких обломков и даже в пластичную массу.

По степени трещиноватости основания характеризуются модулем трещиноватости (количество трещин на 1 м длины разреза), изменяющимся от величины менее 1,5 — для слаботрещиноватых и до 30 и более — для сильнотрещиноватых.

По размерам нарушения сплошности основания (трещин) предлагается делить их на: разломы (I–III категории), если ширина зоны дробления значительна — от одного—нескольких метров при

протяженности от сотен—тысяч километров, и собственно трещины (IV÷VI категории) от крупных (шириной от десятков сантиметров до метра или более и протяженностью от десятков до сотен метров) и мелких шириной менее 0,5 мм и протяженностью метры и сантиметры.

Структурные типы оснований. Как правило, массивы скальных оснований представляют собой комплексы горных пород разных форм и механических свойств, тектонически обычно нарушенных трещинами, разломами и др.

Наиболее ясными являются массивные структуры, представленные магматическими породами интрузивными (граниты, габбро и др.), обладающими закономерной (тектонической) трещиноватостью. Обычно они являются удовлетворительными основаниями, но требуется выявлять в них ослабленные зоны. Структуры эффузивных пород (лавовых) характерны столбчатыми отдельностями, беспорядочными трещинами. Такие основания требуют специальной подготовки (см. § 10.3).

Структуры слоистые, неразрушенные (первичные), имеют обычно горизонтальные слои, рассеченные вертикальными трещинами на блоки, трещинами выветривания, бортового отпора и др. Существенное значение в этих структурах имеют тонкие прослойки слабых пород (глин, мергелей и др.), на что надо обращать внимание.

Структуры слоистые нарушенные (или вторичные) наиболее сложные. Они бывают слоисто-складчатými (синклиналиными и антиклиналиными и т. п.), с трещинами скалывания, неосложненные или осложненные разрывными нарушениями, со смещением пород в результате сбросов, сдвигов, надвигов и т. п. В этих структурах наблюдаются различные системы трещин — разрывные, скалывания, трещины «оперения», заполненные рыхлым материалом, иногда зияющие. В результате такой разбитости образуются в массивах блоки разной формы, иногда значительных размеров (до 10 м и более). Эти структуры требуют детального геологического анализа.

Роль воды в скальных основаниях. Природный режим подземных вод в зоне плотины и водохранилища резко изменяется: происходит подъем их уровня в берегах в верхнем бьефе, вследствие чего ранее сухие породы насыщаются водой и свойства их могут изменяться; возникает фильтрация вод под плотинной и в обход ее в берегах; сооружение и берега подвергаются усилиям от фильтрационного давления воды, движущейся по трещинам пород; заполняющий трещины материал может вымываться и выноситься в нижней бьеф.

Проникая в трещины даже самых малых размеров (микротрещины), вода производит расклинивающее действие, расширяя их и тем уменьшая прочность породы и повышая их деформативность. Известно, что предел прочности на сжатие и модуль деформации насыщенных водой пород (осадочных) меньше, чем сухих, на десятки процентов и даже до 50% (рис. 10.6).

Сопrotивление скальных оснований сдвигу также зависит от степени трещиноватости и насыщения водой их, характеризуемой M . Роша величиной i , равной отношению массы воды, испарившейся из породы, к массе сухой породы (рис. 10.6, в).

Следует отметить, что расклинивающее действие воды в микротрещинах развивается и сказывается постепенно, иногда годами, по мере расширения трещин и появления новых. Этим объясняются,

например, факты, когда плотина благополучно работает ряд лет и лишь потом наступает разрушение основания, а с ним и плотины. Примером является авария плотины Мальпаса во Франции (1959).

К расклинивающему действию воды при ее фильтрации по трещинам присоединяется еще ее физико-химическое действие на стенки трещин, вызывающее, например, растворение минералов (гипс, ангидрит, каменная соль), или другие процессы, особенно, если вода агрессивна. Унос растворенного и размытого фильтрующей водой материала (суффозия) расширяет трещины, вызывает новые процессы распада породы, снижая ее прочность.

В тех случаях, когда связующим материалом в породах является глина (конгломераты, слабые песчаники), размокание глины ведет к потере связности пород и потере ими прочности. Такова природа разрушения плотины Сан-Френсис (красные конгломераты) в 1928 г., плотины Бузей в 1895 г.

В основаниях, сложенных сланцами, опоками, аргиллитами и другими аналогичными полускальными породами, наблюдаются быстрые разрушения их с поверхности после удаления вышележащих пород. В этом процессе также кроме других факторов существенную роль играет изменение естественной влажности пород.

Фильтрация воды в скальных основаниях оказывает на подошву сооружения фильтрационное противодействие, а также гидродинамическое давление на породы основания через трещины. Расположение последних, в частности пластовых, в массиве основания очень важно.

Так, при горизонтальном или слабонаклоненных водопроводящих слоях (или трещинах) (2 — на рис. 10.7, а) фильтрационное давление в них может вызвать выпор (поднятие) мало проницаемого для воды прикрывающего слоя 1, благодаря большому пьезометрическому давлению в слое 2 (пьезометр 3). Аналогичное может произойти и в случае на рис. 10.7, б, но это менее вероятно, зато здесь возрастает опасность суффозии заполняющих трещины ры-

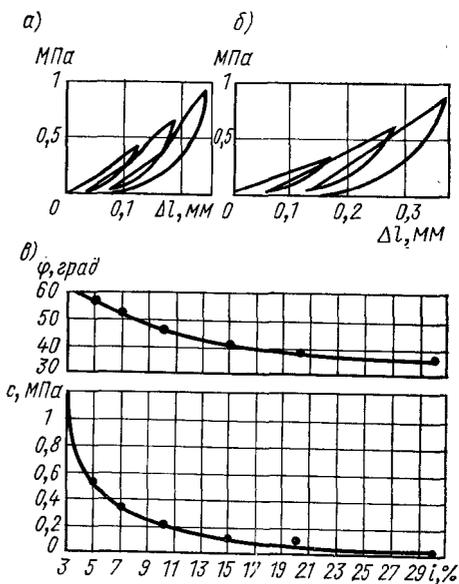


Рис. 10.6. Влияние воды, насыщающей скальное основание (кривая деформации сжатия породы по натурным исследованиям):

а — в сухом состоянии; б — после насыщения водой; в — зависимость показателя сдвига i (по Роша)

лых материалов. Случай *в* (рис. 10.7) не опасен в этом отношении, но фильтрационное противодействие резко возрастает.

Геологические и геомеханические исследования оснований. Для составления проекта гидроузла, плотины необходимы достаточные данные о геологическом строении района створа с показателями геомеханических свойств пород и их комплекса. Эти данные получают в результате исследований, проводимых геологами (точнее инженерами-геологами) и проектировщиками-гидротехниками совместно.

В эти данные входят: 1) инженерно-геологическая карта района сооружений, получаемая с помощью геологической съемки, с геологическими разрезами и профилями по различным направлениям.

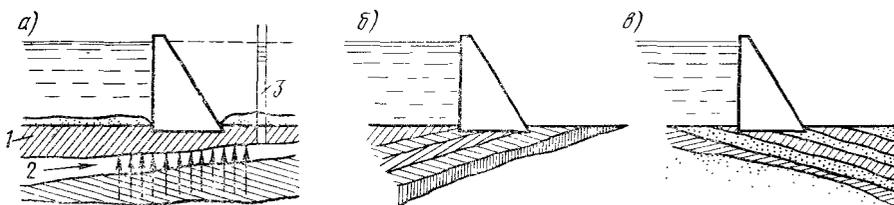


Рис. 10.7. Действия фильтрации воды на плотину по трещинам и пластам в разных случаях их расположения

Эти материалы освещают состав пород створа плотины, последовательность их напластования, залегания, мощности их и литологического состава, а также тектонические явления, трещиноватость пород, блочность и др.; 2) показатели геомеханических свойств пород и их массивов, образующих основание сооружения (в насыщенном и сухом состоянии): удельный вес; предел прочности породы на сжатие и модуль упругости в «куске» и модуль деформации в массиве (путем лабораторных и полевых опытов со штампами) в сухом и насыщенном водой состоянии; параметры сдвига f и c в полевых опытах со сдвигом бетонных штампов и сдвигом целиков массива; коэффициент Пуассона. Исследования параметров сдвига должны производиться с учетом слоистости пород, наклона слоев, трещиноватости и других особенностей основания; 3) сведения о гидрогеологическом режиме района створа — данные опытных откачек и нагнетаний (в сухих породах), коэффициенты фильтрации, данные о динамике подземных вод, их режиме, гидрохимические данные; 4) сведения о физико-геологических явлениях в районе створа — сейсмичности, в частности о современных тектонических движениях, данные о сейсмическом микрорайонировании, данные об оползневых явлениях, осыпях, карсте (желательно со стационарными наблюдениями); 5) сведения о породах района, пригодных в качестве строительных материалов для сооружения, с показаниями их запасов, качества и т. п.; 6) результаты опытно-строительных исследований (например, опытные взрывы, разработки, крупномасштабные опыты по сдвигу, сейсмостойкости и др.).

Перечисленные исследования характерны для стадии технического проекта и рабочих чертежей, для крупных объектов строительства. Для начальных этапов проектирования, для проектирования менее крупных и ответственных сооружений перечень исследований, их масштаб может быть сокращен.

§ 10.3. ПОДГОТОВКА И УЛУЧШЕНИЕ ОСНОВАНИЙ ПЛОТИН

Подготовка основания для сооружения плотины заключается во вскрытии котлована до заданных отметок подошвы плотины, обработке поверхности скалы и ее очистке, обеспечении связи подошвенной части бетонной плотины с породами основания. Улучшение основания, если это требуется, состоит в цементации трещин и тектонических зон и заделке слабых участков бетоном, укреплении раздробленных участков различными связями и конструкциями.

Кроме того, для регулирования фильтрации в основании обязательно устраиваются цементационная завеса и дренаж.

Установление отметки подошвы плотины и глубины врезки в скалу имеют большое техническое и экономическое значение. Бетонная плотина большого напора должна покоиться на здоровой скале, способной надежно воспринимать на себя все нагрузки, но понятие «здоровая», к сожалению, не может быть определено точно. На практике считается обязательным: удаление аллювиальных и делювиальных отложений в основании; удаление «разборной», т. е. разбираемой без применения взрывных работ, скалы; удаление верхнего слоя неразборной скалы, обычно более слабого, чем нижележащий массив, а также удаление гнезд ослабленного материала.

Выемку скалы делают обычно экскаваторами, причем неразборную скалу предварительно разрушают взрывами, однако поверхность скалы на проектных отметках подошвы сооружения не должна быть нарушена взрывными работами и иметь выступов.

Для этого последние (по глубине) 0,5–1 м скалы удаляют при помощи перфораторного бурения и мелких взрывов, либо вручную с помощью отбойных молотков, клиньев и кувалд, если порода слабая.

Если основание сложено породами, крепость и прочность которых уменьшаются от атмосферных воздействий (сланцы, опоки, аргиллиты), последний слой основания вскрывают небольшими участками непосредственно перед укладкой бетонной смеси.

Перед бетонированием скальное основание очищают от глинистых грунтов, грязи, пыли, мусора, следов масла или нефти с помощью струи воды с песком или металлических щеток.

Последняя операция в основании после бетонирования первого слоя — это цементация основания (рис. 10.8). В верхней части подошвы плотины, особенно в зоне противофильтрационной завесы, делается площадная связующая цементация ввиду возможного появления в подошвенном шве и основании растягивающих напря-

жений. В средней и низовой частях подошвы делается укрепительная площадная цементация скалы, поскольку здесь развиваются значительные сжимающие напряжения (концентрация) или возникает необходимость в повышении жесткости основания у низовой части плотины.

Для проведения укрепительной цементации основания бурят скважины в шахматном порядке или по квадратной сетке. Глубина укрепительной цементации основания достигает 7÷15 м, а для связующей цементации скважины бурят на глубину 3÷5 м.

Практикой установлено, что цементации поддается такая трещиноватая порода, в которой водопоглощение на 1 м длины скважины при давлении 0,1 МПа не менее 0,01 л/мин (удельное водопоглощение).

Укрепление скальных оснований. Неблагоприятные свойства скальных оснований такие, как разнородность (наличие пород разной жесткости), включение слабых пород среди надежных, большая и неравномерная деформативность, значительная трещиноватость, наличие тектонических зон, малая сопротивляемость сдвигу, могут смягчиться или вообще практически исчезнуть благодаря проведению различных конструктивно-строительных мероприятий.

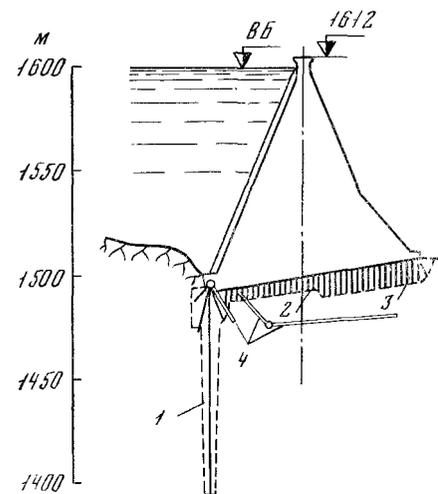


Рис. 10.8. Цементация основания плотины Летнен:

1 — противодиффузионная завеса; 2 — связующая цементация; 3 — укрепительная цементация; 4 — дренаж основания

Глубинная цементация основания или какой-либо его зоны производится в тех случаях, когда необходимо уменьшить деформативность основания вообще (повысить его жесткость или модуль деформации).

Эта цементация захватывает иногда большие глубины и области основания. Она эффективна в трещиноватых породах, особенно в слоистых породах с развитой трещиноватостью — тектонической или в результате выветривания. Для эффекта цементации глинистый заполнитель должен быть предварительно вымыт.

Глубинная цементация может повысить модуль деформации в 1,5÷3 раза и более в зависимости от геологического строения и характера трещиноватости массива.

Например, в песчаниках основания плотины Камбамбе модуль деформации после цементации вырос в 2,5÷3 раза, в известняках плотины Чиркской — в 1,5÷2, а в отдельных случаях даже до 8 раз. Эффективность цементации проверяется опытными работами в каждом отдельном случае.

Кроме повышения жесткости сплошная цементация увеличивает прочность и водонепроницаемость основания и в некоторой мере сопротивляемость его сдвигу.

Крупные трещины и тектонические зоны (трещины сбросов, грабенов, горстов и т. п.), зияющие или заполненные рыхлым материалом, гнезда слабой скалы или продуктов ее распада, а также иногда слабые прослойки уплотняются и укрепляются на такую глубину или длину, которая необходима для придания основанию некоторой однородности, для избежания концентрации напряжений в плотине, для обеспечения ее устойчивости.

Заделку крупных трещин и тектонических зон, открытых с поверхности, производят бетоном после их расчистки от заполнителя (струей воды под напором) и разделки стенок до здоровой скалы. Глубина заделки зависит от характера усилий, передаваемых плотиной, и наклона трещины к вертикали.

Вообще глубина заделки может быть определена анализом картины напряженного состояния основания*.

В США для определения глубины d , заделки трещин или слабых зон пользуются формулами [110]:

$$\begin{array}{l} \text{для плотин высотой } H \geq 45 \text{ м } d = 0,0066 bH + 1,5 \text{ м,} \\ \text{» } \text{» } \text{» } H \leq 45 \text{ м } d = 0,3b + 1,5 \text{ м,} \end{array}$$

где b — ширина трещины или слабой зоны.

Если тектоническая зона не выклинивается в котловане, бетонирование ее ведут из специальных подходных штолен или шахт.

Некоторые трещины, особенно заполненные глинистым материалом, являются опасными путями сдвига плотины, если они выходят на поверхность в нижнем бьефе (рис. 10.9, а). Опасны бывают такие контакты пород, как на плотине Торрехон, где на границе диабазов и сланцев лежит слой слабого ампелитового сланца (рис. 10.9, б). Если по условиям деформации основания не требуется полная заделка трещины, то в таких случаях для увеличения сопротивления сдвигу выполняются бетонные шпонки-штольни-полости сечением, большим сечения трещины или слабого слоя. Такие шпонки передают усилия верхнего массива прочному нижнему, работая на срез бетона (деталь на рис. 10.9, б).

Укрепление раздробленных скальных оснований различными связями и конструкциями производят в тех случаях, когда скальное основание разбито крупными трещинами, разломами, одной цементации его недостаточно или она мало эффективна.

Так, монолитность берегового склона у плотины Кастильон была обеспечена устройством бетонных контрфорсов (рис. 10.10, а, 1), которые были прижаты к скале стальными анкерами (2), размещенными в буровых скважинах диаметром 30 см и заделанными (3) (зацементированными) в здоровой скале на глубине 30—40 м. Анкеры были натянуты усилиями до 9 МН.

* Львов А. В., Фрид С. А. Определение глубины заделки трещин в основаниях бетонных плотин. — Тр. Ленгидропроекта, 1970, вып. 11.

Аналогичным образом укреплено в некоторых частях основание плотины Санта-Евлялия. Здесь тонкий слой кварцитов и их чередование со сланцами были связаны анкерами с кремнистыми сланцами.

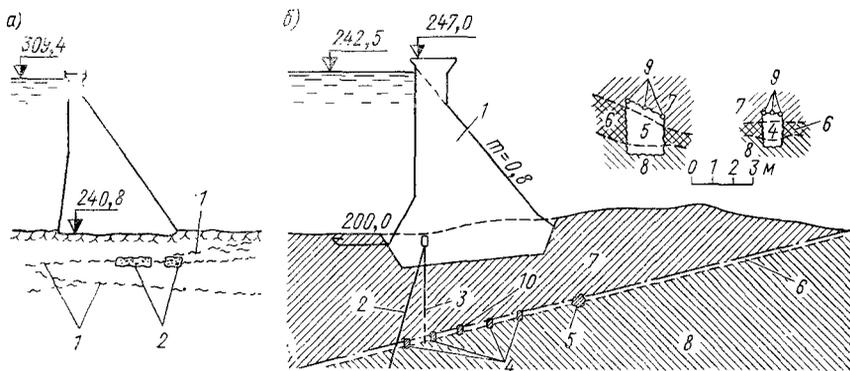


Рис. 10.9. Устройство шпонок для повышения сопротивления сдвигу оснований плотин:

а — плотина Гранд-Питер (США): 1 — зоны, опасные по сдвигу; 2 — бетонные шпонки; *б* — плотина Торрехон (Испания): 1 — профиль плотины; 2 — противофильтрационная завеса; 3 — дренаж; 4, 5 — бетонные шпонки; 6 — амфелитовый сланец; 7 — сланцы; 8 — диабазы; 9 — цементационные скважины; 10 — смотровая галерея

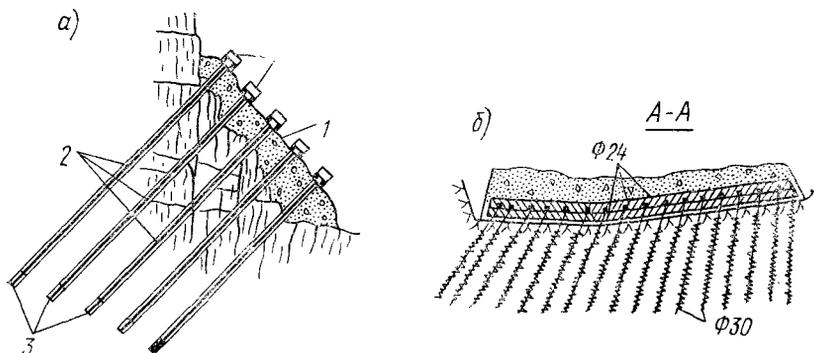


Рис. 10.10. Укрепление основания анкерами и сваями:

а — плотина Кастигон; *б* — плотина Авентино

В случае слабых скальных оснований, в особенности с глинистыми прослойками, как, например, у контрфорсной плотины Авентино, их укрепляют методом, аналогичным устройству свайных оснований в не скальных грунтах (рис. 10.10, *б*). Основание плотины Авентино было укреплено сваями в виде анкеров диаметром 30 и 24 мм и длиной до 10 м, зацементированных в скважинах диаметром 9,5 см.

Противофильтрационные завесы устраивают под подошвой плотины с верховой ее стороны (см. рис. 10.8) и продолжают на скло-

нах долины на некоторую длину. Они представляют собой ряды буровых скважин, в которые нагнетается раствор, чаще всего цементный, заполняющий трещины и образующий таким образом преграду, малопроницаемую или практически непроницаемую для воды. В некоторых случаях завесы представляют собой бетонные стенки, заглубленные в основание.

Глубина завесы в скальных породах зависит от распространения трещиноватости по глубине от поверхности основания: при малой толщине водопроницаемых пород завеса доводится до кровли водонепроницаемых пород (водоупора); при значительной толщине — до зоны, где трещиноватость пород уменьшается настолько, что удельное водопоглощение буровой скважины падает до 0,01—0,05 л/мин (меньшая цифра относится к плотинам с напором до 30 м, большая — с напором более 100 м). На практике глубина завесы составляет от 0,5 до 0,8 напора на плотину, но, конечно, бывают, и притом значительные, отступления, вызванные особенностью геологических условий.

Число продольных рядов скважин, определяющих толщину завесы, назначается так, чтобы максимальный градиент фильтрации через завесу (которая не может быть абсолютно водонепроницаемой) не превышал допустимой величины. По «Указаниям» [142] допустимый градиент определяют по табл. 10.2.

Таблица 10.2

Водопроницаемость основания завесы		Допустимый градиент фильтрации $J_{\text{доп}}$
Удельное водопоглощение, л/мин	Коэффициент фильтрации, см/с	
0,05	$1 \cdot 10^{-4}$	10
0,03	$6 \cdot 10^{-5}$	15
0,01	$2 \cdot 10^{-6}$	20

Максимальный градиент фильтрации в теле завесы (верхнее ее сечение) $J_{\text{доп}}$ приближенно равен разности давлений фильтрационного потока перед и после завесы, деленной на толщину завесы. Градиент фильтрации на изовом конце завесы равен нулю, поэтому завеса может иметь переменную толщину; при нескольких рядах скважин сверху завесы до низа цементуемой толщи основания доводится один ряд.

Расстояние между рядами зависит от степени трещиноватости скалы, обычно оно составляет от 1,5—2 до 3—4 м; примерно такое же расстояние и между скважинами в ряду.

На рис. 10.11 показано расположение цементационных скважин завесы под плотинной Летиен (см. также рис. 10.8). При сложном геологическом строении (кварциты, известняки, брекчии, сильная трещиноватость) скважины цементации имеют разную глубину (устанавливаемую в процессе производства работ путем опробования скважин на водопоглощение) при разном расстоянии между

ними в ряду в зависимости от водопроницаемости различных зон основания.

Скважины обычно выполняют вертикальными, но при вертикальных или близких к вертикальным трещинам их делают наклонными по возможности нормально к трещинам. В последнее время скважины завесы делают наклонными в сторону верхнего бьефа.

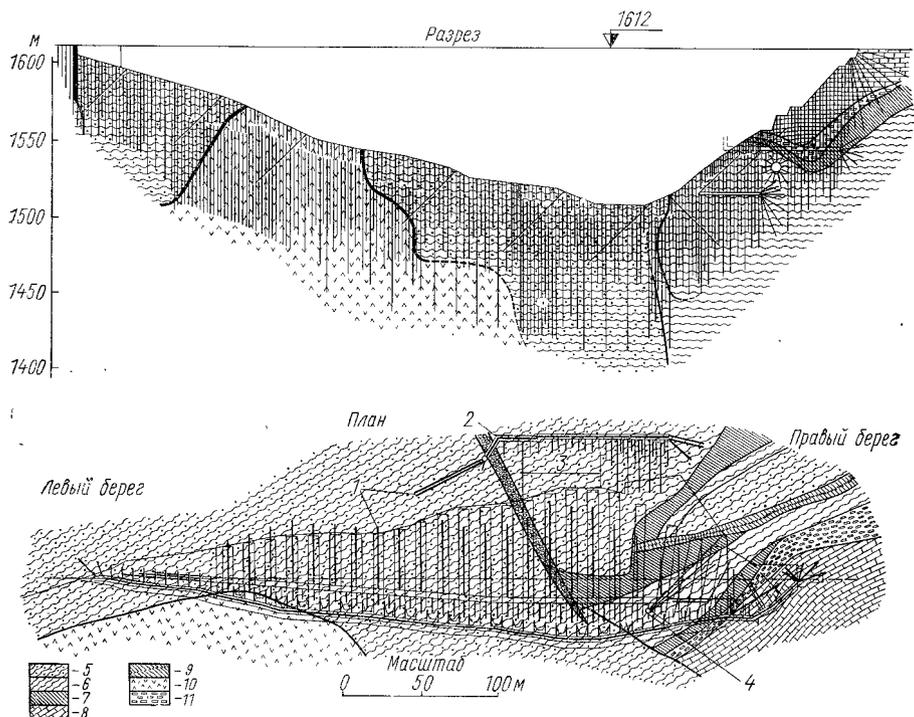


Рис. 10.11. Цементационная завеса плотины Летиен (Иран):

1 — дренаж; 2 — низовая завеса; 3 — здание ГЭС; 4 — верховая завеса (основная); породы основания: 5 — белые кварциты; 6 — красные кварциты; 7 — сланцы; 8 — сланцевый известняк; 9 — зона брекчий; 10 — зеленый олигоцен; 11 — красный кальцит

Диаметр скважин принимается в пределах 45÷76 мм. Нагнетание цементных растворов в скважины производится под давлением обычно после укладки небольшого слоя бетона.

Для устройства завес используют цементный раствор с применением пластифицирующих добавок: гидрофильной или гидрофобной. В условиях закарстованных пород полости в скале заполняют бетоном или цементно-глинистым раствором со значительной примесью глины или же битумом. Завесы, выполняемые нагнетанием битума, применяют относительно редко; они целесообразны в тех случаях, когда цементная завеса подверглась бы сильной коррозии ввиду наличия агрессивных вод.

Завесы выполняют обычно из специальных галерей в теле плотины или в особых бетонных плитах перед напорной гранью плотины (см. рис. 10.8); береговые завесы ведут с поверхности земли, а при их большой глубине — из специальных штолен, располагаемых ярусами. В концевых участках завес скважины иногда располагают в виде веера (см. рис. 10.11).

Длина и направление береговых завес в плане определяются многими условиями: местом выклинивания водоупорных пород, положением поверхности депрессии фильтрующихся в обход плотины

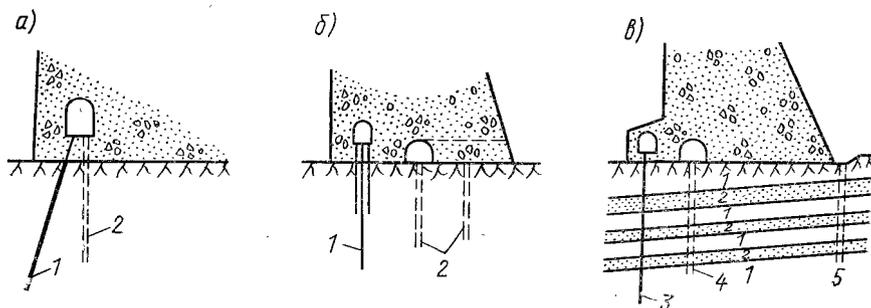


Рис. 10.12. Схемы дренажа под плотиной:

а — наклонная завеса 1 и дренаж 2; *б* — вертикальная завеса 1 и дренаж 2, выполненный из отдельных галерей; *в* — дренаж слоистого основания: 1—2 — соответственно водоупорные и водоносные слои; 3 — завеса; 4 — дренаж; 5 — разгружающие скважины

вод (характером гидроизогипис), ожидаемыми потерями воды из водохранилища в обход плотины, а также устойчивостью пород берегового склона против сдвига.

В тех случаях, когда устройство цементационной завесы затруднительно (слабая скала, чередование скальных пород со слоями рыхлых и т. п., не допускающих нагнетания раствора под давлением) или неэкономично, завесы устраивают в виде бетонных стенок или комбинации стенок и цементации под ними.

Дренаж основания и береговых примыканий. Дренаж скальных оснований является мощным средством для изменения режима фильтрации, иногда даже более эффективным, чем завесы и поныры. Совместное применение завес и дренажа дает максимальный эффект.

Дренаж под плотиной представляет собой или ряд скважин в основании (иногда это называется «дренажной завесой»), или галереи (штольни), или полости в подошве плотины, соединенные с нижним бьефом отводящим устройством в виде трубы, галереи, дрен, заполненных крупнозернистым материалом (рис. 10.12).

Дренажные скважины диаметром не менее 20÷25 см на расстоянии друг от друга в ряду 2÷5 м располагаются за цементацион-

ной завесой (в сторону НБ). Если расстояние между скважинами цементации в ряду (шаг скважин) принять за l , то дренажные скважины должны быть на расстоянии от завесы, равном $(2 \div 3)l$, во всяком случае не ближе 4 м. Если, как это нередко бывает, и цементационные, и дренажные скважины выполняются из одной галереи в теле плотины, то дренажные делаются вертикальными (рис. 10.12, а), или и те и другие наклонными, но в разные стороны. Однако лучше делать дренажные скважины из особой галереи в плотине, откуда вода отводится в нижний бьеф (рис. 10.12, б).

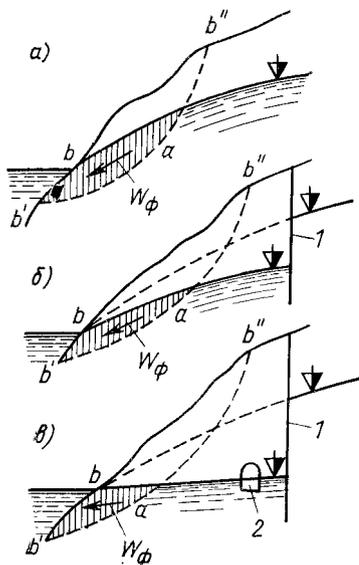
В этом случае облегчается и эксплуатация дренажа: регулирование его работы, очистка скважин и др.

Для усиления работы дренажа иногда делают второй ряд скважин или даже галереи, куда отдают воду и все дренажные скважины, как это сделано на плотине Летиен (см. рис. 10.8 и 10.11). Усилить дренаж можно также системой галерей под подошвой плотины, продольных и поперечных (рис. 10.12, в).

Глубина дренажных скважин зависит от характера основания. При относительно однообразной трещиноватости глубина эта делается в пределах 0,5—0,7 от глубины цементационной завесы. При слоистом основании дренажные скважины должны пересечь водоносные слои (рис. 10.12, в). При обильном притоке подземных вод или при наличии глубинных напорных вод следует делать разгружающие скважины в нижнем бьефе за плотиной (5— на рис. 10.12, в) во избежание разрушения верхнего водонепроницаемого слоя скалы под давлением фильтрационных вод.

Рис. 10.13. Схемы фильтрации в обход плотины в нижний бьеф:

а — при отсутствии завесы; б — при наличии завесы 1; в — то же, и при устройстве дренажа 2



Дренаж береговых скальных массивов, к которым примыкает плотина, имеет большое значение для устойчивости склонов (берегов) непосредственно ниже плотины.

В береговом примыкании плотины возникают обходные течения воды, фильтрующейся из верхнего бьефа в нижний. Градиенты обходной фильтрации возрастают ближе к нижнему бьефу (рис. 10.13, а) и поэтому береговой массив $b'bb''a$ подвергается значительным объемным (заштриховано $ab'b'$) гидродинамическим силам, с равнодействующей W_{ϕ} (рис. 10.13, а), могущим вызвать его скольжение. В случае устройства завесы 1 (рис. 10.13, б) силы эти уменьшаются, а при устройстве и дренажа (рис. 10.13, в) почти исчезают.

§ 10.4. УЧЕТ ОСОБЕННОСТЕЙ СКАЛЬНОГО ОСНОВАНИЯ, БЕРЕГОВЫХ СКЛОНОВ И УСЛОВИЙ СТРОИТЕЛЬСТВА ПЛОТИНЫ ПРИ РАСЧЕТАХ ЕЕ ПРОЧНОСТИ

В гл. 8 приведены способы расчета прочности и устойчивости гравитационной плотины совместно с основанием изотропным, монолитным, однородным, упругим, которое, строго говоря, в природе почти не встречается. Расчет прочности и устойчивости бетонных плотин на реальных скальных основаниях посвящен настоящий параграф.

Схематизация реальных оснований. Для применения существующих теоретических методов расчета прочности и устойчивости необходимо схематизировать неоднородное или сложное геологическое строение основания, т. е. заменить его приближенно однородным и более простым, для которого имеются методы решения.

Так, например, если трещиноватость основания образует блоки небольших размеров по сравнению с размерами подошвы сооружения и распространена в массиве более или менее равномерно, то можно «блочное» основание в расчетах заменить условно монолитным («квазисплошным»). Опыты в лаборатории (рис. 10.14) с моделью основания из прямоугольных блоков показывают, что эпюра подошвенных нормальных напряжений 1 становится близкой к эпюре для монолитного основания 2, если линейные размеры блоков в 7÷9 раз меньше ширины подошвы плотины.

Как правило, все скальные основания анизотропны. Однако при показателе анизотропии (отношение среднего наибольшего значения к среднему наименьшему) менее 2—4 можно полагать в расчетах напряженного состояния анизотропное основание изотропным.

При наличии глубоких крупных трещин (разломов) или при резкой смене пород в основании, сильно отличающихся по своим свойствам, а также при других сложных схемах строения основания следует применять в расчетах метод конечных элементов, позволяющий учитывать и блочность основания, и наличие разломов, многопородность и др. Полезно проводить физическое моделирование сооружения и основания.

Влияние слоистости, крупных и ослабленных зон, наличия пород разной жесткости в основании на распределение контактных на-

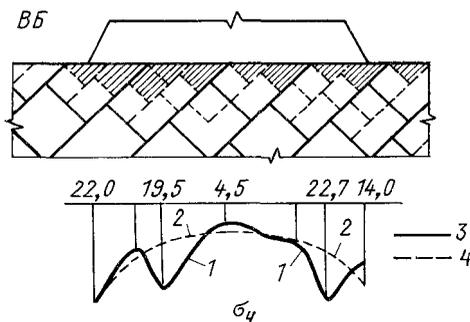


Рис. 10.14. Эпюра нормальных напряжений по подошве плотины от ее собственного веса:

1—3 — при крупных блоках основания; 2—4 — при уменьшенных в 4 раза блоках

пряжений по подошве плотин. В последнее время проведен ряд экспериментальных лабораторных исследований, осветивший особенности напряженного состояния в контакте плотины и основания в некоторых типичных случаях [11].

Так, в случае слоистого основания распределение напряжений зависит от направления слоев по отношению к поверхности основания, от этого же зависит изменение модуля деформации основания, E , по тому или иному направлению действующей силы. На рис. 10.15 видно, как меняется эпюра напряжений с изменением отношения $E_{п}/E_0$, где $E_{п}$ — модуль деформации плотины (на рис. 10.15, б учитывалось $E_{п}/E_0$ в направлении действующей силы P).

Когда основание сложено двумя-тремя породами разной жесткости, происходит перераспределение напряжений (по сравнению со случаем однородного основания) в зависимости не только от жесткостей пород, но и от местонахождения их в основании. На рис. 10.16 рассмотрен пример (по лабораторным опытам на трех моделях, когда основание сложено массивами с модулями деформации E_1 и E_2 , причем $E_1/E_2=5$ и плотина имеет модуль E_1 . В модели № 1 и основание, и плотина имеют модуль E_1 , в модели № 2 более податливая порода (E_2) расположена под напорной зоной плотины, а в модели № 3, наоборот, — в низовой части основания. Из рисунка видно, что когда менее жесткая зона находится в верховой стороне основания (модель № 2), улучшается напряжение состояния у напорной грани по сравнению со случаем однородного основания (модель № 1) и увеличивается сжатие при некотором уменьшении его под низовой гранью плотины, а в случае модели № 3, наоборот, на напорной грани плотины появляются даже растягивающие нормальные напряжения. Следовательно, всегда желательно иметь более жесткие породы у низовой грани плотины и нежелательно их иметь у верховой. С этой точки зрения укрепительная цементация основания (см. § 10.3) под низовой частью плотины при обязательном дренаже основания всегда полезна. Это же показали специальные опыты по влиянию цементации на напряженное состояние в подошве плотины. При нескольких породах в основании всегда наблюдается увеличение напряжения сжатия под более жесткими породами в соответствии с увеличением их модулей деформации, т. е. более жесткие зоны берут на себя большую нагрузку, чем менее жесткие.

Надо отметить также, что в зоне контакта разных пород, а тем более, если эта зона ослаблена трещиной, наблюдается всегда концентрация напряжений (рис. 10.16).

Условия работы плотины на склоновых (береговых) участках створа. На склонах высота плотины уменьшается по мере подъема основания, нагрузки на отдельные секции и напряжения в них уменьшаются, как и перемещения гребня плотины (на рис. 10.17, а $НН' > КК' > ММ'$). При наличии плоских межсекционных швов (см. рис. 8.32, а) секции плотины на склонах работают независимо одна от другой, но при штрабных швах (см. рис. 8.34, б) часть нагрузки более высокой секции будет передаваться соседней, менее

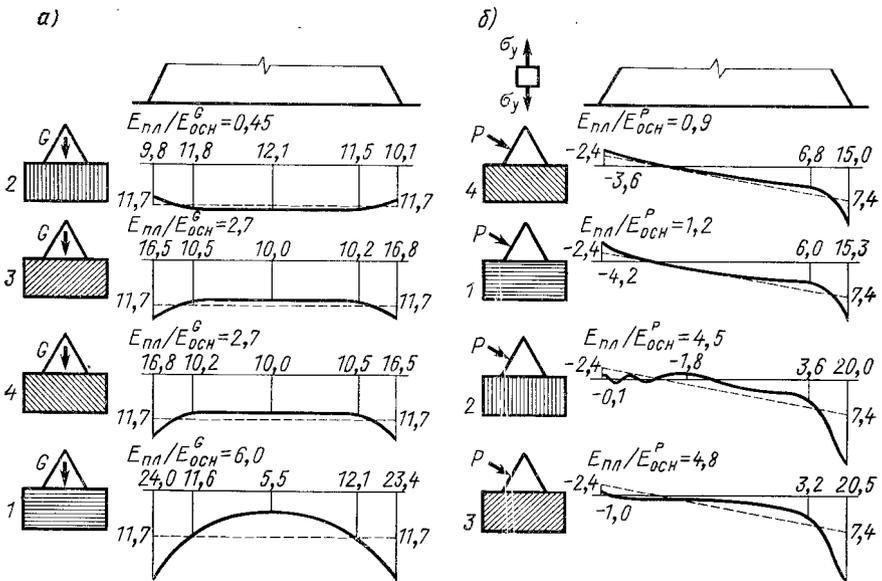


Рис. 10.15. Эпюры нормальных напряжений в слоистом основании в зависимости от направления слоев:

а — от собственного веса плотины G ; б — от гидростатической нагрузки P (пунктир — напряжения, получаемые элементарным расчетом)

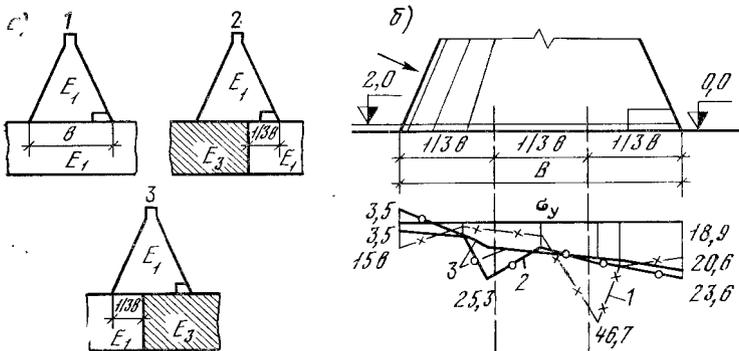


Рис. 10.16. Влияние жесткости пород, слагающих основание при $E_1/E_2=5$, изменение нормальных напряжений у подошвы плотины:

а — схемы моделей; б — эпюры нормальных напряжений для моделей; 1 — № 1; 2 — № 2; 3 — № 3

высокой, благодаря зацеплению в штрабах шва и меньшему отклонению гребня. Это равносильно тому, как если бы нагрузка от воды на соседние секции уменьшалась за счет передачи части поперечной силы по сравнению со случаем независимой их работы. На рис. 10.17, б это схематично показано: вверху сечение плотины и эпюра гидростатического давления (горизонтальная штриховка), внизу — то же, в плане.

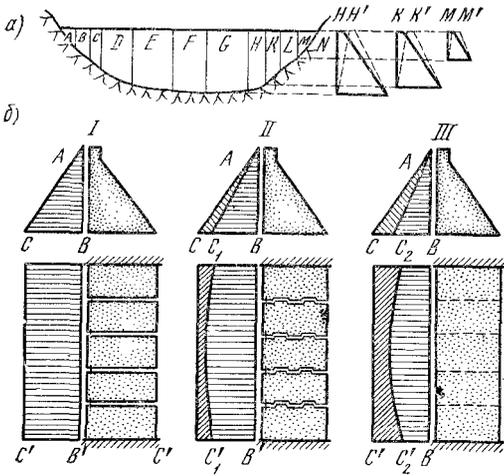


Рис. 10.17. Взаимное влияние секций плотины на береговых склонах:
 а — схемы деформации секций; б — изменение расчетного гидростатического давления в случае швов: I — плоских; II — штрабных; III — замонотиченных

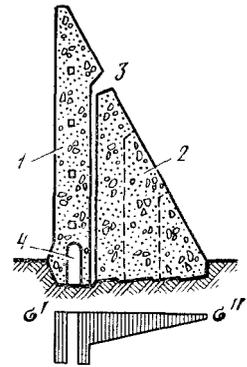


Рис. 10.18. Напряжения в основании при возведении плотины блоками 1 и 2

Еще больший эффект дает замонотичивание швов, т. е. выполнение плотины неразрезной (бесшовной): здесь передача гидростатической нагрузки происходит не только за счет поперечной силы, но и за счет крутящего момента. Фактически такая плотина будет работать как вертикальная плита, опирающаяся на дно долины и берега со свободной одной стороной (гребень). Расчет напряжений в такой плите может быть выполнен аналогично расчету арочной плотины (см. гл. 12), представляемой как система перекрещивающихся арок и консолей: в данном случае — как бы горизонтальных балок и вертикальных консолей [110].

Такие неразрезные бесшовные плотины целесообразны в относительно узких створах, где по разным причинам применение арочных плотин нецелесообразно.

Влияние на напряжения очередности строительства плотины. Описанные в гл. 8 методы расчета напряженного состояния плотины предполагают, что нагрузки на плотину прикладываются как бы

«мгновенно». В действительности сама плотина строится ряд лет, и гидростатическая нагрузка на высокую плотину также создается не сразу. В связи с этим напряжения в плотине могут отличаться от рассчитанных по формулам гл. 8 в зависимости от условий ее возведения.

Современные плотины иногда ставятся под частичный напор воды недостроенными до их полной высоты. Порядок возведения секций плотины и время замоноличивания швов между ними для восприятия частичного напора воды выбираются такими, чтобы в плотине не появлялось растягивающих напряжений. Для этого приходится рассматривать ряд вариантов хода строительства и производить статические расчеты недостроенного сооружения. Полученные в сооружении и его основании напряжения складываются затем с напряжениями от достраиваемых частей плотины и повышения напора воды. Большую роль при этом играет замоноличивание строительных швов, частичное или полное.

Как показал А. З. Басевич [10], возведение плотны отдельными блоками, например, 1 и 2 (рис. 10.18), создает в основании в период постройки большие сжимающие напряжения у напорной грани 4, которые после замоноличивания шва 3 и подъема напора уменьшаются или переходят в растягивающие, как это было бы при обычном способе постройки плотины.

§ 10.5. УСТОЙЧИВОСТЬ ПЛОТИН И ПРОЧНОСТЬ ИХ СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЙ

Нарушения устойчивости плотины и ее смещения могут произойти вследствие: а) сдвига ее при нарушении контакта ее с основанием или по трещинам основания в случае появления недопустимых растягивающих и касательных напряжений; б) опрокидывания ее при разрушении контакта ее с основанием; в) разрушения скального массива основания под действием развивающихся в нем напряжений.

Поверку устойчивости плотины на опрокидывание можно не производить, если на напорной грани ее отсутствуют растягивающие напряжения (что требует СНиП). Наиболее важной является опасность сдвига плотны (случай «а»).

Устойчивость плотны против сдвига. Явление сдвига плотины в последнее время изучали, главным образом, опираясь на модельные лабораторные опыты и некоторые теоретические построения. Были сделаны предложения считать критерием сдвига появление недопустимых растягивающих напряжений в зоне контакта, предлагались критерии второй теории прочности и др. Однако единого мнения в этом вопросе нет, исследования продолжаются, поэтому рекомендуется и в новых нормах [131] положить в основу расчета сдвига известную формулу касательных напряжений $\tau = f\sigma + c$.

Основная формула расчета по предельным состояниям (6.1) в применении к расчету сдвига плотны по горизонтальной по-

верхности (плоский сдвиг) имеет вид:

$$n_c N_p \leq \frac{m}{k_H} R, \quad (10.1)$$

где N_p — расчетное значение обобщенной силы, вызывающей сдвиг, обозначаемое через Q (давление воды и другие горизонтальные силы); R — обобщенное значение сил, сопротивляющихся сдвигу, в данном случае $R = fV + cF$, где f и c — известные параметры сдвига; V — равнодействующая всех нормальных к плоскости сдвига сил; F — площадь контактного сечения между плотиной и основанием (рис. 10.19, а); $n_c = 1,0$; $m = 0,9$; k_H — согласно табл. 6.3.

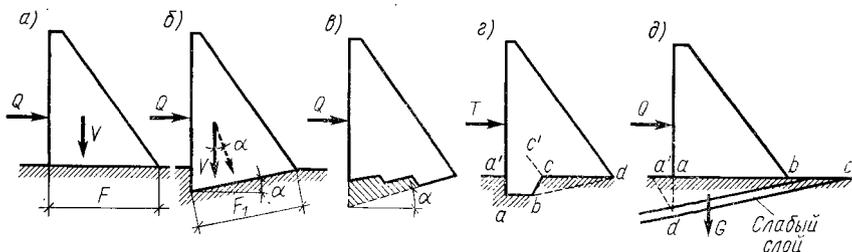


Рис. 10.19. Схема к расчету устойчивости плотины на сдвиг:

а — плоский горизонтальный сдвиг; б — сдвиг по наклонной поверхности; в — сдвиг по наклонной зубчатой поверхности; г — сдвиг по трещине; д — по ослабленной зоне

Формула (10.1) при учете сказанного выше будет иметь вид, удобный для практики:

$$Q \leq 0,9 \frac{fV + cF}{k_H} \quad \text{или} \quad k_H = 0,9 \frac{fV + cF}{Q}. \quad (10.2)$$

Расчетные значения f рекомендуются СНиП II-16—74, они значительно выше, а c ниже, чем по ранее действовавшему СН 123—60. Это основано на данных многих натурных опытов по сдвигу массивов и увязано со значением коэффициента k_H (табл. 10.3).

Этой таблицей рекомендуется пользоваться во всех случаях на первых стадиях проектирования и для сооружений III ÷ IV классов в технических проектах и даже в стадии рабочих чертежей (кроме сложных случаев). В технических проектах сооружений I ÷ II классов рекомендуется пользоваться данными полевых опытов по определению f и c на створе.

Если плоскость сдвига наклонена под углом α к горизонту (рис. 10.19, б), то формула (10.2) примет вид ($m = 1$):

$$Q \cos \alpha \leq \frac{f(V \cos \alpha + W \sin \alpha) + cF_1 + V \sin \alpha}{k_H}$$

или

$$Q \leq \frac{(f + \operatorname{tg} \alpha)V + c \frac{F_1}{\cos \alpha}}{(1 - f \operatorname{tg} \alpha) k_H} \quad \text{и} \quad k_H \leq \frac{(f + \operatorname{tg} \alpha)V + c \frac{F_1}{\sin \alpha}}{(1 + f \operatorname{tg} \alpha) Q}, \quad (10.3)$$

где F_1 — площадь подошвы плотины.

Виды скальных пород оснований	Сдвиг бетона по скале (f/c)	Сдвиг по трещинам (f/c)		
		малым $d=0,5\div 2$ мм	средним с мелким заполнителем $d=2\div 20$ мм	крупным с рыхлым заполнителем $d>20$ мм
1	2	3	4	5
Скальные массивные крупноблочные, слоистые, плиточные породы, $R_{сж}>40$ МПа, практически не выветрелые	$\frac{0,95}{0,4}$	$\frac{0,8}{0,15}$	$\frac{0,7}{0,1}$	$\frac{0,55}{0,05}$
	То же, но среднетрещиноватые, слабо выветрелые	$\frac{0,85}{0,3}$	$\frac{0,8}{0,15}$	$\frac{0,7}{0,10}$
Скальные, крупноблочные сильнотрещиноватые, $R_{сж}\approx 40$ МПа, полускальные породы слабо выветрелые, слабо деформируемые, $R_{сж}=20\div 40$ МПа		$\frac{0,75}{0,2}$	$\frac{0,7}{0,10}$	$\frac{0,65}{0,05}$
	Полускальные породы, плиточные, тонкоплиточные, средние- и сильнотрещиноватые, $R_{сж}=2,5\div 20$ МПа	$\frac{0,7}{0,10}$	$\frac{0,65}{0,05}$	$\frac{0,5}{0,05}$

Примечания: 1. Величины c даны в МПа. 2. После проведения цементации трещин показатели f и c повышаются, но величина повышения устанавливается опытами на месте.

Этой же формулой можно пользоваться в случае устройства зубчатой поверхности основания с наклоном зубьев под углом α к горизонту. В этом случае экономится часть бетона в плотине и часть скальной выемки (на рис. 10.19, *в* — заштриховано).

Применение наклона подошвы плотины в сторону верхнего бьефа повышает устойчивость плотины на сдвиг, что видно из рассмотренных формул (10.3).

Повышение сопротивления сдвигу плотины достигается также использованием естественных скальных упоров со стороны нижнего бьефа при заглублении подошвы плотины в скалу или специальных бетонных массивов, в которые упирается плотина, или сопротивления здания ГЭС, непосредственно примыкающего к плотине, как это сделано, например, у Красноярской плотины (см. рис. 10.3, 2).

Пользуясь формулой (10.3), можно делать поверку, возможна ли потеря устойчивости плотины при сдвиге по трещинам в скале основания, по ослабленным слоям слоистого основания. Например, при косо́й трещине в основании или слабом слое может произойти сдвиг по слабому слою (линия ac , рис. 10.19, *д*); в том случае, если имеются (или могут образоваться) трещины abd (рис. 10.19, *е*) также возможен сдвиг по ним. В этих случаях в расчетах по формуле (10.3) в состав силы V надо включить вес G скалы в объеме bcd (или ade), а силу Q увеличить за счет фильтрационного давления на участок скалы $a'd$.

При расчетах сдвига внутри скального основания необходимо проанализировать все возможные опасные трещины. При расчетах по формуле (10.3) можно пользоваться данными табл. 10.3 по графам 3, 4, 5, если нет опытных данных или аналогов. В случае рыхлого заполнителя трещины необходимо брать f и c по характеристикам последнего (см. гл. 9).

В скальных основаниях реже, но может иметь место и глубинный сдвиг, аналогично такому же сдвигу в нескальных основаниях (см. § 9.7), и смешанный сдвиг, частично по контакту плотины с основанием, частично внутри массива основания, иногда по ломаным поверхностям скольжения. Такого рода сдвиги могут иметь место в раздробленных, мелкоблочных основаниях, а иногда и в сложных слабых основаниях, в полускальных основаниях. На рис. 10.20 приведен пример глубинного сдвига (по модельным исследованиям Д. Крسمановича) в блочном основании: вверху — первый этап развития трещин в глубину, внизу — конечный этап, образование «призмы выпирания» $ABCD$.

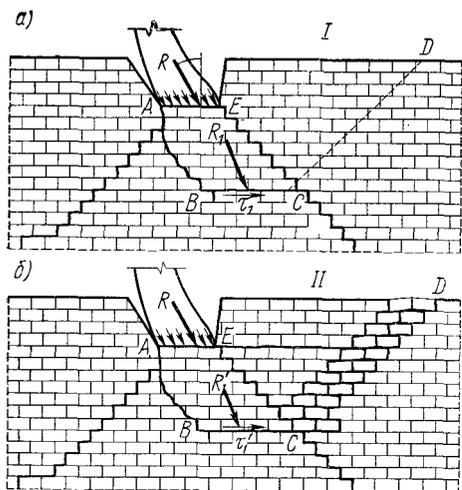


Рис. 10.20. Схема глубинного сдвига (по Д. Крسمановичу):

a и $б$ — фазы сдвига I и II; R — нагрузка от плотины; R_1 и R_1' — от блока породы основания $ABCE$, кривая скольжения $ABCD$

Прочность скального основания. Хотя скальные породы, как правило, более

прочны «в куске», чем бетон, но в массиве, ослабленном многочисленными трещинами, основание может оказаться слабее бетона в том смысле, что в нем возникнут деформации существенно большие, чем в бетоне (модуль деформации основания может падать до 2—3 ГПа, модуль упругости бетона доходит до 20—25 ГПа). Что же касается кусков скальной породы, то прочность их на раздробление соизмерима и, как правило, выше прочности бетона.

Однако в областях возможных растягивающих напряжений могут образоваться трещины или раскрыться имеющиеся. Это области основания со стороны верхнего бьефа, в зоне цементационной завесы (что поведет к усиленной фильтрации под плотиной). Эти области обнаруживаются при расчете напряженного состояния комплекса «плотина — основание» и здесь должна быть проведена цементация основания.

Деформация плотин и их оснований. Вследствие большой жесткости скальных оснований плотин их вертикальные (осадки) и горизонтальные смещения невелики, измеряются миллиметрами, по-

этому расчеты плотин и оснований по второму предельному состоянию проводятся (и то не всегда) для сооружений I класса, для неразрезных конструкций плотин и в случае очень податливых оснований. Этот расчет нужен также в случае наличия резко отличных (по деформативности) пород в основаниях. Допустимые величины смещений устанавливаются в каждом отдельном случае по соображениям эксплуатации плотины и соседних сооружений гидроузла.

§ 10.6. ОБЛЕГЧЕННЫЕ ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПЛОТИНЫ

Бетонные массивные гравитационные плотины, будучи простыми по конструкции и выполнению, обладают рядом недостатков. К их числу относятся: 1) значительный объем материалов для тела плотин, в частности цемента, что приводит к высокой по сравнению с другими типами плотин стоимости; 2) недостаточная монолитность вследствие проявления в бетонной кладке температурных и усадочных деформаций; 3) недостаточная ясность напряженного состояния плотины в зоне, близкой к основанию, а также самого основания, в частности неопределенность значений фильтрационного противодавления; 4) неполное использование прочности применяемого в плотине материала — бетона, особенно в плотинах высотой менее 100 м.

Эти обстоятельства привели к необходимости изыскания способов улучшения плотин массивного гравитационного типа путем «облегчения» и удешевления их, что достигается следующими мерами:

1) снижением фильтрационного противодавления по подошве плотины до минимума; это привело к появлению плотин с расширяющимися поперечными швами (см. рис. 10.1, б) и плотин с полостями у основания (см. рис. 10.1, в); 2) снятием растягивающих напряжений в бетоне тела плотины путем искусственного сжатия бетонной кладки и прижатия ее к основанию; это привело к заанкеренным плотинам с напряженными анкерами (см. рис. 10.1, д), обжимающими плотину у напорной ее грани; 3) заменой бетона во внутренней части плотины более дешевым местным материалом — песком, щебнем, гравием, галькой и др., плотины с загруженными полостями (см. рис. 10.1, з); 4) размещением во внутренней части плотины машинного зала ГЭС.

Гравитационные плотины с расширенными (широкими) швами. В плотине с широкими швами (рис. 10.21) общие габариты не отличаются от габаритов массивной гравитационной плотины, но с каждой стороны секции плотины делаются выемки шириной $\sim 0,5 z$ и высотой z . Объем бетона в каждой секции уменьшается на $0,5 b_0 z e$.

Фильтрационное противодавление в данном случае распространяется от напорной грани в сторону широких швов так, что его эпюра по линии тока может быть условно и приближенно изобра-

жена в виде треугольника ac_1d (заштриховано) вместо фигуры ad_1c для плотины с завесой и обычным дренажем основания.

Величина силы протводавления на плотину с широкими швами $W_{\Phi}^{III} = 0,5\gamma H b_1 d$. Если фильтрационное протводавление на массивную плотину с обычными швами обозначить через W_{Φ} , то уменьшение фильтрационного давления на величину $W_{\Phi} - W_{\Phi}^{III}$ позволит уменьшить объем бетона в секции плотины на $V_{III} = 0,5b_0 z e = (W_{\Phi} - W_{\Phi}^{III})/\gamma$. Отсюда можно определить размеры широкого шва z и e (при этом не учитывается дополнительная экономия бетона за счет уменьшения при широких швах силы

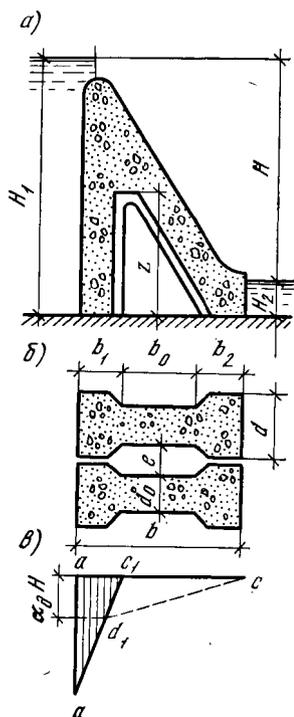


Рис. 10.21. Схема плотины с широкими швами

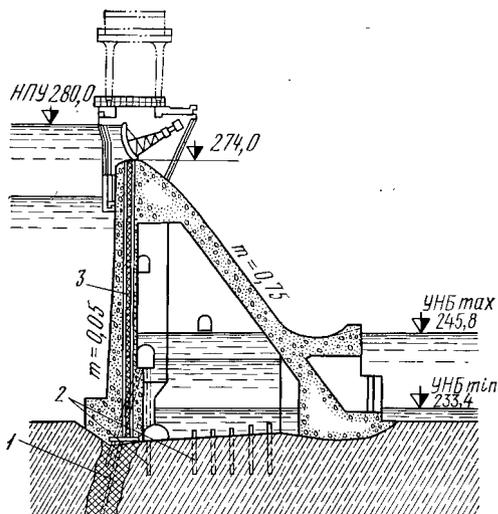


Рис. 10.22. Водосливная плотина Мамаканского гидроузла с широкими швами:

1 — цементационная завеса; 2 — дренаж основания; 3 — дренаж тела плотины

взвешивания). Для предварительного определения параметров широкого шва есть графики (см. СН 123—60, а также см. методику В. И. Телешева).

Ширина шва e на практике колеблется от 3 до 9 м или 0,15—0,40 от d — ширины секции. Начинается шов в расстоянии (0,4—1) d от напорной грани, на таком протяжении размещается обычно дренаж секции и уплотнения швов. Ширина швов Братской плотины 6 м (см. рис. 10.2, в) или $e/d = 0,27$, Мамаканской плотины тоже 6 м (рис. 10.22) или $e/d = 0,4$. Последняя плотина построена в суровых условиях Сибири (среднегодовая температура воздуха $-5,8^{\circ}\text{C}$, максимальная $+37^{\circ}\text{C}$, минимальная -60°C).

Экономия в бетоне плотин с широкими швами составляет от 7 до 12÷15% от объема массивной плотины в тех же условиях; экономия в капитальных вложениях — от 5 до 10% в связи с увеличением стоимости бетонных работ (увеличение количества опалубки и др.).

Расчеты устойчивости плотины с расширенными швами практически в принципе ничем не отличаются от расчетов устойчивости массивной гравитационной плотины. Расчеты напряженного состояния при небольшой относительной ширине шва $e/d=0,1-0,2$, можно делать аналогично расчету массивной плотины шириной $d_0=d-e$. При этом, однако, гидростатическое давление на выделенный элемент секции единичной ширины будет считаться равным $p_0=d/d_0p$, где $p=\gamma h$. Рассчитанные таким путем напряжения будут несколько завышены на гранях.

При более широких швах расчеты напряжения можно вести, как в массивно-контрфорсных плотинах (см. гл. 11).

Плотины с широкими швами можно строить глухими и водосливными в разных климатических условиях. Большая площадь открытых поверхностей плотины облегчает рассеяние тепла экзотермии, наличие широких швов облегчает контроль за бетоном секции.

Недостатками плотин данного типа являются: 1) некоторое осложнение по сравнению с массивной гравитационной плотиной, в пропуске речных вод в период постройки сооружения; одним из решений является устройство донных отверстий в секциях плотины (см. рис. 11.9, а); 2) больший расход опалубки, что влечет за собой удорожание единичной стоимости бетона по сравнению с массивной плотиной на 5÷10%; 3) необходимость устройства мостиков через широкие швы для обхода плотины в период эксплуатации по галереям на разной высоте; 4) необходимость закрытия швов сверху во время зимних работ во избежание нежелательных резких колебаний температуры бетона, а также необходимость защиты швов от захламления строительным мусором.

Плотины с продольными полостями. Экономия бетона в плотинах с продольными полостями получается благодаря уменьшению фильтрационного давления W на подошву плотины.

На рис. 10.23 показан пример плотины с полостью — Гроссер-Мюльдорферзее. Здесь экономия в бетоне по сравнению с массивной плотиной без полости получена за счет уменьшения фильтрационного и взвешивающего давления. Хотя при этом изменяется напряженное состояние плотины: несколько увеличиваются нор-

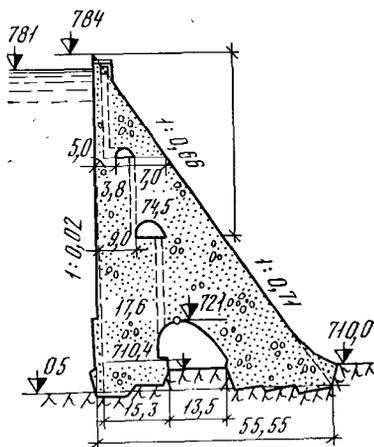


Рис. 10.23. Плотина Гроссер-Мюльдорферзее (Австрия)

мальные напряжения по основанию, но зато центр тяжести подошвенного сечения может занять благоприятное положение в смысле достижения большей равномерности напряжений, что зависит от местоположения полости.

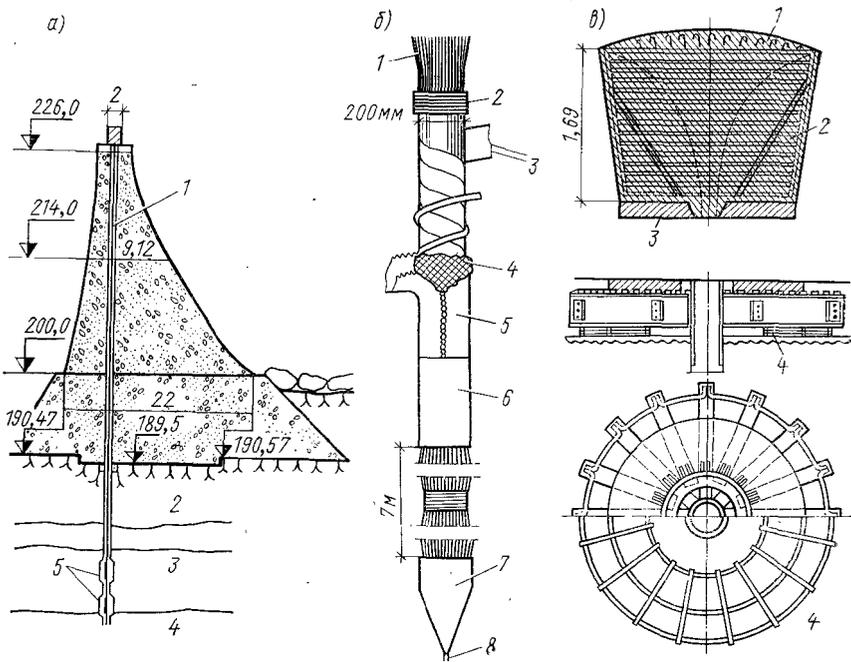


Рис. 10.24. Заанкеренная плотина Шерфа́ (Алжир):

а — профиль плотины: 1 — анкер; 2 — известковый песчаник; 3 — известняк; 4 — глина; 5 — расширение анкера при заделке в скалу; б — состав анкера: 1 — гальванизированная проволока; 2 — связка; 3 — изоляция; 4 — битум; 5 — защитные покрытия; 6 — цементное кольцо; 7 и 8 — наконечник и трубка для цементации; а — оголовок тяжа; 1 — нити троса; 2 — оголовок; 3 — стальная плита; 4 — кольцо, распределяющее давление по гребню плотины

Плотины с предварительным напряжением бетона, заанкеренные. Идея искусственного напряжения кладки плотин впервые осуществлена в 1934 г. при усилении плотины Шерфа́ (Алжир) из каменной кладки на растворе, в связи с наращиванием ее на 3 м, а также из-за недостаточной прочности и устойчивости (рис. 10.24). В целях ликвидации растягивающих напряжений у напорной грани и увеличения сопротивляемости плотины сдвигу были применены *анкеры* — *стальные тросы*, опущенные в специальные скважины в теле плотины и основании (песчаник) и зацементированные в скважинах на глубине 22÷24 м от подошвы плотины. С помощью домкратов на гребне плотины анкеры натянуты так, что создавали усилие, в целом равное $\frac{1}{3}$ веса плотины.

Успех заанкеривания плотины Шерфа́, а затем плотин Фергю́ (Алжир), Эвон (Англия) и других (всего более 20 случаев) привел к мысли использовать анкеровку не только для усиления плотин, но и как путь к экономии бетона в плотинах вообще. Так появ-

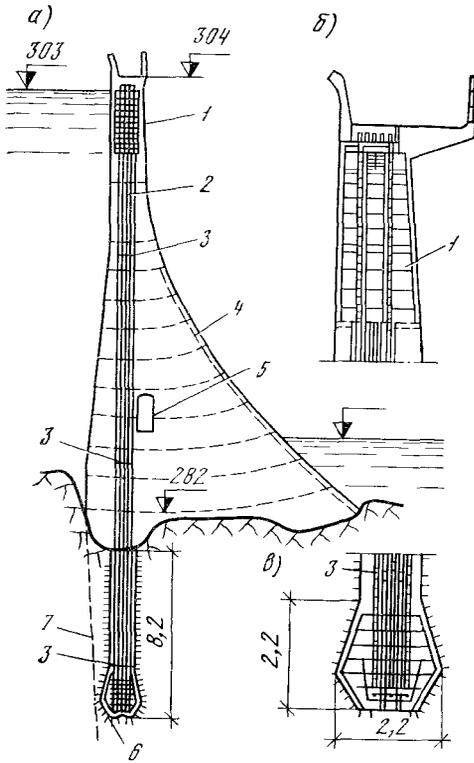


Рис. 10.25. Плотина Олт-на-Лейридж (Шотландия):

a — профиль плотины; *б* — гребень плотины; *в* — заделка анкера в основании; 1 — оголовок плотины; 2 — анкер; 3 — стыки стержней $d=28,6$ мм; 4 — поверхностное армирование; 5 — смотровая галерея; 6 — концевое уширение анкера; 7 — цементационная завеса

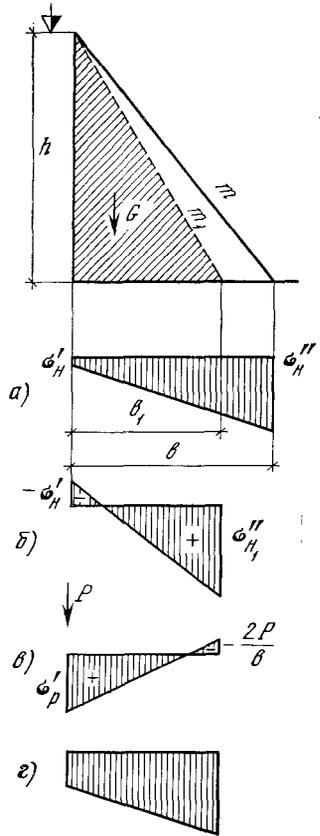


Рис. 10.26. Схема к расчету анкера

вился тип *заанкеренной плотины*, где анкера предусматривались основным проектом как существенный элемент конструкции плотины. Примерами таких плотин являются плотины Олт-на-Лейридж в Шотландии (рис. 10.25), Эрнестина в Бразилии, Катагунья в Австралии, Ванапум в США.

Предположим, что имеем плотину «классического» типа с $m = 0,7$ (рис. 10.26, а), эюры напряжений показаны на том же рисунке: $\sigma_n' = 0$, $\sigma_n'' = \gamma_6 h$ и $\sigma_0' = \gamma_6 h$, $\sigma_0'' = 0$.

Если уменьшить ширину плотины понизу до b_1 вместо b , эюра напряжений изменится и появятся растягивающие напряжения на верхней грани при наполненном водохранилище (пунктир на рис. 10.26, б). Прилагая усилие анкера P (для простоты считаем его приложенным вдоль верхней грани плотины), получим элементарным расчетом $\sigma_r' = 4P/b$ и $\sigma_r'' = -(2P/b)$ (рис. 10.26, в), т. е. растяжение на низовой грани. Более точный расчет напряжений можно сделать, пользуясь формулами (8.48) ÷ (8.51). Суммируя напряжения от плотины с напряжениями от анкера P (рис. 10.26, г), получим эюру, в которой, в зависимости от величины P , все напряжения будут сжимающими (или на верхней грани нуль).

Таким образом, устройство напряженного анкера погашает растягивающие напряжения в плотине в эксплуатационный период. В случае опорожнения водохранилища на низовой грани плотины появятся растягивающие напряжения $\sigma_r'' = 2P/b$, но они неопасны, так как при наполнении верхнего бьефа водой они исчезнут.

Но напряженный анкер является не только средством снятия растяжения в плотине, он как бы увеличивает сумму вертикальных сил в плотине и тем самым может компенсировать уменьшение ширины плотины с b на b_1 или даже увеличить устойчивость сооружения на сдвиг.

Экономия в затратах на 1 м длины плотины от применения анкера и уменьшения объема бетона \mathcal{E} может быть приближенно выражена формулой

$$\mathcal{E} = 0,5 (m - m_1) h^2 k_6 - k_a, \quad (10.4)$$

где k_6 — затраты на 1 м³ бетона в сооружении и k_a — на анкеровку (сталь, бурение скважин и др.).

Опыт строительства заанкеренных плотин показывает, что анкеровка экономически эффективна для плотины высотой до 50 ÷ 60 м. Экономия в объеме бетона может достигать 30 ÷ 40% от объема бетона в незаанкеренной плотине, но общая экономия в затратах соответственно ниже — от 10 до 20%, в частности 20% экономии затрат получено по плотине Катагунья (рис. 10.27) в Австралии.

Конструкции анкерных устройств видны из рис. 10.24, 10.25, 10.27 и подробнее описаны в литературе [10]. Стальные анкеры представляют собой или пачки тонкой проволоки диаметром 5 мм (Шерфа, Катагунья) или стержней диаметром 28 ÷ 40 мм в специальной оболочке, заделываемые в трубчатые отверстия (шахты) в бетоне плотины и в основание, где они цементируются. Верхний конец анкера имеет оголовок, опирающийся на опорную стальную плиту через домкраты, с помощью которых анкеры напрягаются

усилием $2 \div 10$ МН и более; нормативное сопротивление применяемой стали $0,5 \div 0,7$ ГПа. Сечение анкера рассчитывается на разрыв, но, кроме того, необходимо определить прочность заделки анкера в скалу.

Для определения глубины заделки (цементации) в скалу предложен ряд формул (Л. Н. Джигоев, К. М. Хуберян, А. З. Зенкевич и др.), ниже приведена формула А. П. Тимофеева:

$$z \leq 1/3 k r^2 h \gamma_c + k l r c h / \cos 45^\circ, \quad (10.5)$$

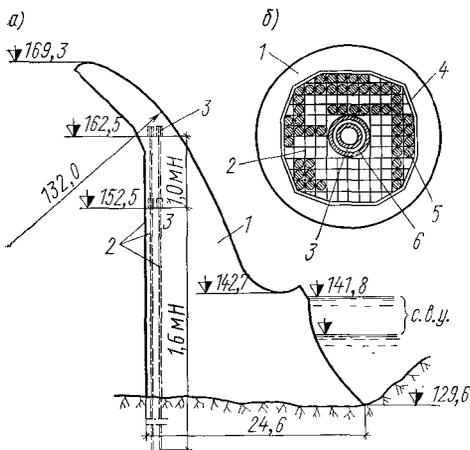


Рис. 10.27. Плотина Катагунья (Австралия):

a — профиль водосливной части плотины; 1 — тело водослива; 2 — анкерные тязи; 3 — оголовки тязей (домкраты); 6 — состав анкера: 1 — заполнение цементным раствором; 2 — ячейки для проволоки; 3 — временные трубки для инъекции раствора; 4 — обмотка мягкого железа; 5 — стальная проволока $d=5$ мм; 6 — кольцо $d=1,8$ см, $l=10$ см

где (рис. 10.28) z — усилие анкера; r — радиус скважины, в которую заделывается анкер; h — глубина заделки; γ_c — удельный вес скалы; c — сцепление в скале основания ($0,1 \div 0,5$ МПа); k —

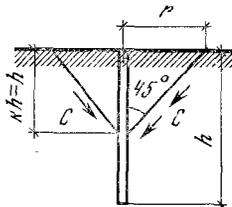


Рис. 10.28. Схема к расчету заделки анкера в основании

коэффициент, характеризующий глубину возможной зоны выпора скалы, $k=h_1/h$.

Анкеры располагаются обычно в один ряд по длине плотины, но бывает и по 2 ряда (см. рис. 10.27), причем по высоте сооружения количество анкеров или расчетное усилие анкеров может меняться в зависимости от изменения напряженного состояния плотины. Например, в плотине Катагунья нижняя часть напряжена усилием $1,6$ МН, а верхняя — 1 МН, каждая своими домкратами (см. рис. 10.27).

Бездомкратное натяжение анкеров предложено было А. З. Басевичем [10], остроумно использовавшим собственный вес частей плотины, но широкого распространения оно не получило.

§ 10.7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ГРАВИТАЦИОННЫХ ПЛОТИН

Выбор места для плотины. Район строительства плотины устанавливается при разработке схемы использования данной реки. Выбор створа, положение на ней плотины делается при компоновке всего гидроузла (см. гл. 25), окончательное же местоположение и отметка подошвы плотины определяются главным образом геологическими условиями.

При рассмотрении вариантов местоположения плотины надо стремиться к тому, чтобы низовая ее часть располагалась на более жестких породах, чем верховая, чтобы водонепроницаемые наклонные слои пород оказались бы в верхнем бьефе; при горизонтальной или слабо наклоненной к горизонту слоистости подошву плотины располагать на жестком слое достаточной толщины. Вообще же отметку заложения подошвы надо выбирать путем технико-экономического сравнения вариантов разного заложения ее с учетом возможности укрепления цементацией менее монолитной, но более высоко расположенной зоны основания.

Выбор типа плотины. Гравитационные плотины «классического» типа являются вообще самыми дорогими по сравнению с другими типами плотин, поэтому следует, как правило, применять их как водосборные и избегать глухих, заменяя последние грунтовыми плотинами. Необходимо обязательно сравнивать вариант «классической» плотины с вариантами облегченных для данных местных природных условий. Опыт последних лет показывает, что плотины «классического» типа оказываются приемлемыми в суровых (северных) климатических условиях, на реках многоводных, с тяжелыми ледоходами и т. п.; в иных же условиях они обычно уступают по затратам другим типам плотин.

На рис. 10.2, 10.5, 10.8, 10.22 и др., а также 2.21, 2.22, 8.30, 8.1 и др. представлены примеры гравитационных плотин в разных геологических условиях скальных оснований.

В основании плотины Изнахар (см. рис. 10.4) лежат разные по длине плотинные породы, потребовавшие специальных конструктивных швов. Плотина Торрехон (см. рис. 10.9) на сланцах потребовала уширения подошвы и применения шпонок на контакте сланцев и диабазов. Плотина Летнен (см. рис. 10.8 и 10.11) расположена на многопородном основании, в том числе на брекчиях, поэтому профиль ее при наклонной подошве потребовал еще уширения до величины $m=1$.

Совершенно необычный вид имеет Токтогульская плотина высотой 215 м, строящаяся в узком ущелье р. Нарын, сложенном сильно трещиноватыми известняками, имеющими модуль деформации от 1 до 15 ГПа, с крутыми береговыми склонами высотой до 700—1000 м, при высокой сейсмичности более 9 баллов (проверка на коэффициент сейсмичности 0,30 *g* и 0,45 *g*). Это вызвало появление необычного профиля плотины (см. рис. 10.5), а также деление ее двумя основными поперечными швами, отделяющими монолитную центральную часть от береговых.

В последнее время в СССР строят облегченные плотины: с широкими швами (Братская, Мамаканская), с полостями (Краснояр-

ская), и переходят к еще более облегченному — контрфорсному (см. гл. 11) и арочным.

Пути дальнейшего облегчения и удешевления гравитационных плотин. Кроме указанных в предыдущих параграфах, имеются еще и другие пути экономии бетона и снижения стоимости гравитационных плотин. Некоторые из них рассмотрены ниже.

1. Применение бетона с малым содержанием цемента и зонирование его по маркам. 2. Замена части бетонной кладки местным материалом, когда полости в кладке заполняют камнем или другими материалами. 3. Использование тела плотины для размещения в нем машинного зала и оборудования ГЭС. Когда в полости размещается машинный зал ГЭС, получается экономия бетона собственно для здания ГЭС и, следовательно, экономия по гидроузлу в целом, причем довольно существенная. Однако заранее сказать, что данное решение для гидроузла более экономично, чем при раздельной конструкции плотины и здания ГЭС, нельзя, нужно разрабатывать варианты и сравнивать их в технико-экономическом отношении. 4. Применение наклона напорной грани в сторону верхнего бьефа может дать некоторую экономию бетона. Малый наклон напорной грани (нависание) почти не осложняет бетонных работ, поэтому использование этого приема может быть эффективным (пример — плотина Гранд-Диксанс, имеющая небольшой наклон напорной грани, см. рис. 8.29, б). 5. Устройство штрабных (шарнирных) или замоноличиваемых швов. 6. Устройство швов-надрезов у напорной грани плотины.

Растягивающие напряжения σ_y на напорной грани плотины (см. рис. 10.26, а) при сужении профиля ее (заложение m_1 вместо m) можно снять, устроив горизонтальный шов — надрез от напорной грани до точки сечения, где напряжения $\sigma_y = 0$ (рис. 10.29, а). Тогда произойдет перераспределение сжимающих напряжений в сечении шва — они увеличатся (см. эпюры пунктиром на рис. 10.29, а). Если при всем этом устойчивость плотины на сдвиг достаточно, то таким путем можно получить экономичное решение. Конструкция подобного шва схематически приведена на рис. 10.29, б; возможно ограничиться одним швом близ основания, но иногда при-

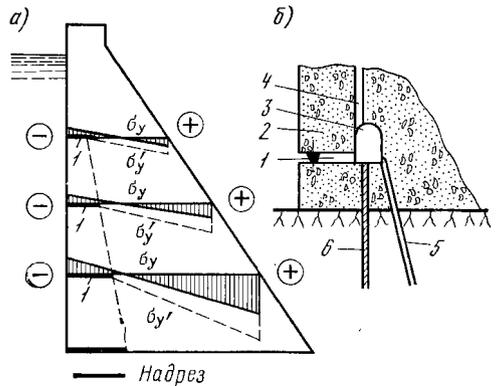


Рис. 10.29. Устройство шва-надреза:

а — схема напряженного состояния (эпюры σ_y) без надреза и при надрезе σ_y (пунктир); 1 — надрез; б — деталь шва: 1 — шов; 2 — противофильтрационное уплотнение шва; 3 — смотровая галерея; 4 — дренаж плотины; 5 — то же, основания; 6 — скважина цементационной завесы

ходится делать их несколько. 7. Применение низкомарочного бетона и допущение трещин в бетоне с одновременным устройством гидроизоляции по напорной грани плотины (экран). Эта идея в настоящее время прорабатывается, причем есть надежда на успех.

Кроме перечисленных направлений возможного увеличения экономичности гравитационных плотин следует ожидать существенной экономии вследствие сокращения сроков строительства и снижения единичной стоимости бетона, что возможно при проведении ряда мероприятий по организации и производству бетонных работ по плотине. Однако этот вопрос в данном курсе не рассматривается.

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНТРФОРСНЫЕ ПЛОТИНЫ

§ 11.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ. КЛАССИФИКАЦИЯ

Контрфорсные плотины представляют собой перекрытия — массивные (рис. 11.1, *а*) или тонкие плиты, своды (рис. 11.1, *б, в*), воспринимающие напор воды верхнего бьефа и опирающиеся на вертикальные стенки — контрфорсы, которые передают нагрузку от перекрытий основанию. Дополнительным элементом конструкции могут быть балки жесткости или распорки между контрфорсами, препятствующие выпучиванию (продольному изгибу) последних. Масса контрфорсной плотины значительно меньше массы массивной гравитационной плотины в тех же условиях, поэтому устойчивость ее против сдвига обеспечивается пригрузкой воды над наклонным перекрытием и уменьшением фильтрационного давления, как об этом сказано ниже.

На рис. 11.2 сопоставлены между собой плотины: гравитационная массивная, облегченная и три вида контрфорсных плотин — массивно-контрфорсная, с плоскими перекрытиями и с арочными перекрытиями (или многоарочная).

Массивная «классическая» плотина испытывает большое фильтрационное противодействие W_{ϕ}^a , облегченная $W_{\phi}^б$ — меньшее, за счет чего и экономится бетон, но в обоих случаях напорная грань плотины, как обычно, вертикальна. Большая экономия достигается в плотине с неарочными перекрытиями не только уменьшением фильтрационного противодействия, но и за счет наклона напорной грани, благодаря чему создается пригрузка плотины водой W_2 , позволяющая уменьшить объем бетона по сравнению с облегченной плотиной. Увеличение наклона напорной грани позволит увеличить экономию бетона, причем бетонное перекрытие надо за-

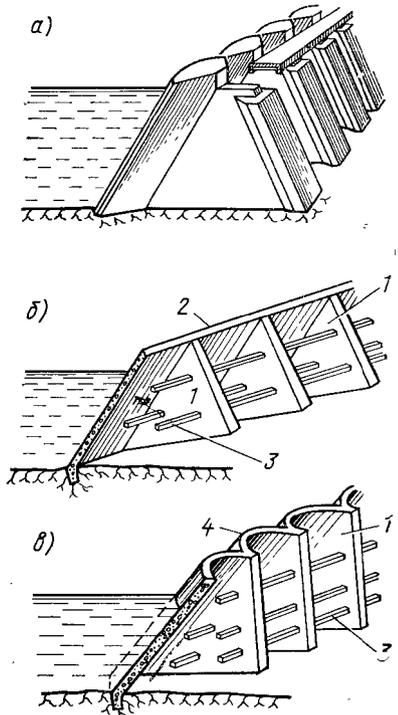


Рис. 11.1. Типы контрфорсных плотин:

а — массивно-контрфорсная; *б* — с плоскими перекрытиями; *в* — с арочными перекрытиями (многоарочная); 1 — контрфорс; 2 — плоские перекрытия — плиты; 3 — балки жесткости; 4 — арочные перекрытия

менить железобетоном. При этом пролет между контрфорсами может быть увеличен до известного предела. Таким образом получают плотины с плоскими перекрытиями.

Дальнейшее увеличение пролета между контрфорсами требует применения арочных перекрытий, более экономичных, чем плоские плиты.

Таким образом, характерным для контрфорсных плотин является *наклон напорной грани* плотины. Облегченные бетонные гра-

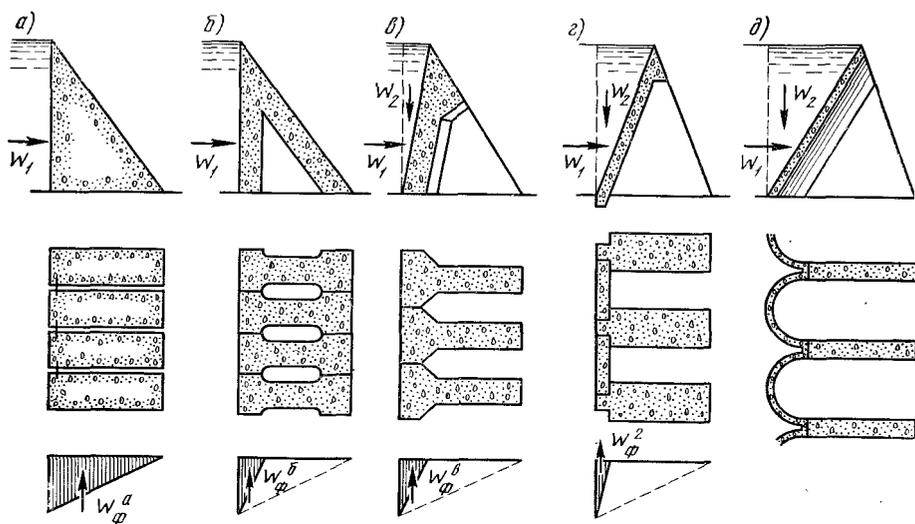


Рис. 11.2. Схемы к анализу работы контрфорсных плотин:

а — массивная гравитационная плотина; б — облегченная (с широкими швами); в — массивно-контрфорсная; г — с плоскими; д — с арочными перекрытиями (многоарочная)

витационные плотины с широкими швами, но с вертикальной (или слабо наклоненной) напорной гранью иногда тоже называют массивно-контрфорсными (как, например, Мамаканскую плотину на рис. 10.22), но это неточно.

Классификация контрфорсных плотин. По типу напорного перекрытия эти плотины делятся на: а) плотины с массивными бетонными перекрытиями (рис. 11.2, в), или массивно-контрфорсные; б) плотины с плоскими железобетонными перекрытиями (плитами) (рис. 11.2, г); в) плотины с арочными или сводчатыми бетонными и железобетонными перекрытиями, называемые многоарочными (рис. 11.2, д).

Известна плотина с перекрытиями двойкой кривизны или многокупольная — плотина Кулиджа, но такие плотины пока не получили распространения.

По типу контрфорсов различают: а) плотины с массивными бетонными, сплошными или полыми контрфорсами; б) плотины с тон-

кими бстонными и железобетонными контрфорсами, сплошными или сквозными.

Краткие исторические сведения. Первая многоарочная каменная плотина с вертикальными сводами Эльче высотой 23 м была построена в конце XVI в. в Испании, но широкое развитие тип многоарочной плотины получил с начала XX в., когда были применены наклонные бетонные, а затем железобетонные своды (арки), что давало существенную экономию по сравнению с массивными плотинами.

Параллельно с многоарочными строились и плотины с плоскими перекрытиями, но примерно с 30-х годов стал распространяться тип массивно-контрфорсной плотины, предложенный инженером Ф. Нётцли (плотина Дон-Мартин).

В послевоенное время строительство крупных плотин с плоскими перекрытиями практически прекратилось (самая высокая плотина Эскаба в Аргентине, 1949 г., высота 88 м). Многоарочные железобетонные плотины уступили место бетонным многоарочным с большими пролетами (до 70 м) и значительной высоты — 215 м (плотина Даниэль Джонсон (она же Маникуаган-5) в Канаде (см. рис. 11.29).

Наибольшее распространение в настоящее время имеют массивно-контрфорсные бетонные плотины, простые по конструкции, не требующие, как правило, армирования. Наибольшую высоту имеет плотина Хатанаги в Японии высотой 125 м (см. рис. 11.12).

Эти же плотины получают распространение в СССР: так, закончена постройка Зейской плотины на р. Зейя высотой 111 м (см. рис. 11.9), Кировской на р. Талас в Киргизской ССР высотой 83 м; строится Андижанская плотина на р. Кара-Дарья (Узбекская ССР) высотой 115 м, проектируется плотина на р. Буряя и др.

Схема работы контрфорсной плотины и ее устойчивость на сдвиг по основанию, требования к качеству основания. На секцию контрфорсной плотины (рис. 11.3) длиной l (шаг контрфорсов) при толщине контрфорса d действуют силы:

$$W_1 = 0,5\gamma h^2 l; \quad W_2 = 0,5\gamma h^2 l \operatorname{ctg} \psi;$$

$$W_\phi = 0,5\gamma h e l; \quad G_{\text{пер}} = \gamma_6 e h \frac{l}{\cos \psi};$$

$$G_k = 0,5\gamma_6 b d h.$$

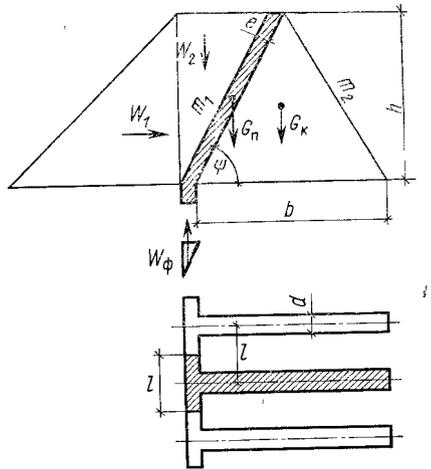


Рис. 11.3. Схема усилий, действующих на контрфорсную плотину

Применительно к общей формуле устойчивости гравитационной плотины на сдвиг [формулы (10.1), (10.2)] в данном случае первое предельное состояние записываем

$$W_1 = \frac{f(G_k + G_{пер} + W_2 - W_{ф}) + cdb}{k_H} \quad (11.1)$$

Исходя из этого уравнения, подбирают размеры и тип плотины, основные параметры: шаг контрфорсов l и угол ψ наклона напорного перекрытия к горизонту. Чем больше шаг l и меньше ψ , тем вообще больше экономии бетона, но надо помнить, что с уве-

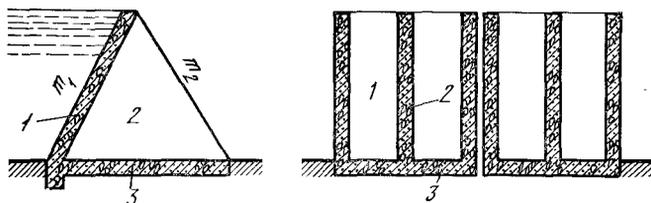


Рис. 11.4. Плотина с фундаментной плитой:

1 — плоские перекрытия, 2 — контрфорсы; 3 — фундаментная плита

личением шага l растут напряжения в напорном перекрытии и в самом контрфорсе. Первое обстоятельство влечет за собой или применение железобетона в плитах, или переход к арочным перекрытиям, второе — повышает требование к качеству основания плотины.

Давление, передаваемое от контрфорсов на основание при наполненном верхнем бьефе, распределяется в этих плотинах более равномерно по длине контрфорса (это результат пригрузки перекрытия водой W_2). Поэтому требования к качеству основания контрфорсных плотин такие же, как и для массивных гравитационных.

подавляющее большинство этих плотин построено на скальных основаниях. В случае оснований не скальных (песчаных, суглинистых, гравелистых, слабых скальных) применяют контрфорсные плотины ограниченной высоты и с устройством фундаментной плиты под всей плотиной (рис. 11.4).

§ 11.2. МАССИВНО-КОНТРФОРСНЫЕ ПЛОТИНЫ

Массивно-контрфорсные бетонные плотины (рис. 11.2, а и в) в последнее время получили широкое распространение. По сравнению с гравитационными массивно-контрфорсные плотины при напорах свыше 60÷80 м дают экономию в объеме бетонной кладки до 20÷40% и по стоимости до 15÷35%, учитывая, что 1 м бетона контрфорсных плотин на 5÷10% дороже бетона гравитационных из-за большего количества опалубки и некоторого усложнения работ.

Эти плотины по существу являются контрфорсами, имеющими утолщения с напорной стороны (оголовки), представляющие напорные перекрытия. Контрфорсы отделены швами (в оголовках) и могут работать независимо друг от друга, что является их преимуществом при разнородных основаниях, при восприятии температурных колебаний и др.

Горизонтальные сечения контрфорсов имеют различные формы, представленные на рис. 11.5, *а—г*: контрфорсы бывают сплошными, одиночными и полыми, иногда их называют парными, двойными

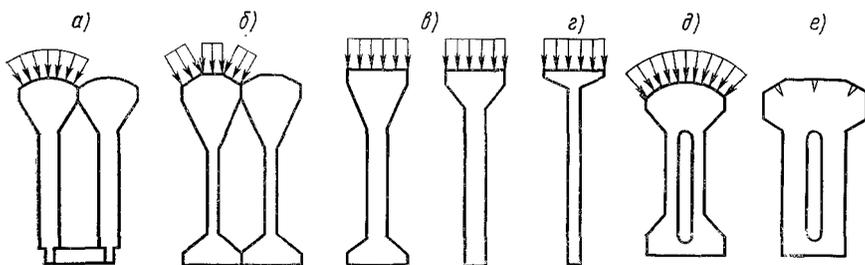


Рис. 11.5. Схема горизонтальных сечений различных массивно-контрфорсных плотин

(рис. 11.5, *д, е*). Формы напорной грани оголовков применяют криволинейные, круговые (рис. 11.5, *а, д*), полигональные (рис. 11.5, *б, е*) и плоские (рис. 11.5, *в, г*).

Криволинейная форма оголовка наиболее совершенна в отношении распределения напряжений в горизонтальных сечениях от давления воды — в основном эти напряжения сжимающие (рис. 11.5, *а*); в полигональных оголовках могут быть небольшие растягивающие напряжения, в плоских — они почти обязательны и необходимы мероприятия по их снятию, но зато с производственной точки зрения наиболее простыми являются плоские грани оголовков.

Сплошные одиночные контрфорсы располагаются в расстоянии (ось от оси) не более 15÷18 м, при толщине их 3÷8 м, а полые допускают расстояния до 22÷26 м; следовательно, число швов, являющихся слабым местом конструкции, почти в два раза меньше, чем в случае применения одиночных сплошных контрфорсов. Полые контрфорсы лучше, чем сплошные, сопротивляются боковым усилиям (нормально к стене контрфорсов), например, при сейсмических воздействиях, но они сложнее для производства работ (больше опалубки, более тонкие стенки (2÷5 м), не допускающие новых методов работ, как, например, бескрановое бетонирование и др.).

Примеры плотин. *Плотины с одиночными контрфорсами.* Закончена в 1975 г. Кировская плотина на р. Талас (Киргизская ССР) высотой 84 м (рис. 11.6), была запроектирована с полыми контрфорсами, но затем от них отказались, чтобы применить «токтогульский метод» бетонирования тонкими слоями (0,5÷0,7 м). Этим объясняется сравнительно большая толщина контрфорсов, равная 12 м

при шаге их 22 м. Плотина имеет и поверхностные, и глубинные водосбросы.

Своеобразную конструкцию имеет плотина Лас-Виргенес высотой около 48 м (рис. 11.7) со сравнительно тонкими одиночными контрфорсами (по низу — 3,05, по верху — 1,52 м) при шаге их 9 м, напорная грань их имеет криволинейные очертания.

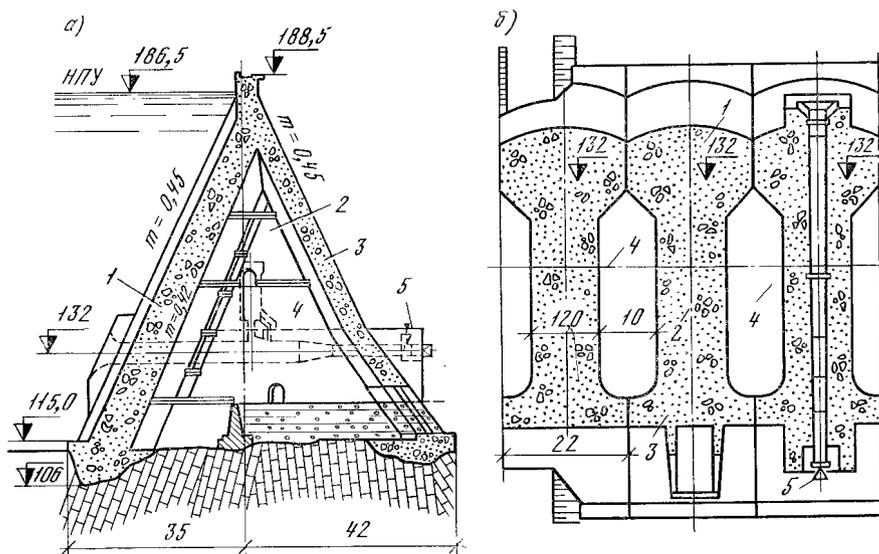


Рис. 11.6. Кировская плотина на р. Талас:

а — разрез по межсекционному шву; б — план русловых секций; 1 — напорный оголовок; 2 — контрфорс; 3 — низовой оголовок; 4 — полость; 5 — конусный затвор

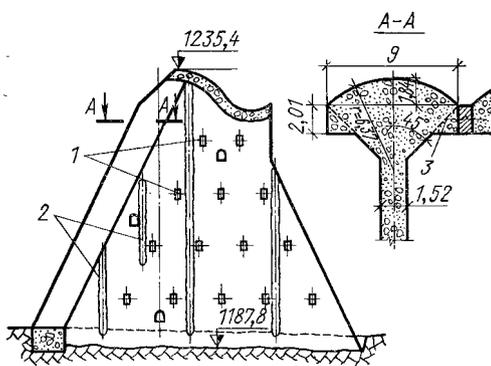


Рис. 11.7. Плотина Лас-Виргенес (Мексика):

1 — балка жесткости; 2 — временные (строительные) швы; 3 — уплотнение секционных швов (медный лист)

Полигональная форма оголовка применена в плотинах Бен-Метир (Тунис) (рис. 11.8), Джозеретто и др. Плотина Бен-Метир интересна тем, что при высоте 71 м она построена на податливом основании, представляющем собой переслаивание песчаников, мергелей и глин, в связи с чем подошва плотины выполнена наклонной и контрфорсы к основанию уширены; пазухи между контрфорсами загружены грунтом для увеличения сопротивляемости плотины сдвигу. Ввиду некото-

рой неопределенности напряженного состояния контрфорса на случай появления в нем (при неравномерной деформации основания) растягивающих напряжений предусмотрено искусственное обжатие конструкции тросами, пропускаемыми в бетонных галереях контрфорсов.

Примерами плотин с плоскими формами оголовков является массивно-контрфорсная плотина на р. Зей в бассейне Амура, недавно закончены строительством плотины Крепгедс (Швеция), Лох-Слой, Джорра (Шотландия).

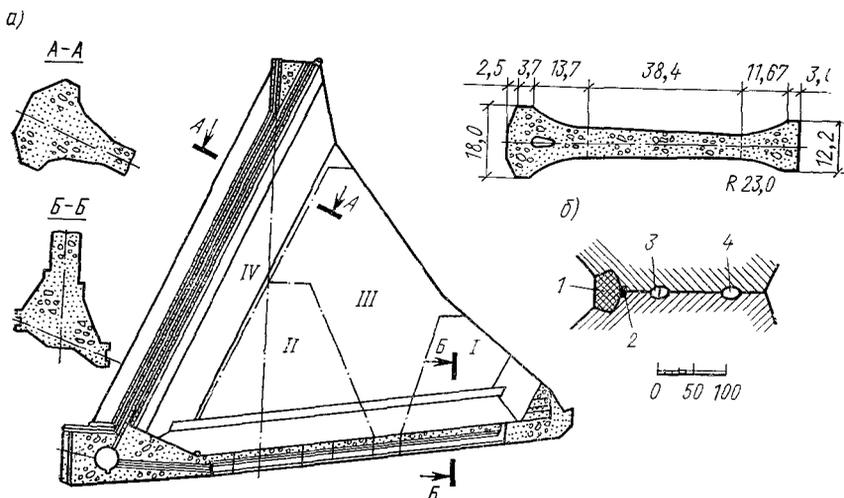


Рис. 11.8. Плотина Бен-Метир (Тунис):

a — контрфорс и его сечения, I—IV — очереди возведения; *б* — деталь шва; 1 — напорная железобетонная плита уплотнения шва; 2 — металлический лист; 3, 4 — шпунки

Плотина на р. Зей (рис. 11.9) высотой 111 м построена на основании, сложенном диоритами, местами трещиноватыми, осложненном тектоническими зонами, и предназначена для борьбы с наводнениями и получения гидроэнергии. Напорная грань плотины имеет наклон к вертикали $m_1=0,15$, низовая $m_2=0,8$. Водосливная грань образована железобетонными плитами (рис. 11.9, *a*), в глухой части расположены водоводы гидроэлектростанции (рис. 11.9, *б*).

Плотина Джорра (рис. 11.10) характерна тем, что контрфорсы относительно тонкие ($d=0,33l$, где l — шаг контрфорсов), в то время как на Зейской плотине $d=0,47l$. Кроме того, швы между оголовками контрфорсов во время строительства имеют ширину 1,5 м и заполняются бетоном лишь через несколько месяцев после окончания бетонирования и усадки контрфорсов. В результате при поднятии напора на плотине и набухании бетона оголовки оказываются обжатыми (до 1,6 МПа). Обжатие можно усилить, если заполнение швов производить при возможно низкой температуре и бетоном на расширяющемся цементе.

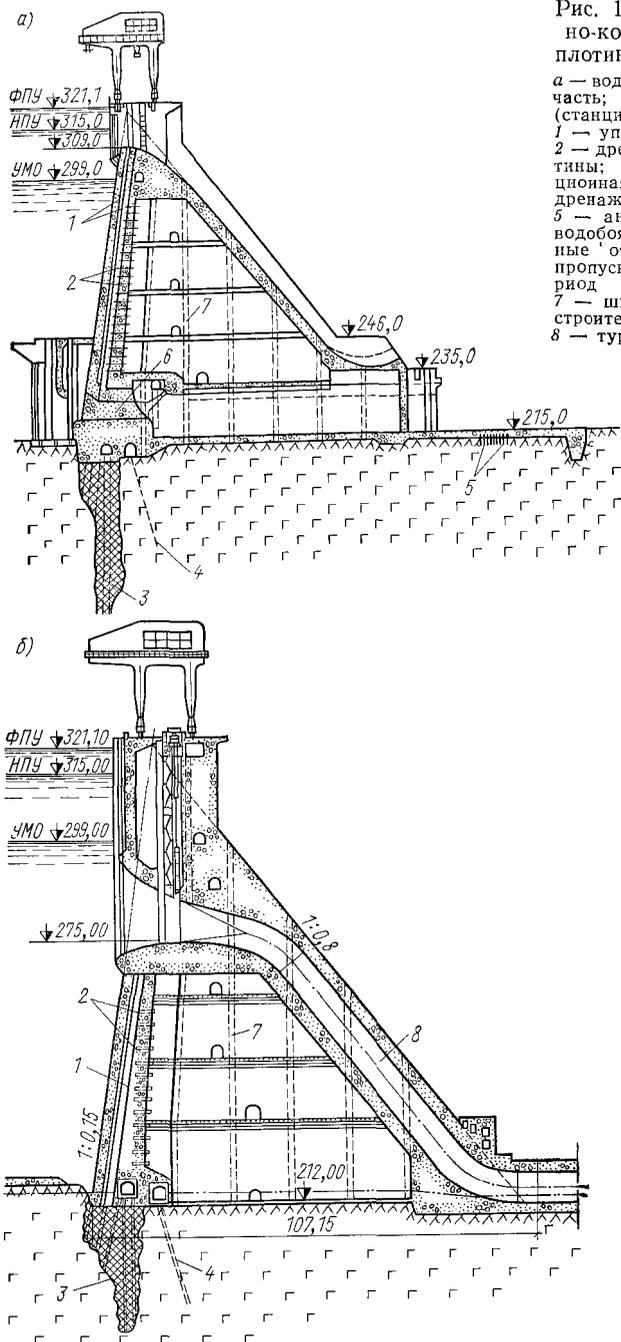


Рис. 11.9. Массивно-контрфорсная плотина на р. Зея:

а — водосливная часть; б — глухая (станционная часть); 1 — уплотнения шва; 2 — дренаж тела плотины; 3 — цементационная завеса; 4 — дренаж основания; 5 — анкеры плиты водобоя; 6 — временные отверстия для пропуска воды в период строительства; 7 — широкие (1,5 м) строительные швы; 8 — турбинный водовод

Плотина с полыми (парными) контрфорсами. Формы оголовков плотин с полыми контрфорсами по существу те же, что и в плотинах со сплошными контрфорсами. Примерами могут служить плотины Олеф, Андижанская, Хатанаги и др.

Плотина Олеф (ФРГ) высотой 59 м расположена на песчано-глинистых сланцах; шаг контрфорсов 18 м, оголовки криволинейные. Это, пожалуй, единственный пример применения криволинейных оголовков полых контрфорсов, чаще всего применяют полиго-

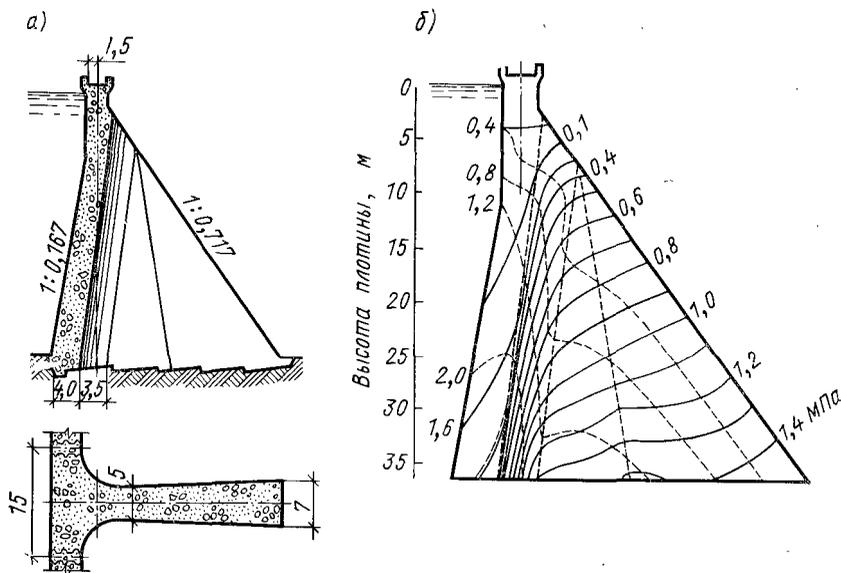


Рис. 11.10. Плотина Джиорра:
а — разрез и план; б — изостаты нормальных напряжений

нальные оголовки, в частности на строящейся Андижанской плотине на р. Кара-Дарья (рис. 11.11) высотой 115 м (длина 1180 м), с шагом контрфорсов 24÷26 м. Основание плотины — хлоритовые сланцы, трещиноватые, имеются тектонические нарушения, сейсмичность 9 баллов. Учитывая это, контрфорсы в низовой зоне располагаются на фундаментной плите (рис. 11.11), внутри полости устроены диафрагмы, улучшающие работу стенок контрфорса при боковом сейсме (поперек потока) и два соседних контрфорса соединяются зубчатым швом для обеспечения совместной их работы при боковых сейсмических воздействиях.

Примером плоских оголовков представляется плотина Хатанаги (Япония), имеющая и полые, и сплошные (одиночные) оголовки. Это самая высокая массивно-контрфорсная плотина (1962), она расположена на основании из сланцев с применением фундаментной плиты при высокой сейсмичности района. Шаг полых кон-

трфорсов — 22 м, одиночных — 16 м. Своеобразие расположения плотины в том, что к ней примыкает здание ГЭС.

Производственно-конструктивные особенности. Контрфорсы представляют собой стенки или постоянной толщины, или, что чаще, переменной, увеличивающейся к основанию. Вообще толщина сплошных контрфорсов зависит от шага их l и высоты плотины; по опыту плотиностроения толщина составляет $(0,2 \div 0,4) l$ для пло-

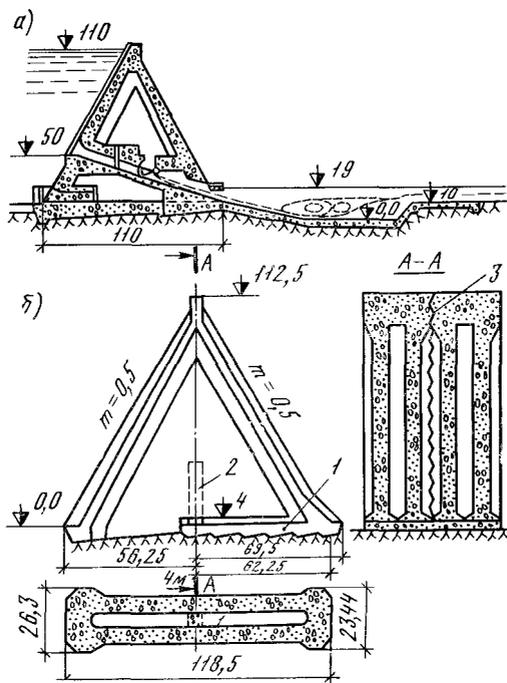


Рис. 11.11. Андижанская плотина на р. Кара-Дарья:

а — водосбросная секция; *б* — глухая секция;
1 — фундаментная плита; *2* — антисейсмическая диафрагма; *3* — зубчатый шов

тин высотой более 50 м. По расходу бетона сплошные и полые контрфорсы близки между собой, но в полых очень массивными получаются оголовки, и для борьбы с возможным появлением трещин от экзотермии в них делают иногда трубчатые отверстия (см. рис. 11.5, *а, д*), или же надрезы (см. рис. 11.5, *а, е*).

В этих же целях при строительстве контрфорсов они разбиваются строительными швами на блоки бетонирования (см. рис. 11.9, 7 или 11.7, 2, 11.8, *I—IV*). Швы между блоками делают широкими, порядка 1,5 м и заделывают их, когда основное тепло экзотермии в блоках рассеется. Кроме строительных швов иногда делают и конструктивные во избежание появления температурных

трещин в период эксплуатации. Эти швы обычно делают по направлениям траекторий главных нормальных напряжений.

В тех же целях, а также для защиты контрфорсов от промерзания (в суровых климатических условиях) контрфорсы с низовой стороны имеют или оголовки (см. рис. 11.5, б; 11.11), или же железобетонные (с тепловой изоляцией) перекрытия — плиты (см. рис. 11.9), создающие замкнутые полости со своим тепловым режимом, кроме того, низовые оголовки или железобетонные плиты в водосливных плотинах создают необходимую водосливную поверхность.

Уплотнение швов между контрфорсами аналогично уплотнениям швов гравитационных плотин. Основные уплотнения — листы резины или нержавеющей металла, дополнительные — шпонки битумные. На рис. 11.12 показаны две конструкции уплотнений.

В таких плотинах, как Джиорра, где шов замыкается наглухо (цементируется) (см. рис. 11.10) при низкой температуре (иногда еще с применением расширяющегося цемента), создается обжатие оголовка силами, нормальными к нему, но такой прием допустим лишь в случае прочных скальных оснований.

Сопряжение контрфорсов с основанием делается двояко: при тонких контрфорсах под каждый из них готовится котлован, и контрфорсы бетонируются в распор стенку котлована; при толстых — основание готовится в виде сплошного котлована.

Ввиду наличия широких полостей с открытой поверхностью основания специального дренажа основания обычно не требуется. Цементационная завеса выполняется из потерны в оголовке, а для невысоких плотин может выполняться из полости.

Зонирование бетона ведется следующим образом: в напорных оголовках укладывается водонепроницаемый бетон, в низовых оголовках или перекрытиях — морозостойкий, в теле контрфорса марка бетона устанавливается по прочности, но при отсутствии низовых оголовков или перекрытий также и по морозостойкости.

Армирование бетона обычно не требуется, за исключением конструктивного, обычно порядка $5 \div 10$ кг/м³.

Водосбросы в массивно-контрфорсных плотинах устраивают и поверхностные, и глубинные. Примеры их приведены на рис. 11.6, 11.7, 11.9.

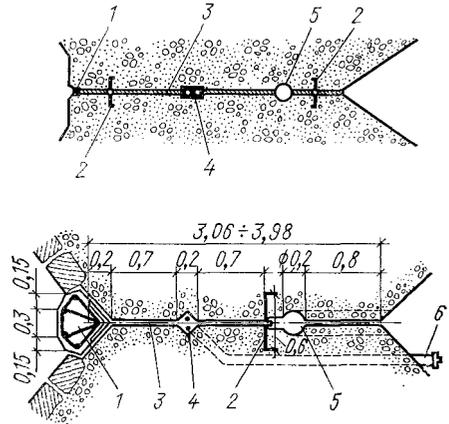


Рис. 11.12. Уплотнения швов между оголовками плотин:

1 — наружное уплотнение; 2 — резиновый или металлический лист; 3 — шов; 4 — битумная шпонка с трубками обогрева; 5 — дренаж; 6 — труба для подачи битума

Глубинные водосбросы выполняются в виде труб, проходящих либо в теле контрфорса (см. рис. 11.6), либо в полостях контрфорсов (см. рис. 11.1, а).

Временные строительные водосбросы при относительно малых расходах воды в реке устраивают в виде труб в теле контрфорса или в полостях их; на многоводных реках пропуск речных вод через строящуюся плотину осложняется; для этого используют полости

между контрфорсами: оголовки их в нижней части бетонируются не полностью с последующей заделкой отверстий ко времени пуска гидроузла в эксплуатацию.

Замечания по проектированию массивно-контрфорсных плотин. Предварительный выбор основной схемы плотины: наклоны граней контрфорсов m_1 и m_2 (см. рис. 11.2, 11.3 и др.), шаг контрфорсов l , толщина их d делается обычно по аналогам в зависимости от напора плотины, характера основания, климатических и других условий. Кроме того, можно пользоваться графиками. Предварительный выбор должен затем корректироваться расчетом (см. § 11.3).

Величины m_1 — заложения верховой грани обычно даются в пределах около $0,4 \div 0,45$ до $0,5$; m_2 — так, чтобы сумма $m_1 + m_2$ составила $0,85 \div 1,0$.

Шаг контрфорсов (или ширина секции плотины) одиночных обычно не более 16 м, полых — не более $24 \div 26$ м. Толщина контрфорса за-

висит от величины напора h . Толщина может быть переменной по высоте, и постоянной.

Размеры напорного оголовка от напорной грани до начала стенки контрфорса зависят от величины напора — допустимого градиента фильтрации в бетоне; обычно это около $0,8 l$, начало скоса оголовка, считая от напорной грани, около $0,2 \div 0,3 l$. Низовой оголовок может быть оправдан использованием его под водослив, созданием благоприятного теплового режима в полости (в суровых климатических условиях), сейсмическими или другими условиями.

Область применения массивно-контрфорсных плотин весьма широка, как и гравитационных массивных, но от последних они выгодно отличаются экономией бетона (до 40%), лучшим использованием прочностных свойств бетона, доступностью осмотра и ремонта во время эксплуатации, более благоприятными условиями

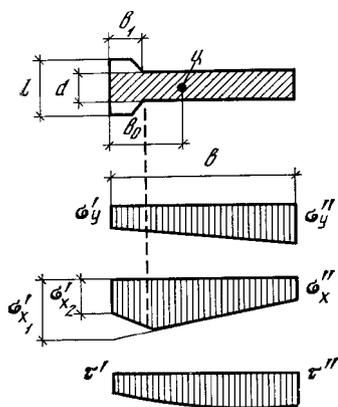
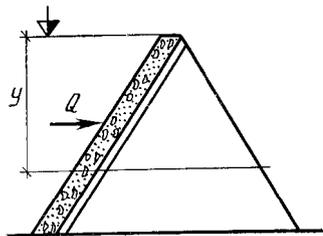


Рис. 11.13. Схема к статическому расчету контрфорса

для рассеяния тепла экзотермии в период строительства. Вместе с тем производство работ по массивно-контрфорсным плотинам более сложно, требуется больше опалубки, пропуски речных вод и льда в период строительства затруднен, в особенности на многоводных реках и др. Все это учитывается в стоимости плотин и все же экономия капиталовложений в них по сравнению с гравитационными достигает от 15 до 35%.

§ 11.3. РАСЧЕТЫ МАССИВНО-КОНТРОРСНЫХ ПЛОТИН

Расчеты устойчивости плотины на сдвиг. Этот расчет делается аналогично расчету гравитационной плотины, причем рассчитывают отдельные секции плотины.

Надо отметить, что если контрфорсы заделаны в основание в распор, можно учитывать в расчете действие сцепления c не только по площади подошвы контрфорса db , но и по площади боковых его сторон.

Расчеты прочности контрфорсов. Напряженное состояние отдельных контрфорсов определяют, пользуясь методом сопротивления материалов. Для высоких плотин применяют и метод теории упругости с принятием ряда допущений ввиду сложной формы контрфорса.

В расчетах нормальных напряжений в горизонтальных сечениях контрфорса (рис. 11.13) пользуются известной формулой

$$\sigma_y = V/F \pm Mx/J, \quad (11.2)$$

где V — сумма всех вертикальных сил, действующих в рассматриваемом сечении контрфорса, площадью F и с моментом инерции J ; M — сумма всех моментов в том же сечении относительно центра инерции сечения ζ ; x — расстояние расчетной точки от центра инерции.

В формуле (11.2) давление воды принимается действующим по всей ширине оголовка l .

Нормальное напряжение в основании (на гранях) контрфорса определяется формулами:

$$\sigma'_y = \frac{V}{F} - \frac{Mb_0}{J}, \quad (11.3)$$

для нижней

$$\sigma''_y = \frac{V}{F} + \frac{M(b-b_0)}{J}.$$

Принимая в расчете линейный закон распределения напряжений σ_y , можно определить напряжение σ_x и τ на гранях, используя формулы (8.22) ÷ (8.25), т. е.

$$\begin{aligned} \sigma'_x &= \gamma y \frac{l}{d} - \left(\gamma y \frac{l}{d} - \sigma'_y \right) m_1^2; & \sigma''_x &= \sigma''_y m_2^2; \\ \tau' &= \left(\gamma y \frac{l}{d} - \sigma'_y \right) m_1; & \tau'' &= \sigma''_y m_2. \end{aligned} \quad (11.4)$$

Главные напряжения на гранях N_1, N_2, T могут быть определены по формулам (8.26) ÷ (8.30), но с учетом того, что вместо γy надо вставить в них величину $\gamma y(l/d)$, т. е.

$$N_1' = \gamma y \frac{l}{d}; \quad N_2' = \sigma_y' (1 + m_1^2) - \gamma y \frac{l}{d} m_1^2;$$

$$N_1'' = \sigma_y'' (1 + m_2^2); \quad N_2'' = 0; \quad T = \frac{N_1 - N_2}{2}. \quad (11.5)$$

Следует заметить, что формулы (11.5) справедливы практически для части сечения от конца оголовка до нижней грани длиной $b-b_1$, так как на напорной грани главное напряжение N_1' будет равно гидростатическому давлению на грани, т. е. $N_1' = \gamma y$, а не $\gamma y l/d$, и это делает расчет напряжений в зоне оголовка по приведенным выше формулам очень приближенным.

Напряжения σ_x и τ внутри контрфорса приближенно можно определить, приняв закон распределения их для σ по кубической параболе или близкой к ней прямой линии, для τ — по квадратной параболе.

Приняв начало координат в точке на напорной грани, τ можно выразить уравнением

$$\tau = Ax^2 + Bx + C. \quad (11.6)$$

Для определения параметров уравнения учтем, что при $x=0$ и $x=b$ напряжения на грани равны τ' и τ'' и известны из уравнений (8.22) и (8.24).

Следовательно,

$$\tau' = C; \quad \tau'' = Ab^2 + Bb + C \quad \text{и} \quad Ab^2 + Bb = \tau'' - \tau'. \quad (11.7)$$

Далее, учитывая, что интеграл от τ по всей площади контрфорса должен быть равен сдвигающей силе $Q = 0,5\gamma y^2 l$ (рис. 11.13), а на ширине d $Q' = Qbd/F$, можно записать

$$q' = \frac{Q'}{d} \int_0^b (Ax^2 + Bx + C) dx = \frac{Ab^3}{3} + \frac{Bb^2}{2} + \tau' b. \quad (11.8)$$

Решая последнее уравнение совместно с (11.7), получим:

$$A = \frac{6}{b^3} \left[(\tau'' - \tau') \frac{b}{2} + b\tau' - q' \right], \quad (11.9)$$

$$B = \frac{6}{b^2} \left[q' - b\tau' - \frac{b}{3} (\tau'' - \tau') \right], \quad (11.10)$$

$$C = \tau'. \quad (11.11)$$

Можно несколько уточнить эти формулы, если вместо Q' принять величину $Q'' = Q - \tau' f'$, где f' — площадь собственно консольных выступов оголовков (на рис. 11.13 не заштрихованная часть сечения контрфорса).

Напряжения σ_x подчиняются уравнению $\sigma_x = Dx + \varepsilon$. Подставив вместо x значения $x=0$ и $x=b$, получим $\sigma_x' = \varepsilon$ и $\sigma_x'' = Db + \sigma_x'$, откуда $D = (\sigma_x'' - \sigma_x')/b$. Таким образом,

$$\sigma_x = \frac{\sigma_x'' - \sigma_x'}{b} x + \sigma_x'. \quad (11.12)$$

Полученная формула для σ_x справедлива (при сделанных выше допущениях) для участка собственно контрфорса длиной $b-b_1$. На участке оголовка, учитывая, что реально σ_y' на напорной грани равна γy , а не $\gamma y(l/d)$, как принято в формулах (11.4), следует считать σ_x' по формуле (8.23), а не по (11.4) (обозначено пунктиром), и поскольку распределение σ_x' по оголовку неизвестно, можно принять его приближенно линейным, как показано на рис. 11.13; расчетная эпюра показана на рис. 11.13 штриховкой.

Учет деформативности основания контрфорса может производиться аналогично тому, как это делается для гравитационных плотин (§ 8.3, п.6).

§ 11.4. КОНТРФОРСНЫЕ ПЛОТИНЫ С ПЛОСКИМИ ПЕРЕКРЫТИЯМИ (ПЛИТАМИ)

Эти плотины из железобетона были особенно распространены при сравнительно небольших напорах в начале нашего века (так называемые плотины типа Амбурсена), но в настоящее время строительство их резко сократилось. Немного строилось и плотин более высоких (до 30÷40 м) на скальных основаниях (главным образом в Скандинавских странах). Наибольшей высоты — 76 м достигла плотина Родригес в Мексике.

Главным недостатком этих плотин является большой расход стальной арматуры (до 40 и более кг на 1 м³ бетона).

Конструкции плотин. Как видно из рис. 11.1, б и 11.4, основными элементами рассматриваемых плотин являются контрфорсы, напорные плиты, перекрывающие их, и балки жесткости между контрфорсами. В случае нескального основания или слабо скального под плотинной устраивают сплошную фундаментную плиту (рис. 11.14; 11.15, г, д, е).

В водосливных плотинах делается водосливная плита (рис. 11.14), причем образуемая замкнутая полость в плотине иногда заполняется балластом (рис. 11.14, г) для повышения устойчивости плотины на сдвиг в плотине типа е (рис. 11.14), называемой реверсивной, напорная плита устроена не с верхней, а с нижней стороны, являясь в то же время и водосливной; в этом случае полость в плотине заполнена водой (примером такой редкой конструкции служит невысокая плотина Шаульдер в СССР на р. Арьсь).

Расстояния между контрфорсами бывают от 4÷5,5 м в плотинах на нескальных основаниях до 12÷13 м в высоких плотинах на скальном основании.

Напорные и водосливные плиты свободно опираются на утолщения (плечи) контрфорсов (рис. 11.15, 11.16), что позволяет всей такой разрезной системе приспосабливаться к деформациям основания и температурным без дополнительных напряжений. Для обеспечения водонепроницаемости контакта напорной плиты с контрфорсом поверхность плеч последнего промазывается асфальтовой мастикой. В случае устройства фундаментной плиты контрфорсы заделываются в нее жестко и обычно объединяются в секции по

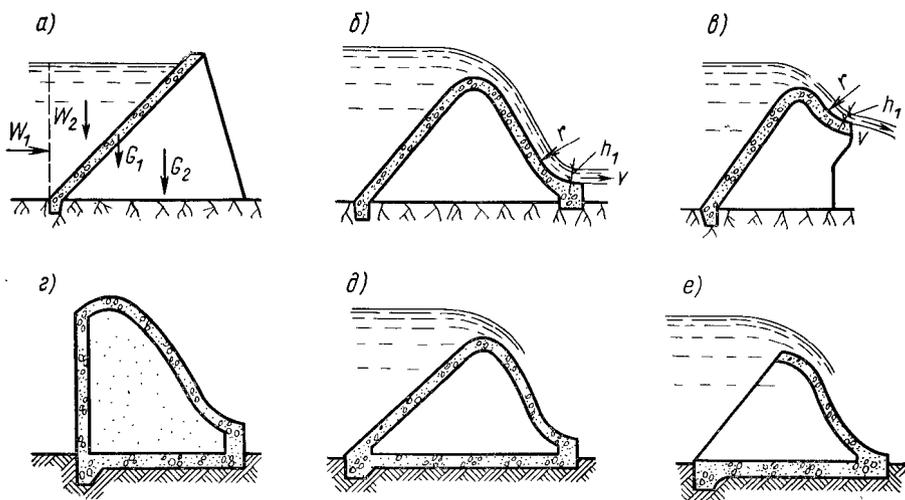


Рис. 11.14. Типы контрфорсных плотин с плоскими перекрытиями:

а, б, в — на скальном основании; г — на слабом скальном (полускальном); д, е — на не-скальном основании

2÷3 (см. рис. 11.4), последние отделены друг от друга швами с соответствующими уплотнениями. Следует отметить, что в Норвегии распространен тип плотины, в которой напорная плита заделана в контрфорс (рис. 11.17), образуя две консоли. В этом случае (основание скальное) деформационный шов устраивают между соседними консолями.

В плотинах на нескальных основаниях подземный контур образуется аналогично бетонным гравитационным плотинам в таких же условиях, с устройством понура, шпунтов, водобоя и рисбермы (см. гл. 9). При этом фундаментная плита может иметь и дрены (см. рис. 11.16).

Во избежание появления температурных трещин плиты имеют швы, могут выполняться сборными предварительно напряженными. Контрфорсы, особенно у высоких плотин, помимо заделываемых впоследствии строительных швов могут иметь температурно-усадочные, располагаемые иногда по траекториям главных нормальных напряжений (см. рис. 11.15).

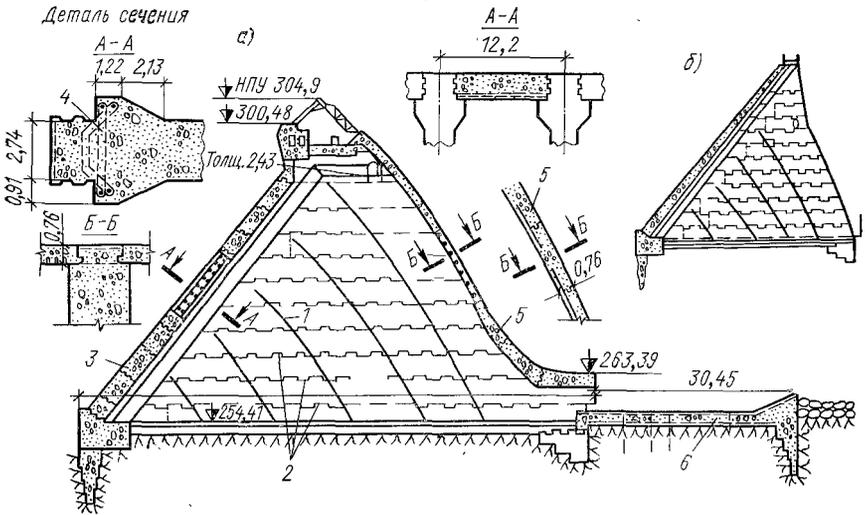


Рис. 11.15. Плотина Поссум-Кингдом на скальном основании ($h=57,8$ м) в США:
 а — водосливной участок плотины; б — глухой участок плотины; 1 — эксплуатационные температурно-усадочные швы; 2 — строительные швы контрфорса; 3 — напорная плита; 4 — оголовок контрфорса с выступами для плиты; 5 — водосливная плита; 6 — водобой

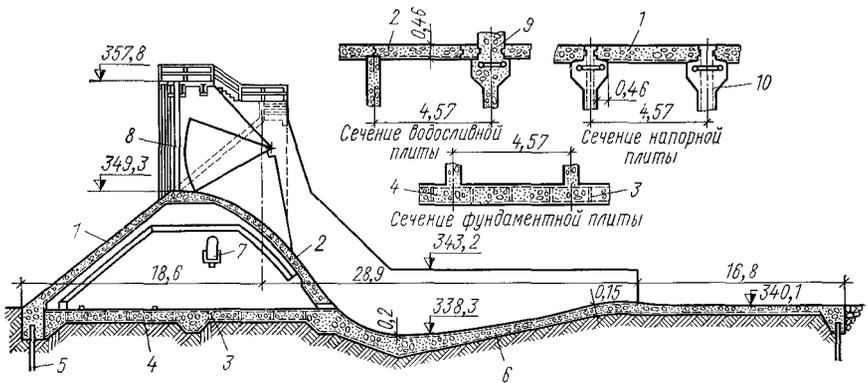


Рис. 11.16. Водосливная плотина на не скальном основании высотой 15 м:
 1 — напорная плита; 2 — водосливная плита; 3 — дренажное отверстие; 4 — фундаментная плита; 5 — шпунтовая стенка; 6 — водобой; 7 — инспекционный ход в контрфорсе; 8 — бычок; 9 — утолщенный контрфорс под бычком; 10 — контрфорс

Контрфорсы могут быть и железобетонными — тонкими, и бетонными — толстыми. В первом случае во избежание выпучивания контрфорсов между ними устраивают балки жесткости (см. рис. 11.1).

Толщина плиты бывает от 0,5 до 2÷3 м, контрфорсов от 0,7 до 3÷5 м в зависимости от шага контрфорсов и высоты плотины. Обычно контрфорсы, как и плиты, имеют переменную толщину, возрастающую сверху вниз.

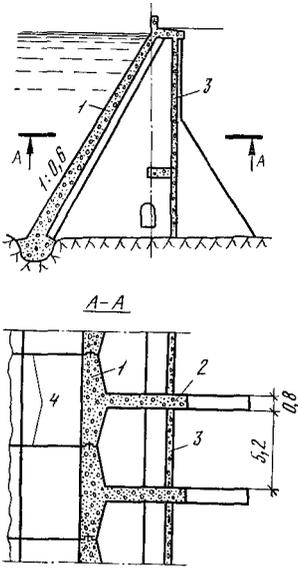


Рис. 11.17. Плотина Ольстаппен (Норвегия) высотой 14 м на скальном основании:

1 — напорная консольная плита; 2 — контрфорс; 3 — отепляющая стенка; 4 — шов между напорными плитами

Расчеты плотин с плоскими перекрытиями. Проверка устойчивости плотин на сдвиг ведется так же, как и массивно-контрфорсных плотин [см. формулу (11.1)]. В случае нескального основания к силам, показанным на рис. 11.3, добавляется вес фундаментной плиты, и фильтрационное давление W_{ϕ} считается так, как в бетонных плотинах (см. гл. 9).

Заложение верхней грани плиты m_1 зависит от рода основания: для скальных $m_1 = 0,6 \div 0,7$, для нескальных — от 0,9 до 1,3. Заложение m_2 в первом случае равно $0,9 - m_1$, во втором — $(1,2 \div 2) - m_1$ (на глинистых основаниях) и больше. Величины m_1 и m_2 должны быть такими, чтобы удовлетворялось условие устойчивости на сдвиг.

Толщину и армирование плиты рассчитывают по формулам изгиба балок, свободно лежащих на двух опорах, причем часто определяющей толщиной плиты является проверка на срез. Рассчитывается обычно участок плиты шириной 1 м на разной глубине y (рис. 11.18): погонной нагрузкой является давление воды $p = \gamma y$ и составляющая веса плиты $q \cos \psi$; расчетный пролет l_1 считается равным пролету в свету между контрфорсами l_0

за вычетом $2 \times \frac{1}{3} a$, где a — ширина плеча контрфорса, т. е. $l_1 = l_0 - \frac{2}{3} a$.

Ширина плеча контрфорса a обычно составляет $(0,5 \div 1) e$, где e — толщина плиты. Ввиду неясности распределения давлений от плиты R его принимают обычно по треугольнику и точку приложения силы R в расстоянии $\frac{1}{3} a$ от края плеча (рис. 11.18). Прочность выступа (плеча) проверяют, рассчитывая его приближенно как консоль, заделанную в контрфорс.

Прочность контрфорса считают аналогично тому, как это изложено в § 11.3, с учетом того, что нагрузка на него собирается с обоих полупролетов секции плотины (см. рис. 11.3). Кроме того, надо учитывать возможное выпучивание или продольный изгиб контрфорса, во избежание чего ставятся балки жесткости. Так как

такая опасность возможна при больших пролетах и высотах контрфорсов, то подробнее об этом сказано в § 11.6.

Балки жесткости играют положительную роль в случае сейсмических воздействий на плотину (поперек течения реки).

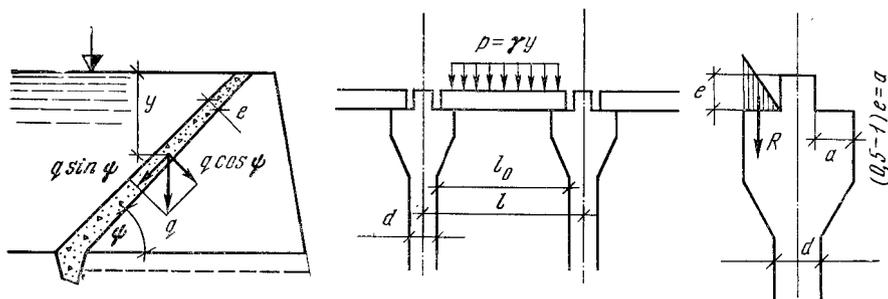


Рис. 11.18. Схемы к статическим расчетам плотин с плоскими перекрытиями

§ 11.5. КОНСТРУКЦИИ МНОГОАРЧНЫХ (АРЧНО-КОНТРОРСНЫХ) ПЛОТИН

Из всех видов контрфорсных плотин многоарочные (см. рис. 11.1, в) являются наиболее экономичными, особенно в створах широких долин (экономия в бетоне — от 30 до 60% и более по сравнению с гравитационными массивными).

Хотя первая многоарочная плотина Эльче в Испании высотой 23 м была построена в конце XVI в., настоящее свое развитие эти плотины получили лишь в XIX и особенно в XX вв. Первое время они были железобетонными, тонкостенными, высотой до 80 м и более и шагом контрфорсов до 25 м (рис. 11.19), но в последние годы перешли к бетонным плотинам с пролетами до 50 м и более (см. рис. 11.22), с толстыми контрфорсами.

Арочные перекрытия. В железобетонных плотинах (рис. 11.19) арочные перекрытия армируются обычно двойной прутковой арматурой или же жесткой в виде ферм, которые используются и в период постройки для удержания опалубки (рис. 11.20, в); соединения арок с контрфорсами делается или с жестким опиранием (рис. 11.20, а), что менее рекомендуется, либо свободное с помощью опорной плиты (рис. 11.20, б, в); при полых контрфорсах арки соединяются непосредственно со стенками контрфорсов (рис. 11.19).

В бетонных плотинах (иногда со слабым армированием) заделка арок в контрфорсе делается, например, по типу плотины Гранвааль (рис. 11.20, г). В случае неравномерной осадки контрфорсов и раскрытия швов заделки, последние могут быть зацементированы.

Для повышения водонепроницаемости арок напорная грань их покрывается торкретом или слоем битума, или тем и другим; иногда слой битума или асфальта защищается бетонными плитами, а на французской плотине Селюн, имеющей исключительно тонкие

стенки ($11 \div 16$ см), напорная грань покрыта металлическим экраном.

Форма арок большей частью круговая, толщина арочных колец обычно постоянная, хотя утолщение к пятам было бы полезно и иногда делается. Толщина железобетонных арок вверху по конструктивным соображениям принимается $0,3 \div 0,4$ м, в суровых

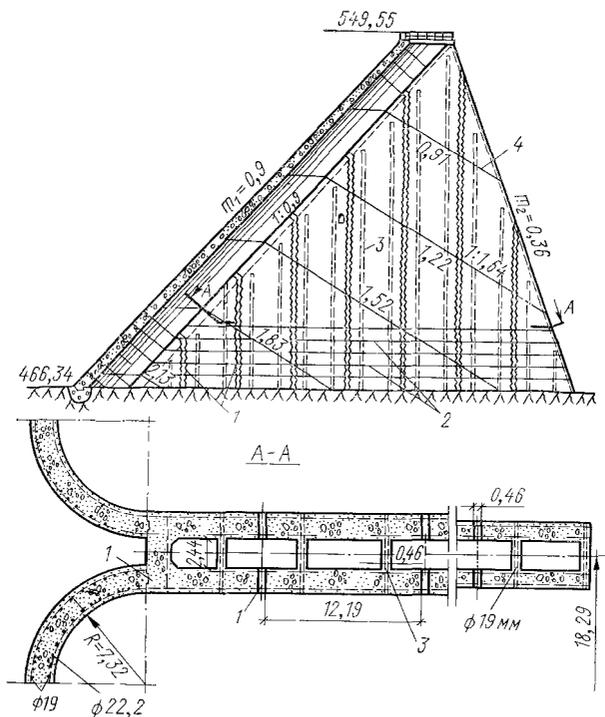


Рис. 11.19. Плотина Бартлетт (США) высотой 87,5 м:
1 — вертикальные (усадочные) швы; 2 — горизонтальные строительные швы; 3 — диафрагма в полости контрфорса; 4 — линии изменения толщины шва

климатических условиях и по производственным соображениям — $0,5 \div 1$ м; толщина бетонных арок равна $1,7 \div 2$ м. Книзу арки утолщаются, если это необходимо по расчету. Центральный угол арок $2\alpha_0$ обычно равен $160 \div 180^\circ$.

Напорное перекрытие может быть и в виде поверхности двоякой кривизны (купол), что позволяет перекрывать значительные пролеты между контрфорсами, которые в этом случае должны быть более массивными. Купольная плотина Кулидж высотой 75 м имеет пролеты около 55 м при толщине перекрытия от 1,2 до 6,3 м. Подкупольное пространство этой многокупольной плотины удобно для размещения здания гидроэлектростанции или других установок. Однако стоимость этого сооружения оказалась прак-

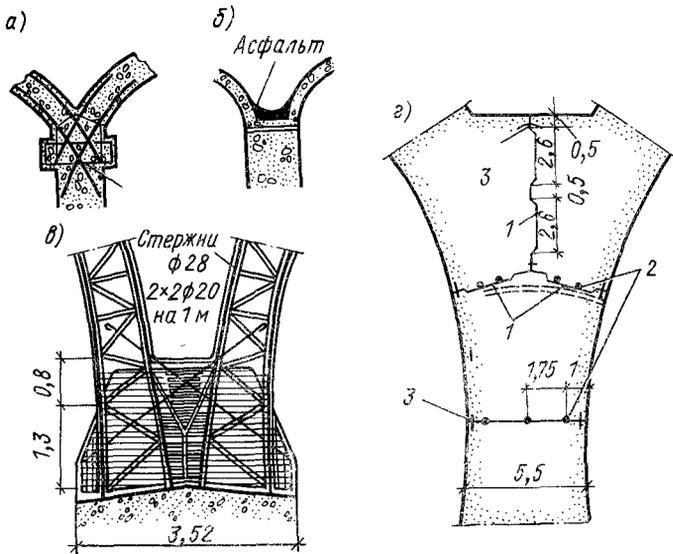


Рис. 11.20. Способы соединения арок с контрфорсами:

а — жесткая заделка; б, в — свободное опирание; г — опирание на плотине Гранвааль; 1 — шов; 2 — цементационные трубки; 3 — уплотняющий лист

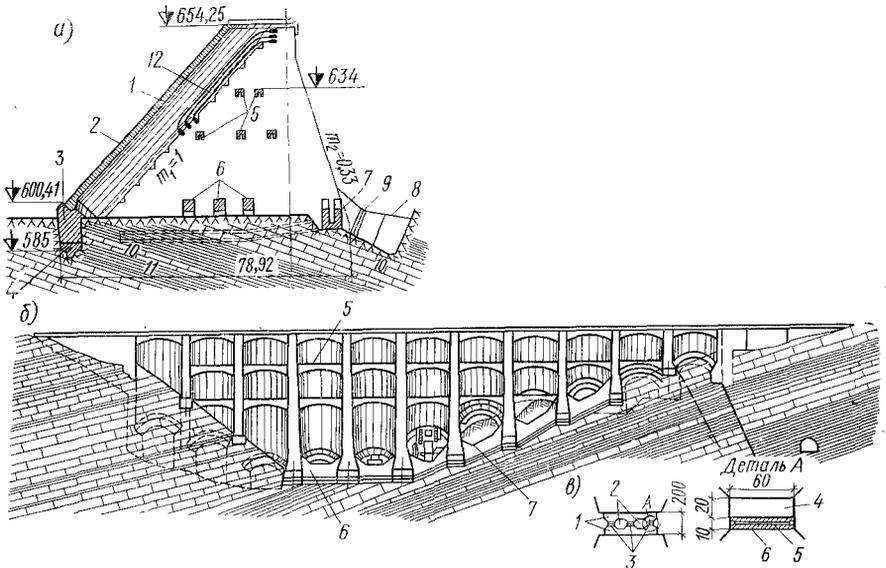
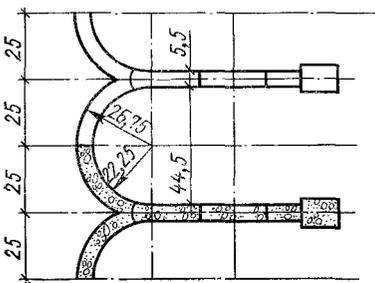
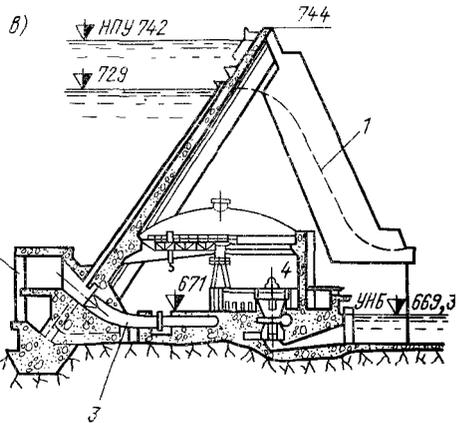
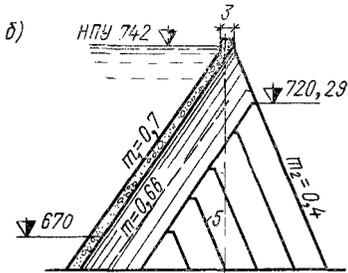
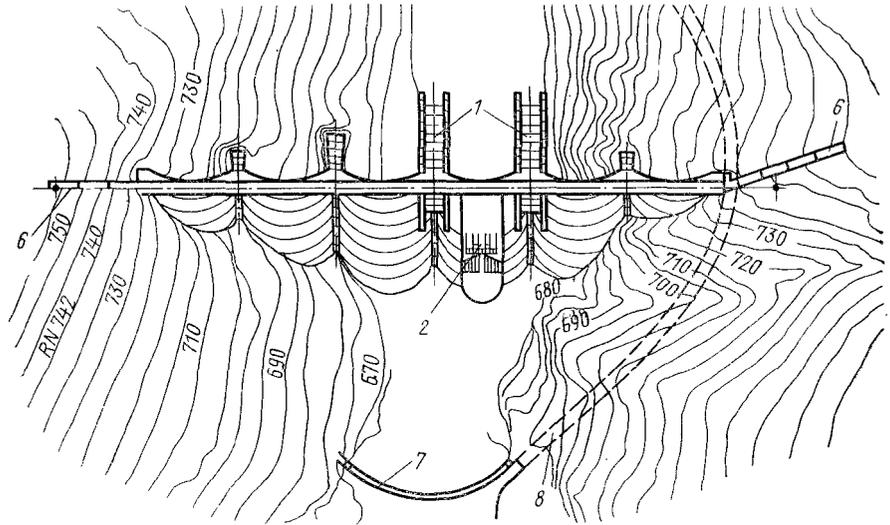
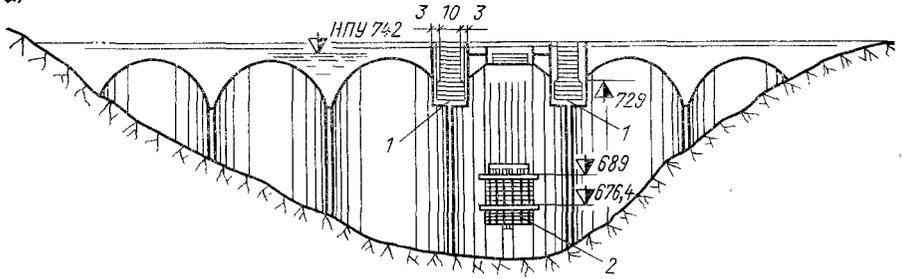


Рис. 11.21. Плотина Бени-Бадель (Алжир) высотой 61 м:

а — разрез; б — вид со стороны нижнего бьефа; 1 — железобетонная арка; 2 — гидроизоляция (битум); 3—4 — упорный массив и зуб; 5 — балки жесткости; 6 — распорки; 7 — распорная рама; 8 — упорный массив; 9 — плоские домкраты; 10 — песчаник; 11 — мергельстый сланец; 12 — арматура предварительного напряжения контрфорса; в — деталь активного шва; 1 — опорные подушки; 2 — полости, заполняемые впоследствии бетоном; 3 — плоские домкраты (вертикальные); 4 — заклинивающий блок; 5 — плоский домкрат в железобетонной обойме; 6 — металлический лист

а)



тически одинаковой с многоарочной плотиной, а пролеты многоарочных плотин достигают в настоящее время 50 м и более.

Контрфорсы многоарочных плотин имеют много общего с контрфорсами, описанными в § 11.2 и 11.4. Отличие от последних в том, что в связи с большими пролетами арок нагрузки на контрфорсы значительно больше. При жесткой заделке арок в контрфорсы (рис. 11.20, а) сечение их принимается как одно целое с двумя полуарками, вследствие чего напорная грань контрфорса иногда армируется.

Наклон граней контрфорсов обуславливается устойчивостью плотины на сдвиг, и опыт показывает, что в железобетонных плотинах заложения граней бывают: $m_1 = 0,45 \div 0,9$ и $m_2 = (1,1 \div 1,3) - -m_1$, в бетонных, более тяжелых, $m_1 = 0,45 \div 0,7$ и $m_2 = (0,9 \div 1,2) - -m_1$.

Толщина контрфорсов по верху d_v в месте заделки арок обычно равна $(1,5-2)e_v$, где e_v — толщина верхних арок в пятах; книзу толщина контрфорсов увеличивается.

В случае тонких контрфорсов может возникать опасность потери устойчивости (выпучивание), в таком случае контрфорсы усиливают балками жесткости (рис. 11.21), ребрами жесткости (вертикальными или наклонными), или, что чаще, делают контрфорсы полым (см. рис. 11.19), усиленным диафрагмами.

Иногда близ напорной грани контрфорса могут возникать растягивающие напряжения; тогда применяют армирование этой зоны (см. рис. 11.20) и, если требуется, заанкеривание в основании преднапряженными тязями. В плотине Бени-Бадель (рис. 11.21), а также в плотине Эрраген (Алжир) применен так называемый *активный шов* (рис. 11.21, в), в котором с помощью плоских домкратов создается усилие, нормальное шву, направленное в сторону верхнего бьефа и создающее момент, обратный моменту гидростатической нагрузки верхнего бьефа. Эта система погашает растягивающие напряжения в контрфорсе и несколько увеличивает устойчивость плотин на сдвиг; кроме того, эта система позволяет экономить бетон в плотине порядка 30%, по сравнению с обычной конструкцией контрфорсов.

Водосбросы в плотинах. Устройство водослива в арках затруднительно, требует специальных конструкций и крепления основания между контрфорсами. При не очень больших расходах воды и водосливы, и глубинные водосбросы могут устраиваться в теле контрфорсов (удобно, трубопроводы в полых контрфорсах) и поверх контрфорсов в лотках (рис. 11.22, а).

Основания контрфорсов. По характеру статической работы многоарочной плотины неравномерная осадка контрфорсов недопу-

Рис. 11.22. Плотина Гранвааль (Франция) высотой 88 м, с пролетами 50 м:
а — план плотины и вид с верхнего бьефа; б — поперечный разрез и план плотины; в — разрез по пролету с гидростанцией; 1 — водослив в контрфорсе; 2 — решетки водозабора; 3 — водовод; 4 — машинный зал ГЭС; 5 — строительные швы; 6 — береговые цементационные завесы; 7 — перемычка; 8 — строительный туннельный водосброс

стима, поэтому эти плотины требуют безукоризненного скального основания, чему большинство построенных сооружений удовлетворяет. Однако в последнее время многоарочные плотины строятся и на более сложных, слабых и податливых основаниях. Так, плотина Бени-Бадель в Алжире (рис. 11.21) построена на податливом основании, сложенном переслаивающимися мергелистыми сланцами и песчаниками.

Для лучшего распределения напряжений в основании и придания общей жесткости плотине в основании устроена частичная фундаментная плита и между контрфорсами — жесткие распорные рамы. Иногда повышение жесткости основания достигается способами, изложенными в § 10.3.

Противофильтрационные мероприятия такие же, как в других контрфорсных плотинах, зуб и завесу устраивают по контуру арок.

§ 11.6. РАСЧЕТЫ МНОГОАРЧНЫХ ПЛОТИН

Статический расчет наклонных арочных перекрытий. По условиям статической работы круговые арки с наклонной осью, перекрывающие пролеты многоарочных плотин, отличаются от арок с вертикальной осью, рассматриваемых в гл. 12, тем, во-первых, что они подвержены неравномерному давлению воды верхнего бьефа, обусловленному разным заглублением расчетного сечения (нормального к оси арки), в частности в ключе и в пятах, а во-вторых, действием составляющей собственного веса арки нормально к ее оси. В остальном расчет арок ничем не отличается от приведенного в § 12.9.

Расчет арок на неравномерное давление воды. Выделим двумя плоскостями, нормальными к оси арок, арочное кольцо шириной по образующей в 1 м (рис. 11.23, а); пусть глубина воды y_1 — над ключом арки по среднему ее сечению, y_2 — над пятами и y — в какой-либо точке напорной поверхности, определяемой сечением, наклоненным к оси симметрии под углом β . Тогда давление воды на напорную грань арки будет представлено криволинейной эпюрой $adefcba$ (рис. 11.23). На этой эпюре можно выделить часть $aa'ec'cba$, представляющую равномерное давление воды с интенсивностью γy_1 , и вторую часть $a'defc'$, представляющую *неравномерное* давление воды, изменяющееся от $y h_0 = \gamma(y_2 - y_1)$ у пят до 0 в ключе.

Определим действующие в каком-либо радиальном сечении арки $A-A$ (рис. 11.23, б), плоскость которого наклонена к оси симметрии под углом α , продольную силу N_0 и момент M_0 в статической определяемой системе, вызываемые неравномерным давлением воды.

Давление воды в любом радиальном сечении арки, наклоненном под углом β , равно:

$$p = \gamma r_n (1 - \cos \beta) \cos \psi \quad (11.13)$$

или, заменяя $\gamma \cos \psi = \gamma'$:

$$p = \gamma' r_H (1 - \cos \beta). \quad (11.14)$$

Усилие, действующее на площадку ds , будет равно

$$p ds = p r_H d\beta = \gamma' r_H^2 (1 - \cos \beta) d\beta. \quad (11.15)$$

Проектируя это усилие на нормаль к рассматриваемому сечению $A-A$ и интегрируя его на участке арки OA , получим полную нор-

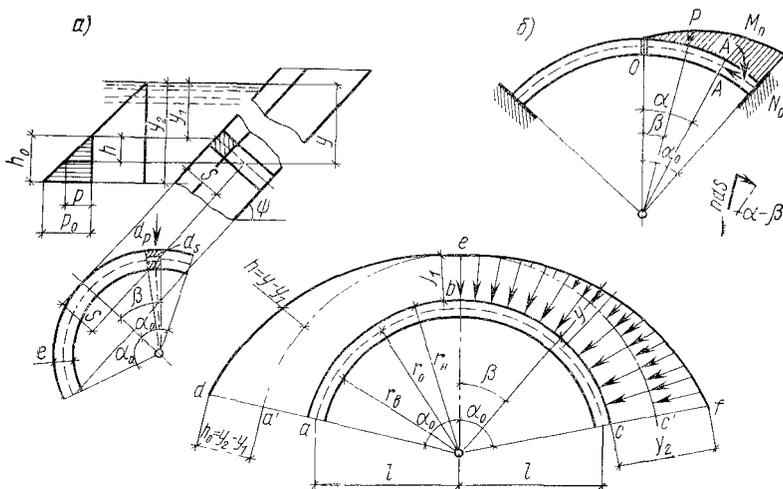


Рис. 11.23. Схема к расчету арки на неравномерное давление воды

мальную силу, действующую в сечении $A-A$ от неравномерного давления воды на этом участке арки,

$$N_0 = \int_0^{\alpha} \gamma' r_H^2 (1 - \cos \beta) \sin (\alpha - \beta) d\beta = \gamma' r_H^2 \left(1 - \cos \alpha - \frac{1}{2} \alpha \sin \alpha \right). \quad (11.16)$$

Момент от неравномерной гидростатической нагрузки на площадку ds относительно центра сечения $A-A$ будет равен:

$$dM_0 = -p ds r_0 \sin (\alpha - \beta) = -\gamma' r_H^2 r_0 (1 - \cos \beta) \sin (\alpha - \beta) d\beta,$$

момент же от нагрузки на всем участке OA будет равен:

$$\begin{aligned} M_0 &= - \int_0^{\alpha} \gamma' r_H^2 r_0 (1 - \cos \beta) \sin (\alpha - \beta) d\beta = \\ &= - \gamma' r_H^2 r_0 \left(1 - \cos \alpha - \frac{1}{2} \alpha \sin \alpha \right) = - N_0 r_0. \end{aligned} \quad (11.17)$$

Зная момент M_0 и силу N_0 , можно по формулам, выведенным в гл. 12 для распора арки H_e и момента M_e , определить их величины:

$$M_e = X_2 = - \frac{\int_0^{\alpha} M_0 ds}{ds} = \frac{\gamma' r_H^2 r_0 \int_{-\alpha_0}^{+\alpha_0} \left(1 - \cos \alpha - \frac{1}{2} \alpha \sin \alpha\right) ds}{\frac{2\alpha_0 l}{\sin \alpha_0}} =$$

$$= \gamma' r_H^2 r_0 \left(1 + \frac{1}{2} \cos \alpha_0 - \frac{3}{2} \frac{\sin \alpha_0}{\alpha_0}\right) = \gamma' r_H^2 r_0 k_1, \quad (11.18)$$

где

$$k_1 = 1 + \frac{1}{2} \cos \alpha_0 - \frac{3}{2} \frac{\sin \alpha_0}{\alpha_0}, \quad (11.19)$$

$$H_e = X_1 = \frac{\frac{F}{J} \int_0^s M_0 y ds + \int_0^s N_0 \cos \alpha ds}{\frac{F}{J} \int_0^s y^2 ds + \int_0^s \cos^2 \alpha ds} = \frac{\frac{F}{J} \int_0^s M_0 y ds + \int_0^s N_0 \cos \alpha ds}{\left(\frac{12k_4}{v^2 \sin^2 \alpha_0} + \frac{k_5}{\sin \alpha_0}\right) l} =$$

$$= \frac{\frac{12}{v^2} \frac{k_2}{\sin^2 \alpha_0} - k_3}{\frac{12}{v^2} \frac{k_4}{\sin^2 \alpha_0} + k_5}, \quad (11.20)$$

где

$$y = r_0 \left(\frac{\sin \alpha_0}{\alpha_0} - \cos \alpha\right) \quad \text{и} \quad \frac{F}{J} = \frac{12}{e^2} = \frac{12}{v^2 l^2}, \quad (11.21)$$

$$k_2 = \frac{9}{8} \sin 2\alpha_0 + \alpha_0 - 3 \frac{\sin^2 \alpha_0}{\alpha_0} - \frac{1}{4} \alpha_0 \cos 2\alpha_0, \quad (11.22)$$

$$k_3 = 2 \sin \alpha_0 - \frac{5}{8} \sin 2\alpha_0 - \alpha_0 + \frac{1}{4} \alpha_0 \cos 2\alpha_0. \quad (11.23)$$

Величины k_4 и k_5 приведены в § 12.3.

Расчетный момент M_x и нормальная сила N_x для любого сечения А—А (рис. 11.23, б) будут равны:

$$M_x = M_0 + M_e + H_e y, \quad (11.24)$$

$$N_x = N_0 + H_e \cos \alpha. \quad (11.25)$$

Чтобы получить величины M_x и N_x для ключевого и пятового сечений арки, необходимо в выражениях (11.11), (11.12), (11.29) и (11.30) подставить в первом случае $\alpha=0$, $y=-y_1$, а во втором $\alpha=\alpha_0$ и $y=y_0$.

Напряжения на гранях арки вычисляются по известной формуле

$$\sigma = \frac{N_x}{e} \pm \frac{6M_x}{e^2}.$$

Для облегчения подсчетов напряжений в пятах с напорной стороны, где они растягивающие и наиболее опасны, можно пользоваться графиками Н. Келена (рис. 11.24 и 11.25), на которых даны

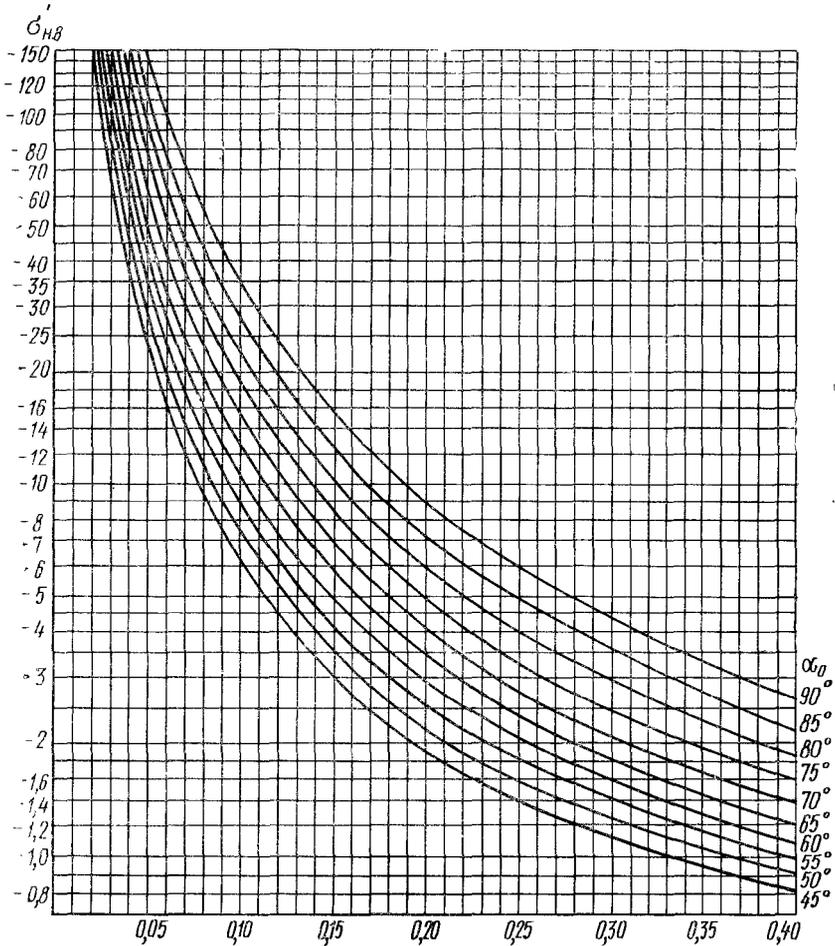


Рис. 11.24. Напряжения в пятах круговых арок от неравномерного давления воды (на напорной грани)

зависимости величин σ' от $\nu = e/l$ для различных α_0 . Чтобы получить истинные напряжения, надо пользоваться выражением

$$\sigma = \gamma' l \sigma'. \quad (11.26)$$

Как видно из этих графиков, неравномерное давление воды ухудшает напряжения на напорной грани. На низовой грани неравномерное давление воды повышает имеющиеся там сжимающие напряжения, вызванные равномерным давлением воды.

Средствами для снижения напряжения σ могут быть: увеличение толщины арки e и $\nu = e/l$, увеличение угла наклона оси арки к горизонту ψ .

Увеличение угла ψ снижает устойчивость плотины и иногда применяется для верхних частей арочного перекрытия, ось которого в этом месте делается вертикальной ($\psi = 90^\circ$).

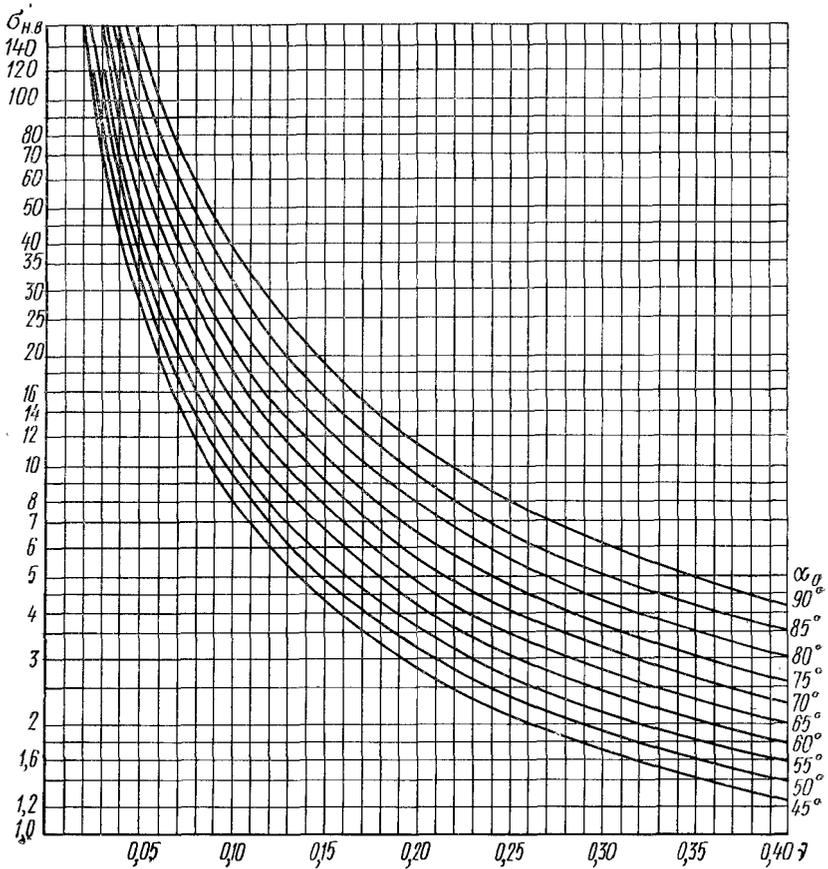


Рис. 11.25. Напряжения в пятах круговых арок от неравномерного давления воды (на низовой грани)

Расчет арок на действие их собственного веса.

Расчет ведется, рассматривая элемент арки шириной 1 м, считая по образующей радиусом r_0 (рис. 11.26). Вес этого элемента dG , обозначая удельный вес материала арки γ_6 , будет равен: $dG = \gamma_6 e ds = \gamma_6 e r_0 d\beta$.

На напряжения в арке влияет составляющая dG , нормальная к оси арки, равная $dP = dG \cos \psi = \gamma_6 e r_0 \cos \psi d\beta$, или по аналогии с предыдущим, если обозначить $\gamma_6' = \gamma_6 \cos \psi$:

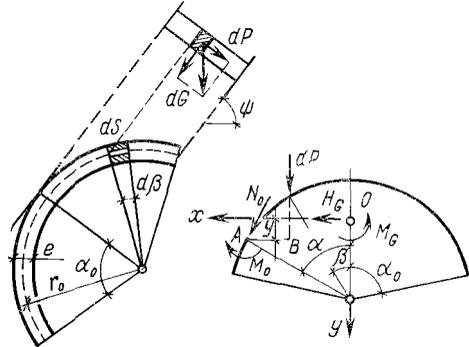
$$dP = \gamma_6' e r_0 d\beta.$$

Определим нормальную силу N_0 и момент M_0 , действующие в некотором сечении A , плоскость которого составляет с осью симметрии арки угол α :

$$dM_0 = -dP \overline{AB} - \gamma_6'' er_0 d\beta r_0 (\sin \alpha - \sin \beta) = \gamma_6' er_0^2 (\sin \alpha - \sin \beta) d\beta$$

$$M_0 = -\gamma_6' er_0^2 \int_0^\alpha (\sin \alpha - \sin \beta) d\beta = -\gamma_6' er_0^2 (\alpha \sin \alpha + \cos \alpha - 1). \quad (11.27)$$

Рис. 11.26. Схема к расчету напряжений в круговых арках от собственного их веса



Нормальная сила, возникающая от усилия dP , равна

$$dN_0 = dP \sin \alpha = \gamma_6' er_0 \sin \alpha d\beta$$

$$N_0 = \int_0^\alpha dN_0 = \gamma_6' er_0 \sin \alpha \int_0^\alpha d\beta = \gamma_6' er_0 \alpha \sin \alpha. \quad (11.28)$$

Статически неопределимый момент, вызываемый заделкой пят, M_G и распор H_G в упругом центре определяются теми же формулами, что использованы выше для M_e и H_e с подстановкой в них значений M_0 и N_0 по (11.27) и (11.28):

$$M_G = \frac{\int_0^s N_0 ds}{\frac{2\alpha_0}{\sin \alpha_0} l} = \frac{\gamma_6' er_0^2 \int_{-\alpha_0}^{\alpha_0} (a \sin \alpha + \cos \alpha - 1) ds}{2\alpha_0} = \gamma_6' er_0^2 \left(\frac{2 \sin \alpha_0}{\alpha_0} - \cos \alpha_0 - 1 \right), \quad (11.29)$$

$$H_G = \frac{\frac{F}{J} \int_0^s M_0 y ds + \int_0^s N_0 \cos \alpha ds}{\left(\frac{12k_4}{\sqrt{2} \sin^2 \alpha_0} + \frac{k_5}{\sin \alpha_0} \right) l} = \frac{\frac{12}{e} r_0^2 k_6 - ek_7}{\frac{12k_4}{\sqrt{2} \sin^2 \alpha_0} + k_5} \gamma_6' r_0, \quad (11.30)$$

где

$$k_6 = \frac{1}{2} \alpha_0 \cos 2\alpha_0 + 4 \frac{\sin^2 \alpha_0}{\alpha_0} - \alpha_0 - \frac{1}{4} \sin 2\alpha_0, \quad (11.31)$$

$$k_7 = \frac{1}{4} \sin 2\alpha_0 - \frac{1}{2} \alpha_0 \cos 2\alpha_0. \quad (11.32)$$

Величина расчетного момента и нормальной силы в любом сечении $A(x, y)$ будет:

$$M_x = M_0 + M_G + F_G y, \quad (11.33)$$

$$N_x = N_0 + N_G \cos \alpha. \quad (11.34)$$

Момент и нормальная сила в пятах могут быть получены из формул (11.32) и (11.33) подстановкой в них $\alpha = \alpha_0$, в случае $\alpha_0 = 0$. По моменту и нормальной силе определяются нормальные напряжения. В литературе приводятся графики Н. Келена для расчета напряжений по приведенным формулам.

Наибольшие напряжения получаются в пятах, причем на напорной грани обычно сжатие, а на низовой может быть как сжатие, так и растяжение; следовательно, знаки напряжений от собственного веса обратны знакам напряжений от гидростатической нагрузки. Таким образом, напряжения от собственного веса действуют на арку благоприятно, однако по величине своей они относительно малы вообще.

Расчеты температурных напряжений производят аналогично изложенному в § 12.3 методу для арок с вертикальной осью.

Статические расчеты контрфорсов. Расчеты прочности контрфорсов многоарочных плотин делаются аналогично расчету, приведенному в § 11.3. В плотинах высоких с большими расстояниями между контрфорсами для расчета рекомендуется применять метод теории упругости, если напорное перекрытие отделено от тела контрфорса плитой (см. рис. 11.20, б, в), считая вес перекрытия нагрузкой на контрфорс; но если арочное перекрытие жестко связано с контрфорсом (рис. 11.20, а и 11.22, б), тогда считают методами строительной механики и в расчет вводятся сечение контрфорса вместе с полуарками перекрытия (на рис. 11.22, б), его площадь F , его момент инерции J при пролете (шаге контрфорсов) l .

Более подробно о таких расчетах см. [11].

Расчет устойчивости контрфорса на продольных его изгибах делается при тонких и сильно нагружаемых контрфорсах; в построенных и запроектированных плотинах имеется вообще достаточный запас на этот случай, и расчета на продольный изгиб не требуется.

В тех случаях, когда возникают сомнения, расчет на продольный изгиб производят следующим образом: выделяют в контрфорсе полосу шириной 1 м, стороны которой параллельны низовой грани контрфорса, определяют продольные нагрузки на нее в ее плоскости и главное нормальное напряжение N_1 у низовой грани (в сечении контрфорса, где его толщина средняя) и усилие в том же сечении путем умножения N_1 на площадь сечения выделенной полосы bd , где b и d — ширина и толщина полосы.

Это усилие должно быть меньше критического $Q_{кр}$, определенного по формуле

$$Q_{кр} = \psi EJ / L^2,$$

где L — длина выделенной для расчета полосы контрфорса; E — модуль упругости бетона; J — момент инерции расчетного сечения полосы; ψ — коэффициент, зависящий от характера изменения переменной толщины контрфорса и определяемый по графику Н. П. Розанова (ψ колеблется примерно в пределах $7,5 \div 25$). Для более сложных случаев (наличие балок жесткости, полые контрфорсы) имеется приближенное решение.

§ 11.7. ТЕРМИЧЕСКИЙ РЕЖИМ КОНТРФОРСНЫХ ПЛОТИН

В зимний период напорное перекрытие контрфорсов с верхней стороны обогревается теплом водохранилища, а с нижней стороны подвержено воздействию температур наружного воздуха. Нулевая изотерма при этом располагается внутри перекрытия, и ее перемещение в результате колебаний температуры наружной среды приводит к попеременному замораживанию и оттаиванию бетона и его постепенному разрушению.

Для защиты напорного перекрытия от промерзания при сооружении контрфорсных плотин в районах с суровыми климатическими условиями (средние зимние температуры ниже -10°C), с нижней стороны плотины между контрфорсами устраивается теплоизоляционная стенка (см. рис. 11.17). В образующейся при этом полости поддерживается температурный режим, обеспечивающий нормальные условия работы напорной части сооружения.

Расчет температурного режима полости контрфорсной плотины с плоским напорным перекрытием. Стационарный процесс. Расчет температуры в полости плотины производится для средних расчетных температур наружной среды по формуле (4.17) как для многослойной конструкции, состоящей из следующих термических слоев (сопротивлений): 1) теплоотдачи на границе вода — напорное перекрытие (обычно данным термическим сопротивлением пренебрегают ввиду его малости, так как $\alpha_n \approx \infty$); 2) термического сопротивления напорного перекрытия $R_1 = \delta_1/\lambda_1$; 3) термического сопротивления полости, учитывающего теплоотдачу на поверхностях напорное перекрытие — воздух $R_2 = 1/\alpha_2$ и воздух — теплоизоляционная стенка $R_3 = 1/\alpha_3$; 4) термического сопротивления теплоизоляционной стенки $R_4 = \delta_4/\lambda_4$; 5) термического сопротивления теплоотдачи на наружной грани теплоизоляционной стенки $R_5 = 1/\alpha_5$ (рис. 11.27). Термическим сопротивлением воздуха внутри полости пренебрегают, так как оно вследствие конвекции воздуха очень мало.

Температура внутри полости определяется по формуле

$$t_n = t_1 + \frac{t_2 - t_1}{\sum R} R_y = t_1 + \frac{t_2 - t_1}{\frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{1}{\alpha_2} + \frac{1}{\alpha_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_5}} \left(\frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{1}{\alpha_2} \right). \quad (11.35)$$

Обычно величина температуры внутри полости назначается близкой к нулю градусов.

Данную задачу удобно решать графическим путем, позволяющим непосредственно определить термическое сопротивление теплоизоляционной стенки, необходимое для обеспечения заданной температуры внутри полости. В этом случае (см. рис. 11.27) по горизонтали отмечают термические сопротивления напорного перекрытия R_1 и полости R_2 и R_3 , затем точку 1 соединяют с точкой 3, соответствующей принятой температуре внутри полости, и продолжают прямую до пересечения со значением температуры на-

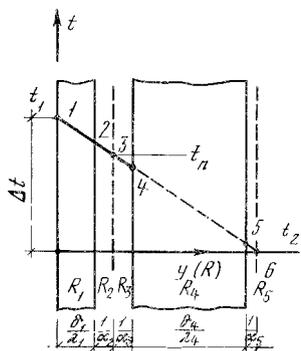


Рис. 11.27. Схема к расчету температуры внутри полости плотины

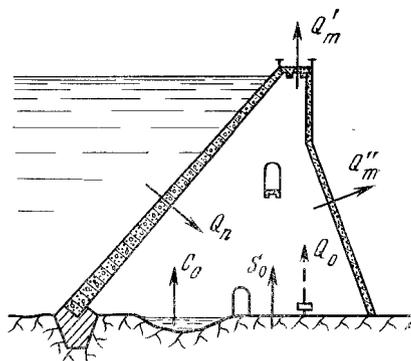


Рис. 11.28. Схема теплового баланса полости плотины

ружного воздуха, получая точку 6. От точки 6 влево откладывают термическое сопротивление $R_5 = 1/\alpha_5$ и получают точку 5. Термическое сопротивление теплоизоляционной стенки в этом случае должно быть равно горизонтальному отрезку между вертикалями, проходящими через точки 4 и 5.

Учет тепла основания плотины. Температура внутри полости зависит также от теплового потока, идущего от основания плотины: в летний период благодаря большой теплоемкости воды происходит аккумуляция тепла водохранилищем, которое расходуется за зиму через основание.

Температурный расчет в данном случае производится исходя из уравнения теплового баланса полости (рис. 11.28):

$$Q_n + C_0 + S_0 + Q_0 - Q_T = 0, \quad (11.36)$$

где Q_n — тепловой поток через напорное перекрытие; C_0 и S_0 — тепловые потоки от основания соответственно с водной поверхности и с суши; Q_0 — тепловой поток от источников (электрообогревательных и др.); Q_T — суммарные тепловые потери через теплоизоляционную стенку и верхнюю часть плотины.

Величины тепловых потоков, входящих в данную формулу, подсчитываются по формулам теплопередачи. Температура внутри полости принимается от -3 до -5°C , если основание полости не покрыто водой, и не ниже нуля — при наличии воды в полости.

§ 11.8. УСЛОВИЯ ДЛЯ ПРИМЕНЕНИЯ РАЗЛИЧНЫХ ТИПОВ КОНТРФОРСНЫХ ПЛОТИН И ПУТИ ДАЛЬНЕЙШЕГО ИХ РАЗВИТИЯ

Условия для применения различных типов плотин. Контрфорсные бетонные плотины могут строиться в различных створах, но в относительно узких створах они уступают по экономичности арочным плотинам. В створах широких у контрфорсных плотин нет конкурентов, кроме грунтовых плотин (см. гл. 13—15), особенно при высоких напорах. Самая высокая многоарочная плотина Даниель Джонсон (она же Маникуаган-5) имеет высоту в руслвом пролете 215 м и длину 1220 м (рис. 11.29, а); она состоит из 13 секций пролетами арок по 76,2 м и центральной арки пролетом 116,5 м; основание ее — граниты.

В плане ось плотины может быть прямой, ломаной в зависимости от геологических и других условий (плотины Розелан, Андижанская); криволинейны в плане плотины Бартлетт, Клайвдог. Последняя плотина высотой 72,4 м построена в створе, очень удобном для арочной плотины, но геологические условия (слабые сланцы) заставили отказаться от нее. Кривизна плотины в плане выпуклостью в нижний бьеф вызвана положением более плотных пород (полоса песчаника), а также условиями сброса паводка водосливами (без затворов) в береговые лотки ступенчатого типа, расположенные на обоих берегах у подножия контрфорсов (рис. 11.29, б).

Основания для контрфорсных плотин, как правило, скальные, но могут быть и прочные нескальные, полускальные. В последнем случае ограничивается высота плотины (до $30 \div 50$ м) и вводится в конструкцию плотины фундаментная плита, балки или плиты жесткости и др. Для многоарочных плотин желательны наиболее прочные основания.

Контрфорсные плотины можно строить в разнообразных климатических условиях и на высоких отметках над уровнем моря в горах, но в суровых условиях севера целесообразно возводить изолирующую стенку между контрфорсами со стороны нижнего бьефа для создания благоприятного теплового режима.

Наиболее экономичными по затратам по сравнению с гравитационными являются многоарочные бетонные плотины; плотины с плоскими перекрытиями могли бы конкурировать с ними лишь при напорах до 30—40 м, но они требуют затраты стальной арматуры (до $40 \div 50$ кг/м³ бетона), поэтому в последнее время их почти не строят.

Массивно-контрфорсные плотины требуют бетона несколько больше, чем бетонные многоарочные, но последние сложнее в производстве работ и потому затраты на те или другие могут мало отличаться. В каждом конкретном случае вопрос решается сравнением проектных вариантов плотины и учетом местных условий.

Недостатками контрфорсных плотин по сравнению с гравитационными являются: 1) большая сложность производства работ по их возведению, в частности пропуска речных вод через строя-

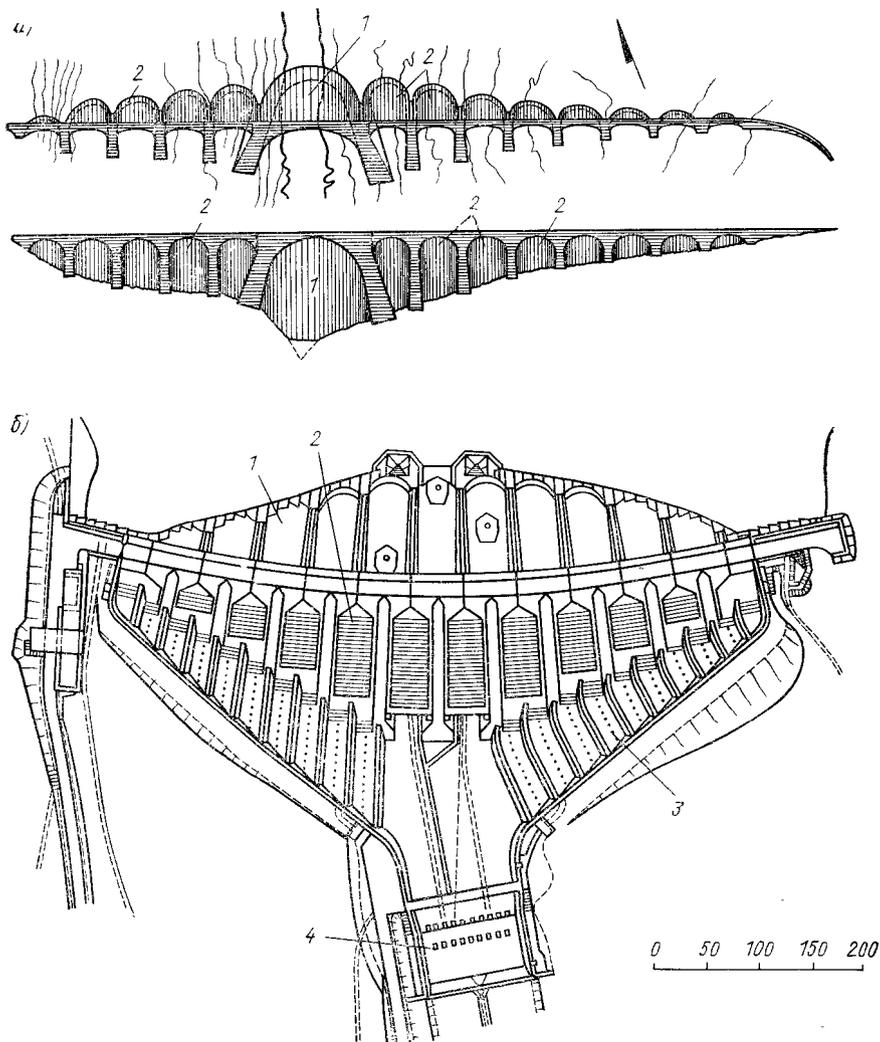


Рис. 11.29. Массивные плотины:

a — многоарочная плотина Даниель Джонсон (Маникуаган Е) в Канаде: 1 — центральный пролет 161,5 м; 2 — 13 береговых арок пролетом по 76,2 м; *б* — массивная контрфорсная плотина Клайвдог на р. Севери (Англия) в плане: 1 — круговые оголовки контрфорсов; 2 — водосливная грань, сборная из железобетонных балок; 3 — ступенчатые береговые лотки, отводящие воду в русло нижнего бьефа; 4 — водобойный колодец

щуюся плотину, особенно на многоводных реках; 2) необходимость специальных мероприятий по обеспечению сейсмостойкости плотин (исключение — массивно-контрфорсные плотины); 3) в многоарочных плотинах — чувствительность статически неопределимых перекрытий к колебаниям внешней температуры и к осадкам контрфорсов, осложнения при устройстве эксплуатационных водосбросов.

Пути дальнейшего развития контрфорсных плотин. Современные научные исследования и инженерные проработки направлены на устранение или смягчение указанных выше недостатков контрфорсных плотин, усовершенствование конструкций и методов производства работ и повышение экономичности плотин.

При проектировании массивно-контрфорсных плотин основной задачей является борьба с трещиноватостью бетона, вызываемой массивностью оголовков и контрфорсов. Для этого в них делают цилиндрические полости, направленные вдоль оси оголовка для более быстрого удаления тепла экзотермии, а также поверхностные надрезы оголовка (см. рис. 11.5) и клиновидные вставки.

В области многоарочных плотин основная проблема — поиск наиболее совершенного решения для арочных перекрытий. Помимо широко распространенной круговой формы арок есть предложения различных «безмоментных» форм, коробовой арки (трехцентровой), близкой к эллипсу и др. Однако наиболее существенно «снять» моменты от жесткой заделки пят, в связи с чем перспективны предложения двухшарнирных, трехшарнирных арок, в которых могут быть разного типа конструкции шарпиров.

В конструктивном отношении следует отметить применение сборности для многоарочных плотин и плотин с плоскими перекрытиями. Есть опыт постройки невысокой (22 м) плотины (Меффруш в Алжире) из сборных элементов; есть проект высокой плотины (116 м), выполненный Ленгидропроектом для многоводной реки, причем для пропуска воды используются парные контрфорсы, у которых стены раздвинуты до 10 м.

Задачи уменьшения объема бетона в многоарочных плотинах, особенно в контрфорсах, так же важны, как и в массивно-контрфорсных. Единичные примеры устройства контрфорсов не сплошными и сквозными, а также «вилочными» [11] не дали результатов, на которые рассчитывали, поэтому задача эта стоит на очереди.

БЕТОННЫЕ АРОЧНЫЕ ПЛОТИНЫ

§ 12.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Виды арочных плотин. Арочными плотинами называют криволинейные в плане водоподпорные сооружения, работающие как свод или оболочка и сопротивляющиеся действию горизонтальных нагрузок в основном за счет упора их в берега ущелья (рис. 12.1).

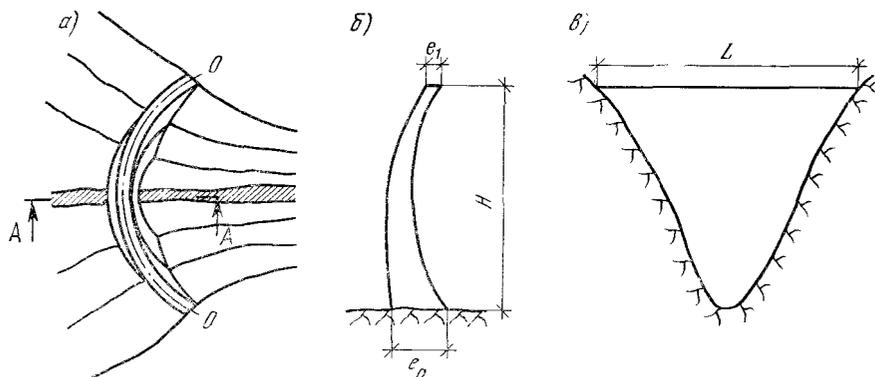


Рис. 12.1. Арочная плотина:

a — план; *б* — сечение по А-А; *в* — разрез по оси плотины О-О

Горизонтальные сечения арочных плотин (арки) имеют обычно круговое очертание с нормальным опиранием пят арок в берега (рис. 12.2, *a*). Поперечные профили арочных плотин (консоли) весьма различны по форме и в ряде случаев назначаются криволинейными по вертикали (рис. 12.2, *б*).

По характеру работы на основную сдвигающую нагрузку — горизонтальное давление воды арочные плотины принципиально отличаются от гравитационных. В арочных плотинах силы сопротивления по подошве сооружения, зависящие от веса сооружения, принимают малое участие в работе плотины против сдвига. Устойчивость их обеспечивается в основном за счет упора сооружения в берега. Это позволяет проектировать арочные плотины с весьма малой толщиной, определяемой лишь условием прочности материала сооружения.

Профили арочных плотин значительно более обжаты по сравнению с гравитационными плотинами и характеризуются так называемым *коэффициентом стройности* β — относительной толщиной плотины, равной

$$\beta = e_0 / H,$$

где e_0 — толщина плотины у основания; H — высота плотины.

Для тонких арочных плотин $\beta < 0,2$ (сравнить с гравитационными плотинами, для которых $\beta = 0,6 \div 0,8$). Наиболее стройными из построенных арочных плотин являются Толла — $\beta = 0,023 \div 0,048$; Вайонт — $\beta = 0,084$ и др.

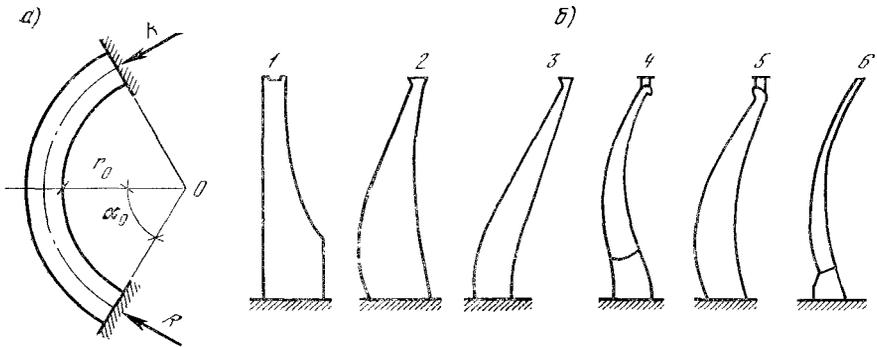


Рис. 12.2. Сечения арочных плотин:

а — горизонтальное сечение (арка); *б* — вертикальные сечения — профили плотин; 1 — Тинь ($H=180$ м; $e_0=44,5$ м; $L/H=1,63$); 2 — Мори ($H=65$ м; $e_0=18$ м; $L/H=2,86$); 3 — Аншане ($H=75$ м; $e_0=11$ м; $L/H=3,07$); 4 — Валь-Галина ($H=92$ м; $e_0=11,2$ м; $L/H=2,48$); 5 — Озильетта ($H=77$ м; $e_0=10,8$ м; $L/H=2,91$); 6 — Абу-Шенейна ($H=335$ м. проект)

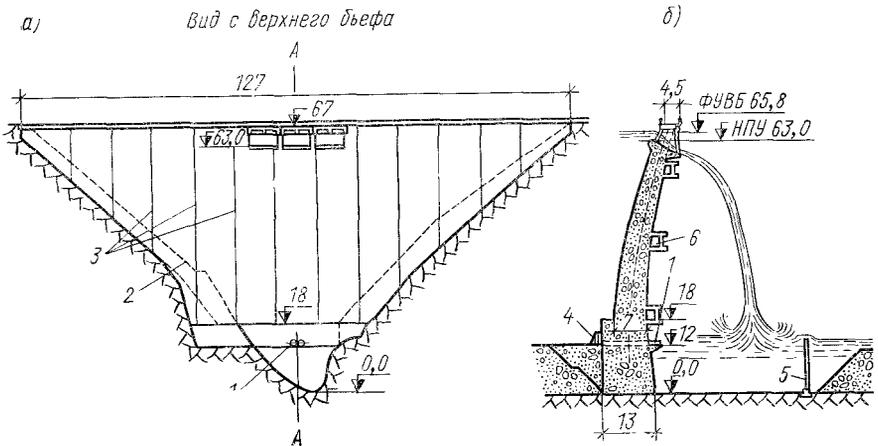
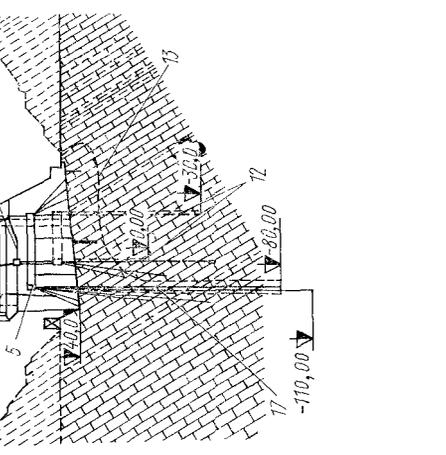
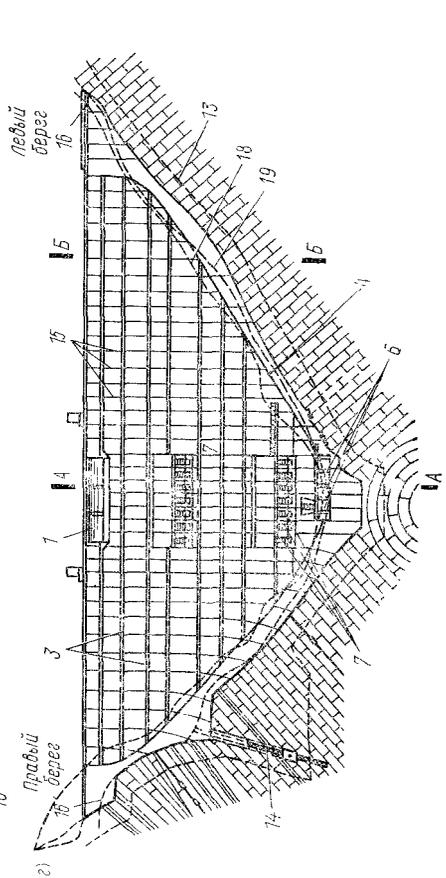
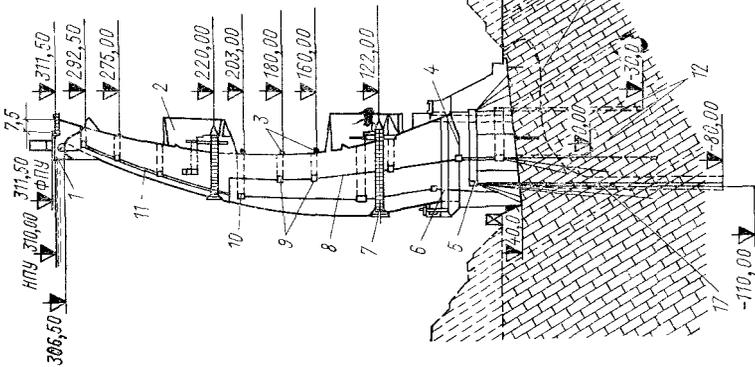
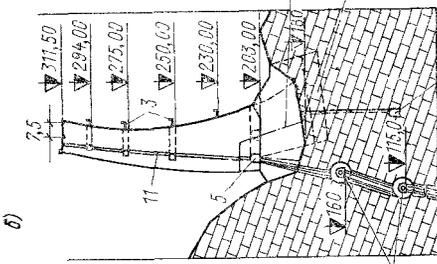
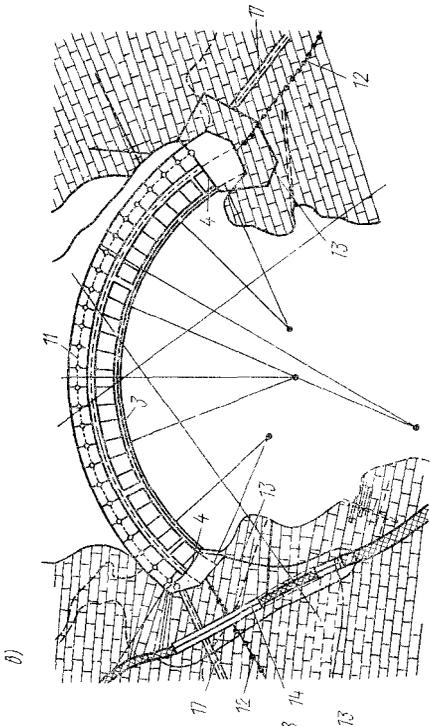


Рис. 12.3. Ладжанурская плотина высотой 67 м (СССР):

а — вид с верхнего бьефа; *б* — поперечный разрез; 1 — трубы донного водоспуска; 2 — линия естественной поверхности грунта; 3 — строительные температурно-усадочные швы; 4 — решетка; 5 — трехшарнирная экспериментальная арочная плотина (водобойная стенка); 6 — консольные служебные мостики

Таким образом толщина арочных плотин (и, следовательно, объем бетона на 1 м) меньше, чем в гравитационных плотинах, в $2 \div 4$, иногда в $6 \div 8$ и более раз.

Общая экономия бетона по всей плотине вследствие криволинейности арочных плотин в плане характеризуется несколько мень-



ясняет более массивный ее профиль (рис. 12.8). Толщина плотины у гребня $e_r = 14$ м, у основания $e_0 = 53,5$ м.

Плотина Толла (Франция, о. Корсика, 1961) является одной из наиболее стройных арочных плотин (рис. 12.9).

Высота плотины $H = 88$ м, толщина плотины в ключевом сечении увеличивается от 1,5 м у гребня до 2,43 м на уровне приблизительно $1/3$ высоты плотины и снова уменьшается до $\sim 2,0$ м у основания. Максимальная толщина пят арок 4,2 м. Коэффициент стройности плотины равен $\beta = 0,023 \div 0,048$ при $L/H = 1,36$ *.

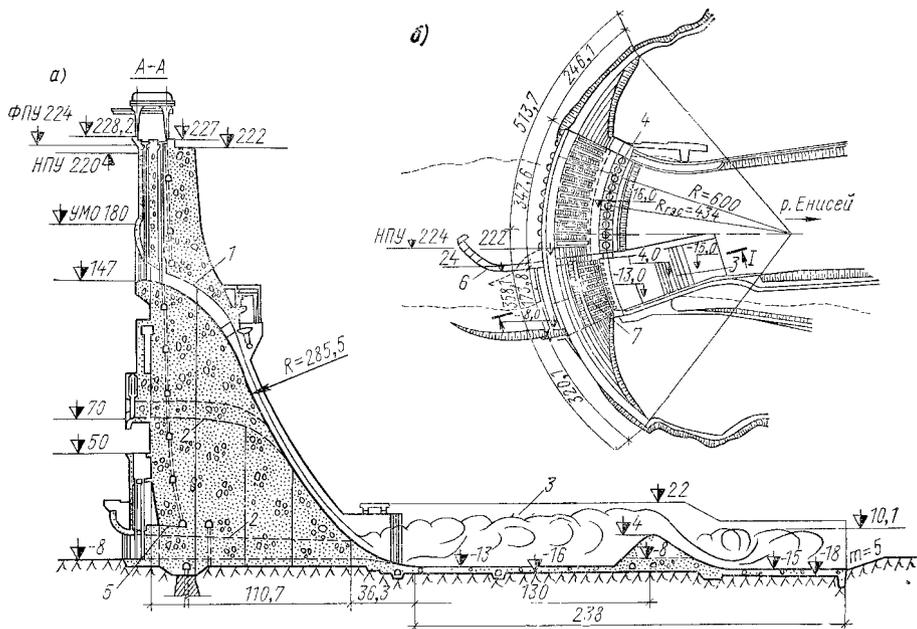


Рис. 12.5. Саяно-Шушенская гравитационно-арочная плотина высотой 234 м (СССР, в постройке):

a — поперечный разрез; *б* — план; 1 — эксплуатационные водосбросные отверстия; 2 — строительные (временные) водосбросные отверстия; 3 — водобойный колодец; 4 — здание ГЭС; 5 — шов-надрез (в русловой части); 6 — устой перемычки; 7 — водосброс

Плотина Пьеве ди Кадоре (Италия, 1950) характеризуется большой относительной шириной створа $L/H = 7,45$ (рис. 12.10). Плотина состоит из пробки, перекрывающей нижнюю часть створа, и арочной части, отделенной от пробки швом. Общая высота плотины 112 м, высота арочной части плотины $H = 57$ м. Толщина плотины у гребня $e_r = 6,0$ м, у основания $e_0 = 26,2$ м.

Указанные параметры арочных плотин не являются предельными. Так, в СССР в сложных топографических условиях ($L/H = 2,77$) строится Ингурская арочная плотина высотой $H = 271,5$ м (см. рис. 12.4), при значительной ширине ущелья ($L/H = 4,56$) возводится Саяно-Шушенская плотина высотой $H = 234$ м (см. рис. 12.5). Существуют проекты и более высоких плотин: плотина Абу-Шейна (Судан) высотой $H = 335$ м (см. рис. 12.2, б, б) и др.

* В процессе наполнения водохранилища в плотине обнаружены многочисленные температурные трещины, образовавшиеся в результате неравномерного нагрева плотины на границе уровня частичного наполнения водохранилища, вследствие чего было принято решение плотину усилить.

Арочные плотины могут строиться при значительной относительной ширине створа, как, например, плотина Мулен-Рибу (Франция) высотой $H=16,2$ м имеет $L/H=10$ (рис. 12.11). Однако и указанная относительная ширина створа, по-видимому, не является пределом для арочных плотин.

Классификация арочных плотин. По относительной толщине профиля — коэффициенту стройности различаются следующие типы арочных плотин: тонкие $\beta < 0,2$; толстые $\beta = 0,2 \div 0,35$; арочно-гравитационные $\beta > 0,35$.

Коэффициент стройности арочной плотины определяется обычно по размерам арочной части плотины, исключая местные утолщения, например, в виде «пробки», которая иногда устраивается в нижней части плотины.

По высоте арочные плотины разделяют на три категории: низкие — до 40 м; средней высоты 40 ÷ 100 м; высокие — более 100 м.

По форме различают: арочные плотины с одной кривизной, поверхность которых имеет кривизну только в горизонтальном направлении (цилиндрические) с двойкой кривизной; при значительном искривлении профиля по высоте плотины называются купольными.

По характеру сопряжения с основанием различают следующие типы арочных плотин: с упругой заделкой пят; с контурным (периметральным) швом (см. рис. 12.13, г; см. также рис. 12.4, 12.7, 12.10); со швами, или швами-надрезами, устраиваемыми в нижней части опирания сооружения (см. рис. 12.13, в; см. также рис. 12.11).

По способу пропуска воды арочные плотины бывают: глухие, не имеющие устройств для сброса воды; водосбросные, с поверхностными или глубинными отверстиями.

По материалу арочные плотины могут быть: каменные, бетонные, железобетонные.

Как правило, арочные плотины строятся бетонными, железобетонные арочные плотины строятся редко, каменные в настоящее время не строятся.

Существуют и другие менее характерные признаки арочных плотин, по которым может быть произведена классификация, например различают арочные плотины в узких или широких ($L/H > 3 \div 3,5$) створах, в симметричных или несимметричных ущельях

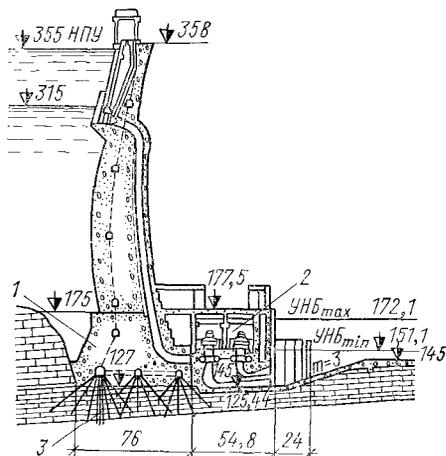


Рис. 12.6. Чиркейская плотина высотой 236 м, $L/H=1,18$ (СССР):

1 — фундаментный массив (пробка); 2 — здание ГЭС; 3 — цементационная завеса

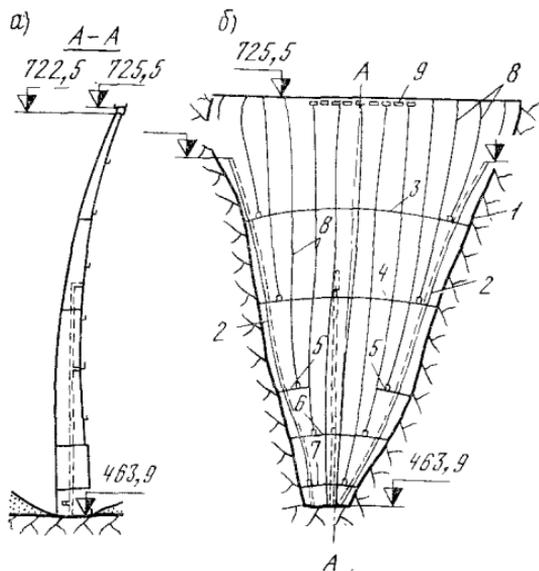


Рис. 12.7. Плотина Вайонт высотой 266 м (Италия):

a — поперечный разрез; *б* — развернутый профиль по оси плотины (вид с нижнего бьефа); 1 — поверхность скалы; 2 — контурный шов; 3—7 — криволинейные швы (примерно горизонтальные); 8 — временные усадочные швы; 9 — водослив

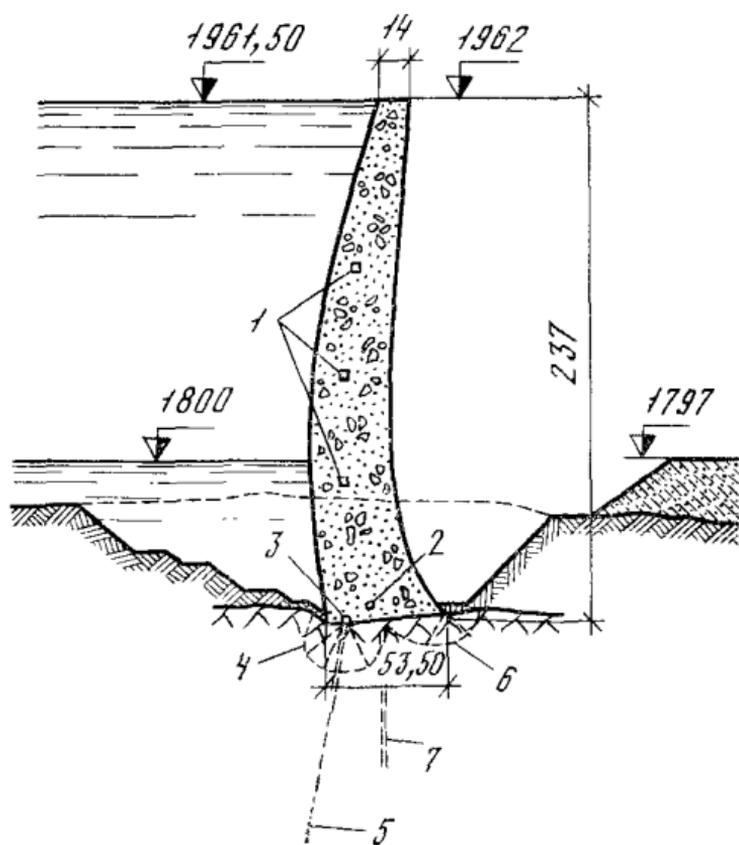


Рис. 12.8. Плотина Мовуазен высотой 237 м, $L/H=2,26$ (Швейцария):

1 — смотровые галереи; 2 — дренажная галерея; 3 — цементационная галерея; 5 — цементационная завеса; 4, 6 — зоны укрепительной цементации; 7 — дренажные скважины

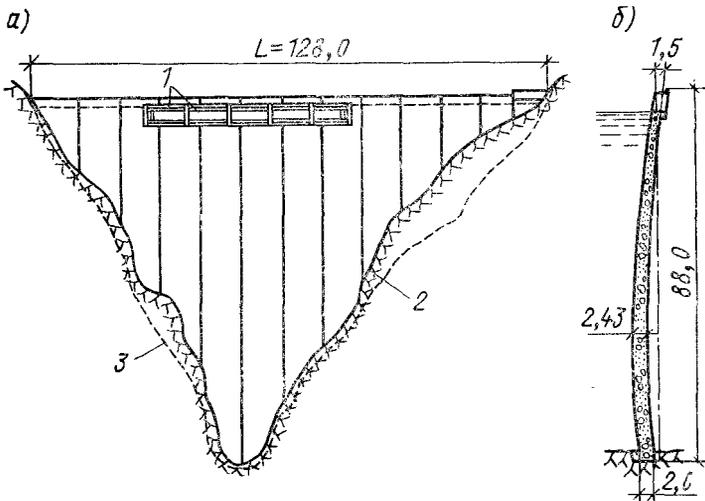


Рис. 12.9. Плотина Толла высотой 88 м (Франция, о. Корсика):
 а — продольный разрез; б — поперечный разрез; 1 — водослив; 2 — поверхность скалы; 3 — контур плотины

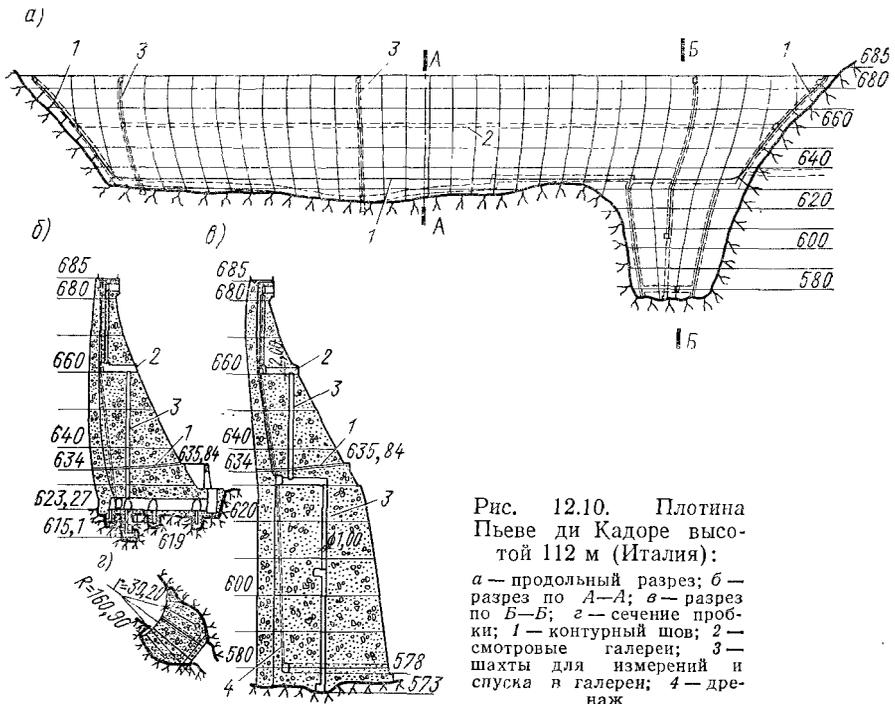


Рис. 12.10. Плотина Пьеве ди Кадоре высотой 112 м (Италия):

а — продольный разрез; б — разрез по А-А; в — разрез по Б-Б; 2 — сечение пробки; 1 — контурный шов; 2 — смотровые галереи; 3 — шахты для измерений и спуска в галереи; 4 — дренаж

и т. д. Наиболее экономичные арочные плотины могут быть построены лишь в благоприятных для их осуществления геологических и топографических условиях.

Геологические условия должны обеспечить возможность передачи значительных усилий от плотины на берега долины, при высоком уровне сжимающих напряжений в плотине, достигающих в современных плотинах до 10–12 МПа (100–120 кг/см²).

Для восприятия указанных усилий (без развития вредных для сооружения деформаций) берега в створе плотины должны быть сложены прочной, монолитной, малодеформирующейся скалой. Кроме того, скала должна быть водоустойчивой и водонепроницаемой. В наибольшей степени этим требованиям удовлетворяют изверженные породы или крепкие осадочные породы — песчаники, известняки.

В естественных условиях, однако, в скальных массивах часто встречаются инженерно-геологические дефекты в виде крупных нарушений сплошности (сбросов, разломов, ослабленных прослоек), мелкой трещиноватости и систем напластования с ослабленными породами. Особенно неблагоприятны указанные нарушения в случае их простирания по направлению возможного сдвига берегового массива (в сторону нижнего бьефа).

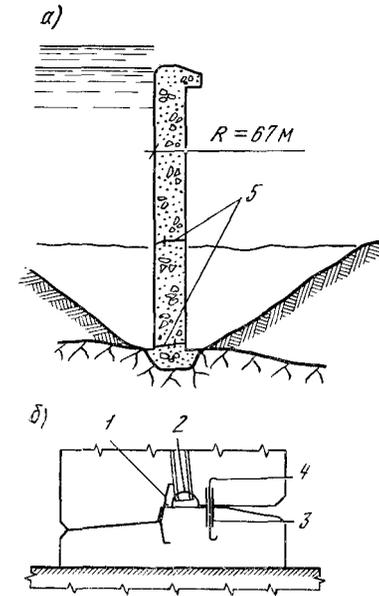


Рис. 12.11. Плотина Мулен-Рибу высотой 16,2 м, $L/H=10$ (Франция):

а — поперечные сечения; б — деталь опорного шарнира; 1 — медный лист; 2 — битумное покрытие; 3 — гибкий бетонный элемент (20 мм); 4 — металлическая сетка; 5 — горизонтальные швы

При строительстве арочных плотин в таких неблагоприятных условиях приходится выполнять сложные мероприятия по укреплению скального основания (площадную цементацию основания, расчистку и заделку бетоном трещин и т. д., см. § 12.7).

Топографические условия створа существенно влияют на экономичность профиля арочных плотин. Определяющее значение при этом имеет относительная ширина долины или коэффициент створа $n=L/H$, где L — длина арочной плотины по гребню*. В узких створах при небольших пролетах перекрываете-

* Для характеристики створа используется и отношение l/H , где l — ширина ущелья по хорде на уровне гребня, но это менее удобно, так как указанный параметр в литературе не всегда приводится.

мой долины арки плотины могут выполняться достаточно тонкими. В широких створах арочные плотины не всегда могут быть экономичны. До недавнего времени считалось, что арочные плотины могут строиться при $n < 3 \div 3,5$, причем для тонких арочных плотин $n < 1,5 \div 2$. В настоящее время построены и проектируются достаточно экономичные плотины при величине коэффициента

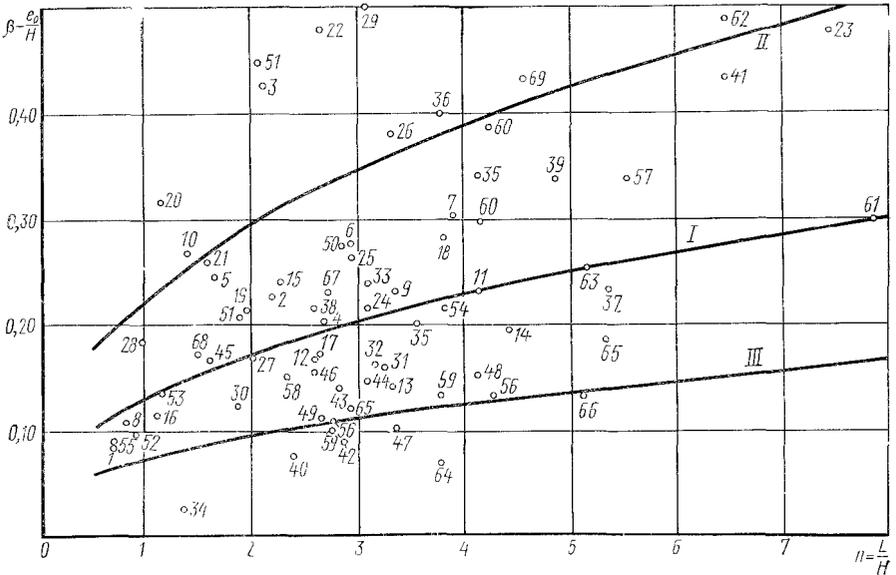


Рис. 12.12. График зависимости коэффициента стройности арочных плотин от отношения длины плотины по гребню к ее высоте:

I — осредненная кривая; *II* — максимальная кривая; *III* — минимальная кривая; 1 — Вайонт, 262; 2 — Мовуазен 237; 3 — Глен-Каньон, 216; 4 — Куробе-4, 186; 5 — Тийш, 182; 6 — Канкано II, 172; 7 — Плас Мулен, 154; 8 — Санта-Джустина, 153; 9 — Цервейла, 151; 10 — Монтейнар, 150; 11 — Муари, 148; 12 — Лиммерибоден, 145; 13 — Доннельс, 145; 14 — Валле ди Лей, 143; 15 — Фрера, 138; 16 — Лумней, 136; 17 — Кабриля, 135; 18 — Борегард, 132; 19 — Карриба, 125; 20 — Лимберг, 120; 21 — Пакоима, 116; 22 — Кастелу ду Боди, 115; 23 — Пьеве ди Кадоре, 112; 24 — Мозербоден Дроссен, 112; 25 — Камнишба, 110; 26 — Кырджали, 103; 27 — Касгйон, 100; 28 — Пикоте, 95; 29 — Эгль, 95; 30 — Понтезей, 93; 31 — Валь-Галина, 92; 32 — Мальвалья, 92; 33 — Марез, 90; 34 — Толла, 88; 35 — Шастан, 88; 36 — Фиастро, 87; 37 — Туль, 86; 38 — Кавакия, 85; 39 — Россенс, 83; 40 — Канисада, 82; 41 — Пиантелессо, 80; 42 — Саламонди, 78; 43 — Озиллетта, 77; 44 — Аншане, 75; 45 — Санта Лучия, 72; 46 — Ладжанурская, 69; 47 — Мальпасе, 66,5; 48 — Куэск, 66; 49 — Бусан, 65; 50 — Мори, 65; 51 — Тонояма, 64,5; 52 — Фортецца, 63; 53 — Барреа, 62,8; 54 — Метилья, 62,5; 55 — Валле ди Кадоре, 61,2; 56 — Пельтон, 61; 57 — Кларк, 61; 58 — Барчис, 59,8; 59 — Амбеста, 59,2; 60 — Добра, 52; 61 — Шиффенс, 47; 62 — Иззола, 45; 63 — Публино, 42; 64 — Гаж, 38; 65 — Уэд Меллер, 38; 66 — Варгфорс, 37; 67 — Ингурская, 271,5; 68 — Чиркейская, 236; 69 — Саяно-Шушенская, 234 (в перечне указана высота плотины, м)

створа n до 10 (например, плотина Пьеве ди Кадоре $n=7,5$, плотина Мулен Рибу $n=10$ и др.) Расширение области применимости арочных плотин получено за счет устройства в плотине конструктивных швов (см. § 12.4), повышающих арочный эффект в работе сооружения.

Влияние коэффициента створа n на величину коэффициента стройности арочных плотин (их экономичность) показано на графике зависимости $\beta=f(n)$ (рис. 12.12).

При одном и том же коэффициенте створа n экономичность арочной плотины зависит от формы сечения створа, которая может быть близкой к прямоугольной, трапециевидальной, треугольной или иметь более сложное, часто несимметричное очертание. Наиболее благоприятна форма, близкая к треугольной, при которой нижние арочные сечения плотины, подвергающиеся большему гидростатическому давлению, имеют меньшие пролеты, что позволяет выполнять их более тонкими, чем в случае трапециевидального или прямоугольного сечения створа.

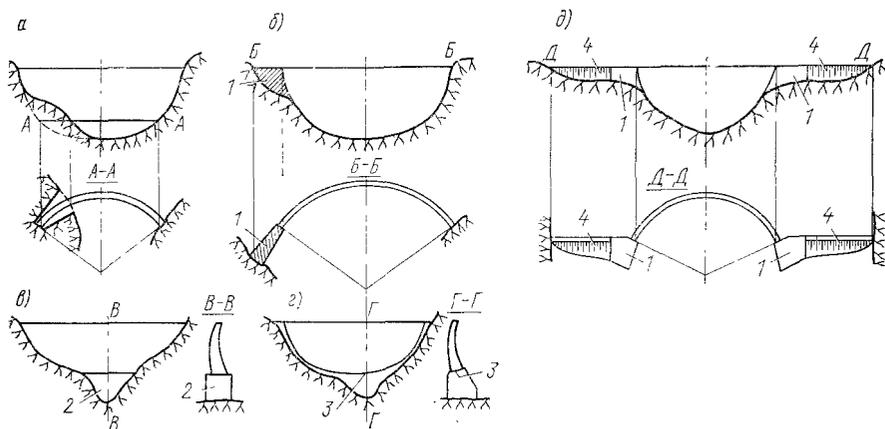


Рис. 12.13. Схемы устройства арочных плотин при сложных формах сечений створа:

a — с выемкой выпуклой части берега; *б* — с береговым устоем; *в* — с пробкой; *г* — с периметральным швом; *д* — с береговыми открылками; 1 — береговой устой; 2 — пробка; 3 — контурный шов; 4 — береговые открылки

Более сложные очертания сечения створа (рис. 12.13) неблагоприятны вследствие резких изменений пролетов арок по высоте, что приводит к возникновению концентраций напряжений в плотине. На практике, однако, возникает необходимость использования и указанных створов для возведения арочных плотин. При этом выполняются специальные работы по облагораживанию формы сечения опирания плотины путем устройства: скальных выемок выпуклых частей берега (рис. 12.13, *a*), бетонных гравитационных массивов, в виде береговых устоев (рис. 12.13, *б*) или «пробок» (рис. 12.13, *в*), служащих искусственным основанием для арочной части плотины. В частных случаях фундаментный массив (седло) устраивают по всему контуру опирания арочной части плотины, которая в этом случае обычно отделяется от него контурным (периметральным) швом (рис. 12.13, *г*). Контурный шов обеспечивает плавную и симметричную форму контура опирания арочной части плотины, при которой обеспечивается более равномерный характер напряженного состояния сооружения.

При форме сечения створа, показанной на рис. 12.13, *д*, устраивают комбинацию арочной плотины, перекрывающей централь-

ную, наиболее глубокую часть створа, с береговыми открылками в виде гравитационной или контрфорсной (возможно и с земляной) плотины, возводимой в пределах резко расширяющейся части створа.

Для строительства арочных плотин предпочтительными являются створы в местах сужения долины в плане (см. рис. 12.1), которые обеспечивают для пят арок естественные упоры на сходящихся склонах долины.

§ 12.2. СТАТИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ АРОЧНЫХ ПЛОТИН

Силы, действующие на арочную плотину. Перечень сил и нагрузок, действующих на подпорные гидротехнические сооружения, приведен в гл. 6.

Отметим некоторые особенности нагрузок, действующих на арочные плотины.

В основное сочетание нагрузок для арочной плотины включаются (рис. 12.14, а) гидростатическое и волновое давление воды (W_G и W_B), собственный вес сооружения (G), давление наносов (W_H) и температурные воздействия.

Температурные воздействия оказывают существенное влияние на характер статической работы арочных плотин, которые являются статически неопределимыми системами. Усилия, возникающие в арочных плотинах от изменения температуры, по своей величине могут быть соизмеримы с усилиями от гидростатической нагрузки и явиться причиной нарушения монолитности сооружения. Подверженность арочных плотин температурным воздействиям заставляет применять специальные мероприятия по борьбе с вредными их проявлениями.

На характер статической работы арочных плотин слабое влияние оказывает *фильтрационное давление* в основании плотины, которое обычно незначительно по величине, вследствие малой толщины плотины, а также сильнo развитых цементационных завес и систем дренажа в основании сооружения. Следует однако учи-

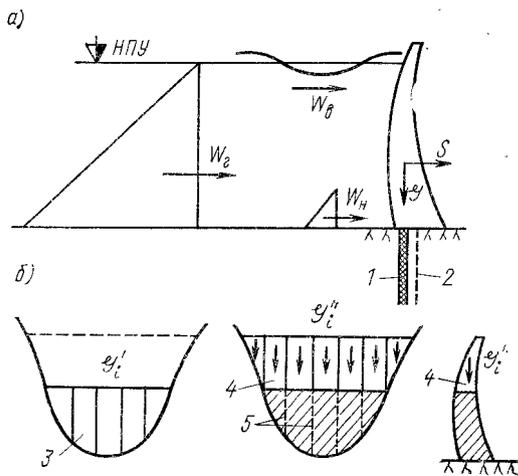


Рис. 12.14. Нагрузки на арочную плотину:

а — схема действия нагрузок; б — схема учета действия собственного веса при поэтапном возведении сооружения; 1 — цементационная завеса; 2 — дренажные скважины; 3 — столбы I яруса; 4 — столбы II яруса; 5 — замоноличенные швы I яруса

тывать значительную роль фильтрационных сил в расчете устойчивости береговых упоров арочных плотин.

Сейсмические (инерционные) силы входят в особое сочетание нагрузок и особенно опасны при направлении сейсма поперек речной долины.

При статических расчетах нагрузка от собственного веса плотины должна приниматься с учетом схемы возведения сооружения (рис. 12.14, б). Арочные плотины возводятся по ярусам в виде отдельных столбов, швы между которыми по мере возведения сооружения после затухания температурно-усадочных деформаций замоноличиваются.

Напряженное состояние арочных плотин возникает также вследствие деформации берегов и дна водохранилища под действием давления воды верхнего бьефа. Прогиб дна водохранилища и так называемый «развал берегов» ухудшают напряженное состояние арочной плотины, однако численная оценка указанного влияния затрудняется сложностью задачи, имеющей пространственный характер*.

В задачу статического расчета входят расчет напряженного состояния арочной плотины и оценка устойчивости береговых склонов, воспринимающих нагрузки от сооружения.

Методы статического расчета.** Арочные плотины в статическом отношении представляют собой пространственную упругую оболочку с переменной кривизной и толщиной в вертикальном и иногда в горизонтальном направлениях, со сложными геометрическими и статическими граничными условиями. Точное решение напряженного состояния подобной конструкции встречает значительные математические трудности, что объясняет существование многих упрощенных методов статического расчета арочных плотин.

Исходя из расчетных схем, в виде которых представляется арочная плотина, указанные методы могут быть объединены в следующие группы.

Метод независимых арок («чистых» арок). В данном методе расчетная схема арочной плотины представляется в виде отдельных независимо работающих горизонтальных арок, полностью воспринимающих действующую на плотину нагрузку (рис. 12.15, а).

Наиболее приближенной формулой, применяемой для определения напряжений σ в отдельных арках, является так называемая «котельная» формула

$$\sigma = \frac{p r_n}{e}, \quad (12.1)$$

где p — удельное гидростатическое давление в расчетном сечении; r_n и e — наружный радиус и толщина арки.

* По данным некоторых исследований [78], учет давления воды на дно и борта водохранилища приводит к незначительному изменению напряжений в плотине.

** Подробнее см. [11, с. 222—225].

Эта формула не учитывает условия заделки пят арок в берега, податливость основания и многие другие факторы, поэтому величина допускаемых напряжений в бетоне при расчете арочных плотин по котельной формуле ограничивается очень низким пределом.

Метод независимых арок развивался в направлении уточнения расчета арки и учета условий ее опирания. Развитие метода рас-

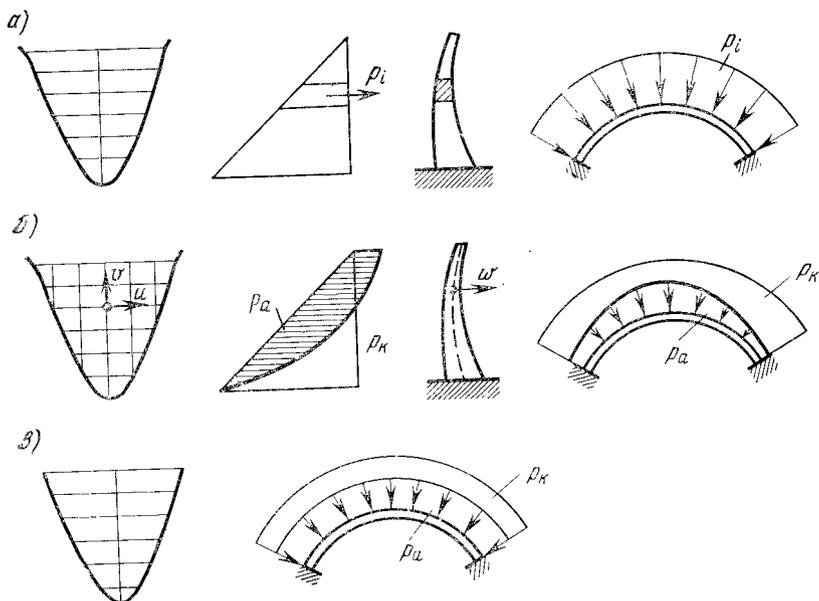


Рис. 12.15. Схемы статического расчета арочных плотин:

а — по методу независимых арок; б — по методу арок-консольей; в — по методу центральной консоли

чета арки приведено в работах Н. Т. Мелещенко и А. Л. Можжевитинова (расчет методом теории упругости); В. П. Скрыльникова и Р. Шамбо (учет сдвиговых деформаций); В. П. Скрыльникова, А. Стукки, А. А. Лосаберидзе (учет податливости основания у пят арки) и др.

В настоящее время метод независимых арок применяется как приближенный для расчета сравнительно тонких арочных плотин в очень узких долинах, т. е. в случае, когда усилия в плотине передаются на берега в основном арочными элементами.

Метод арок-консольей («комплексный» метод). В этом методе (рис. 12.15, б) расчетная схема арочной плотины представляется в виде перекрестной системы из горизонтальных арочных и вертикальных консольных элементов, совместно воспринимающих действующую на плотину нагрузку, т. е. $p_i = p_i^a + p_i^k$.

В комплексном методе задача по существу сводится к разделению нагрузки на доли, воспринимаемые арочными элементами p_a и консольными элементами p_k . Далее производится отдельно расчет напряжений арочных элементов на нагрузку p_i^a и консольных элементов на нагрузку p_i^k . Разделение нагрузки производят из условия совместности (равенства) перемещений элементов в точках их пересечения. В общем случае для каждой точки пересечения необходимо уравнивание перемещений u , v , ω (тангенциальных, вертикальных и радиальных) и углов поворота относительно вертикальной и тангенциальной осей.

На практике в целях упрощения расчетов иногда ограничиваются уравниванием только одних радиальных прогибов ω , которые в наибольшей степени определяют характер разделения нагрузки. Кроме того, для предварительных расчетов уравнивание производят лишь по одной центральной консоли (метод центральной консоли).

В методе центральной консоли характер распределения нагрузки, полученный из уравнивания прогибов ключевых точек арок и центральной консоли, распространяется на все остальные консоли. В этом случае нагрузка, действующая на арки, принимается постоянной по всей длине арки (рис. 12.15, в).

В методе арок-консолей (многих консолей) распределение нагрузки по длине арки устанавливается расчетом и в общем случае может быть неравномерное (рис. 12.15, б).

В рамках комплексного метода применяют различные способы расчета перекрестных систем, что привело к разработке ряда его вариантов.

Метод пробных нагрузок, в котором на основе ряда проб (последовательных приближений) задается распределение нагрузки между арочными и консольными элементами, обеспечивающее уравнивание перемещений в точках их пересечения.

Метод Риттера-Скрыльникова — распределение нагрузки отыскивается из решения системы алгебраических выражений, описывающих равенство прогибов в отдельных точках пересечения консоли и арок.

Метод Ганева — использующий идею замены перекрестной системы элементов расчетной схемой в виде одной системы элементов (консолей), лежащих на упругом основании, образованной второй системой элементов (арок).

Существует и ряд других способов расчета указанных систем, которые отображены в работах Л. А. Розина и Л. Б. Гримзе, К. М. Хуберяна, А. М. Какушадзе и др. [9, 11].

На практике наибольшее признание из указанных методов получил метод пробных нагрузок, в котором более полно учитываются факторы, определяющие работу консольных и арочных элементов плотины. Метод этот чрезвычайно трудоемок, несмотря на наличие ряда таблиц, облегчающих расчет. Однако он дает положительные результаты, правильность которых подтверждена наблюдениями на построенных плотинах и опытами на моделях.

В последнее время появилась возможность облегчения расчетов по данному методу в связи с развитием ЭВМ.

Метод теории упругости и оболочек. Данный метод расчета, представляющий арочную плотину как сплошное упругое тело, характеризуется значительными математическими трудностями.

Развитием его занимались Ф. Тельке, Е. Ломбарди, М. Герцог, Х. Ганев, И. Гудушаури и др.

В настоящее время в связи с развитием ЭВМ появилась возможность практического использования данного метода для расчета арочных плотин. В этом случае решение задачи осуществляется методом конечных разностей* или методом конечных элементов**.

Экспериментальные методы. В последнее время получили большое развитие исследования напряженного состояния арочных плотин на моделях, изготавливаемых из упругих материалов (оргстекло, эпоксидные смолы) и материалов, подобных бетону (гипс, пемзобетон, керамзитобетон и др.). Такие исследования широко практикуются в Италии, в Португалии и других странах. В СССР исследования выполняются во ВНИИГе, НИСе Гидропроекта, МИСИ, ГрузНИИЭГСе и других научно-исследовательских организациях.

Экспериментальные исследования позволяют не только изучить напряженное состояние арочных плотин с учетом нелинейного характера поведения бетона под нагрузкой и реального строения скального основания, но и определять запасы прочности и схемы возможного разрушения сооружения при увеличении на модели действующих нагрузок. Экспериментальные исследования позволяют апробировать конструкцию плотны, запроектированную на основе аналитических расчетов (подробнее см. § 32.3).

Учет податливости основания в расчетах арочных плотин. При расчетах арочных плотин или отдельных ее элементов (арок и консолей) в зависимости от конструкции плотин и жесткости (податливости) основания задаются различные граничные условия по контуру опирания сооружений с основанием.

В случае заделки арочной плотины в берега наиболее просто решается задача расчета при задании жесткого защемления по контуру опирания сооружения, т. е. $w_r = w_r' = 0$, где w_r — перемещения арочной плотины на контуре ее опирания. Простая схема расчета сооружения в этом случае объясняет распространенность данных граничных условий.

Вместе с тем многочисленные исследования (теоретические и экспериментальные) указывают на существенное влияние податливости основания на напряженное состояние сооружения. В ароч-

* Гун С. Я., Хохлова Н. В. Апробация расчета арочных плотин по трехмерной теории упругости. — Тр. Гидропроекта им. С. Я. Жука, 1973, № 28.

** Дзюба К. И., Фрадкин Б. В. Применение метода конечных элементов для статических расчетов гидротехнических сооружений. — Тр. Гидропроекта им. С. Я. Жука, 1975, № 44, с. 166—181.

ных плотинах увеличение податливости основания, вызывающее увеличение перемещений плотины, обычно благоприятно сказывается на их напряженном состоянии, приводя к снижению максимальных сжимающих напряжений, которые возникают в пяте арки.

Наиболее распространенным методом учета податливости основания является способ, предложенный Фогтом.

По этому способу перемещение в сечениях контакта плотины с основанием определяется как среднее перемещение некоторой площадки упругого полупространства, нагруженной силами, передаваемыми плотиной на основание в указанном сечении контакта.

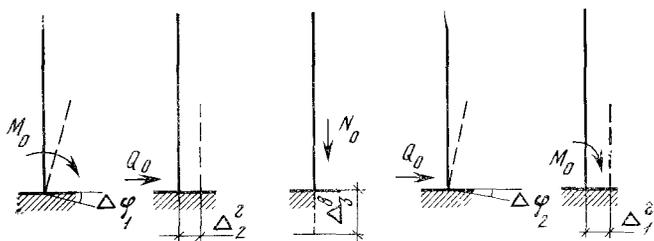


Рис. 12.16. Деформации скального основания при действии единичных факторов

Решение указанной задачи представляется через так называемые коэффициенты Фогта k_1 , k_2 , k_3 и k_5 в следующем виде (рис. 12.16): для определения угла наклона опорной плоскости φ_0

$$\varphi_0 = \alpha_{11}M_0 + \alpha_{12}Q_0 = \frac{k_1}{E_0e_0^2} M_0 + \frac{k_5}{E_0e_0} Q_0; \quad (12.2)$$

для определения горизонтального перемещения Δ_0^r :

$$\Delta_0^r = \alpha_{21}M_0 + \alpha_{22}Q_0 = \frac{k_5}{E_0e_0} M_0 + \frac{k_3}{E_0} Q_0; \quad (12.3)$$

для определения вертикального перемещения (осадки) Δ_0^B :

$$\Delta_0^B = \alpha_{33}N_0 = \frac{k_2}{E_0} N_0; \quad (12.4)$$

где M_0 , Q_0 , N_0 — момент, сдвигающая и нормальная силы в расчетном опорном сечении плотины с основанием; E_0 — модуль деформации основания; e_0 — толщина арочной плотины в рассматриваемом сечении.

Коэффициент Фогта определяют в зависимости от отношения размеров контактной площадки b/a и коэффициента Пуассона ска-

лы основания μ_0 [11, с. 229, рис. 10.4]; приближенные значения их определяются следующими выражениями:

$$k_1 = \frac{18}{\pi} \frac{1 - \mu_0^2}{1 + 0,25a/b};$$

$$k_3 = (1 - \mu_0^2) \sqrt[3]{b/a};$$

$$k_5 = \frac{(1 - 2\mu_0)(1 + \mu_0)}{1 + 1,10a/b}.$$
(12.5)

Отношение размеров контактной площадки b/a принимается для всех сечений опорной поверхности плотины с основанием одинаковым и определяется по развертке контактной поверхности плотины на плоскость и замены ее на эквивалентный по площади прямоугольник [11, с. 226, рис. 10.2].

В некоторых схемах расчета арочных плотин используется более приближенный метод учета податливости основания по способу Фогга-Тельке. По приближенному способу производится фиктивное заглубление контура плотины в основание и ее жестко защемление по фиктивному контуру (рис. 12.17). Размер указанного заглубления выбирается исходя из условия равенства перемещений плотины для фиктивно удлиненной жестко защемленной плотины и реального основания по действительному опорному сечению сооружения. Величина фиктивного заглубления для $E_{п}/E_0=1$ принимается равной (0,45—0,5) e_0 .

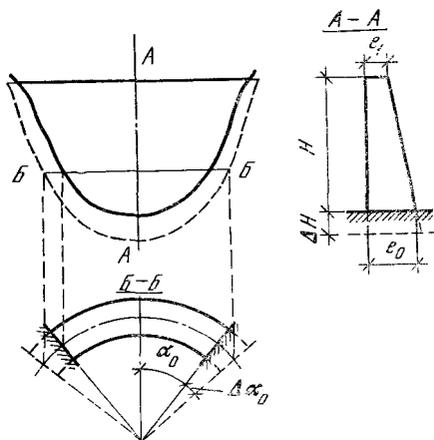


Рис. 12.17. Схема учета податливости основания по приближенному методу

Расчет устойчивости береговых примыканий арочных плотин. Для обеспечения надежной работы арочных плотин помимо прочности ее конструкции должно быть выполнено условие устойчивости ее береговых примыканий. Арочные плотины, опираясь на берега долины, передают на них значительные усилия. При недостаточно надежной врезке сооружения в берега под действием указанных усилий может произойти скол берегового скального массива или сдвиг его по ослабленным плоскостям в сторону нижнего бьефа.

Расчет устойчивости береговых примыканий арочных плотин [11, 87] производится на основе рассмотрения предельного состояния выделенных из скального массива расчетных блоков.

При назначении формы и размеров расчетных блоков необходимо руководствоваться физически возможными положениями по-

верхностей сдвига, исходя из геологических, топографических и статических условий. При этом учитывается наличие геологических дефектов скального основания (крупных тектонических нарушений или трещин), очертание берегового массива (например, наличие резкого расширения ущелья в плане с низовой стороны плотины), величины и направления действующих усилий и т. д.

В проектной практике применяют метод расчета продольного сдвига береговых массивов по плоским поверхностям. В этом методе рассматривается сдвиг расчетного берегового блока (рис.

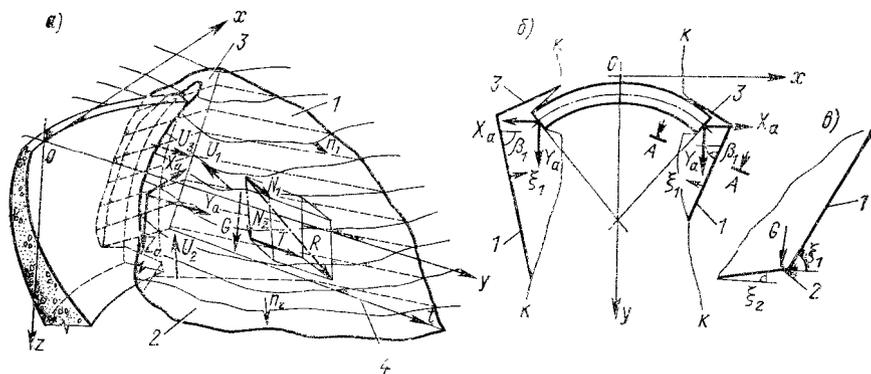


Рис. 12.18. Расчетная схема сдвига вдоль граней двугранного угла:

a — общий вид; *б* — горизонтальный план — на *i*-й отметке; *в* — вертикальный разрез; 1, 2, 3 — расчетные плоскости; 4 — линия пересечения плоскостей 1 и 2 (линия сдвига)

12.18), ограниченного двумя плоскостями сдвига и одной плоскостью отрыва по направлению линии пересечения плоскостей сдвига (линии сдвига).

При расчете учитывают следующие нагрузки, действующие на опорный блок (рис. 12.18): X_a , Y_a , Z_a — силы, передаваемые от арочной плотины при основном сочетании нагрузок; G — собственный вес расчетного упорного блока; U_1 , U_2 , U_3 — силы давления фильтрационного потока на граничные плоскости.

Кроме того, в составе нагрузок учитывают также сейсмические силы, как передаваемые от сооружения, так и непосредственно воздействующие на выделенный упорный блок.

При расчете все действующие силы приводятся к главному вектору R , который раскладывается на нормальные силы N_1 и N_2 (по нормальям к плоскостям сдвига) и сдвигающую силу T (по направлению линии сдвига).

Коэффициент запаса устойчивости против сдвига (вдоль линии сдвига) определяется по формуле

$$k = \frac{N_1 \operatorname{tg} \varphi_1 + N_2 \operatorname{tg} \varphi_2 + c_1 F_1 + c_2 F_2}{T}, \quad (12.6)$$

где $\operatorname{tg} \varphi_1$, c_1 и $\operatorname{tg} \varphi_2$, c_2 — характеристики сопротивления сдвигу соответственно по плоскостям 1 и 2; F_1 и F_2 — площади поверхностей блоков по плоскостям 1 и 2. Величину коэффициента запаса

устойчивости берегового упорного массива, учитывая приближенность расчета, рекомендуется назначать в зависимости от класса сооружения в следующих пределах [11, 87]: для основных сочетаний нагрузок — $1,6 \div 2,0$, для особых сочетаний нагрузок — $1,25 \div 1,5$.

Недостатком существующих методов устойчивости береговых примыканий арочных плотин является то, что они рассматривают устойчивость берегового упора отдельно от арочной плотины, которая заменяется в этом случае нагрузками, передаваемыми от плотины в эксплуатационный период. В этом случае не учитывается сопротивление арочной плотины при виртуальном перемещении расчетного блока в предельном состоянии и изменение величины самих нагрузок, передаваемых от плотины, при указанных перемещениях.

Более перспективным в оценке прочности береговых примыканий является направление, основанное на анализе напряженного состояния единого комплекса «арочная плотина+основание». Указанное направление в настоящее время получает развитие в связи с возможностью решения сложных пространственных задач по определению напряженного состояния методом конечных элементов с применением ЭВМ.

§ 12.3. РАСЧЕТ АРОЧНЫХ ПЛОТИН ПО МЕТОДУ НЕЗАВИСИМЫХ АРОК

Расчет круговой тонкой арки с жестко заделанными пятнами на гидростатическую нагрузку. Расчет тонких арок может быть выполнен по методу строительной механики как для статически неопределимой системы.

Расчет, как известно, сводится к определению неизвестных X_1 и X_2 ($X_3=0$, в силу симметрии задачи) из канонических уравнений:

$$X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + \delta_{1p} = 0; \quad (12.7)$$

$$X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + \delta_{2p} = 0;$$

определению в расчетных сечениях арки нормальных усилий N и моментов M по формулам

$$N = N_p + X_2 \cos \alpha; \quad (12.8)$$

$$M = M_p + X_1 + X_2 y$$

и напряжений σ по формуле внецентренного сжатия

$$\sigma = N/F \pm M/W. \quad (12.9)$$

Для тонких арок ($\frac{r_0}{e} > 3 \div 5$) единичные и грузовые перемещения определяют по формуле

$$\delta_{ik} = \int_0^s \frac{M_i M_k}{EJ} ds + \int_0^s \frac{N_i N_k}{EF} ds. \quad (12.10)$$

При расчете арок на равномерное давление воды p основную статически определяемую систему удобно выбрать в виде свободно опертой арки с выносом статически неопределимых величин $M_B = X_1$ и $N_B = X_2$ в упругий центр жесткими консолями (рис. 12.19, а). В этом случае имеем $\delta_{12} = \delta_{21}$ и далее (рис. 12.19, б)

$$N_p \sin \alpha_0 = \int_0^{s/2} p \cos \alpha ds = \int_0^{\alpha_0} p r_H \cos \alpha d\alpha = p r_H \sin \alpha_0 \quad (12.11)$$

или $N_p = p r_H$, $M_p = 0$

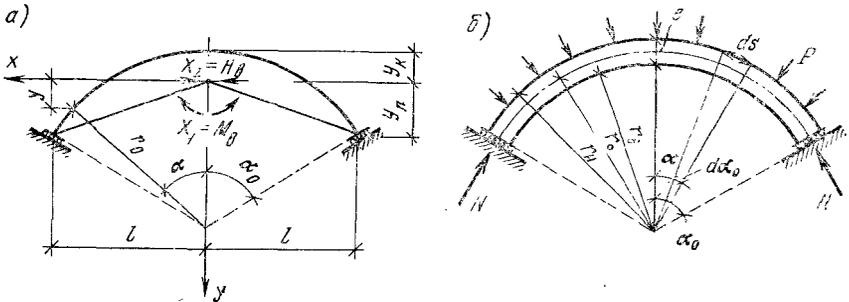


Рис. 12.19. Схемы к расчету арок:

а — основная статически определяемая система; б — свободно опертая арка

и, следовательно *

$$M_B = 0; H_B = \frac{r_H \int_0^s \cos \alpha ds}{\int_0^s \frac{y^2}{EJ} ds + \int_0^s \frac{\cos^2 \alpha}{EF} ds} = Ap. \quad (12.12)$$

Используя формулы (12.9), (12.11), (12.12) и принимая $F = e$, $W = e^2/6$, получим

$$\sigma = \left(\frac{r_H + A \cos \alpha}{e} \pm \frac{Ay}{e^2} \right) p = \sigma'_B p. \quad (12.13)$$

Величина, заключенная в скобки и обозначенная σ'_B , определяет единичные напряжения в арке при $p = 1$.

Для конкретных сечений арки, определяемых углом α или ординатой y , величина σ'_B зависит лишь от геометрических параметров арки, $\sigma'_B = f(e, r_0, \alpha)$ или $\sigma'_B = f(v, \alpha)$ **, что позволяет построить соответствующие графики или таблицы.

Подобные графики, составленные Н. Келеном, представлены на рис. 12.20 и 12.21 для наиболее опасного сечения арки — для пяты ($\alpha = \alpha_0$).

* Подробный вывод формул см. [30].

** $v = e/l$; $l = r_0 \sin \alpha_0$ — половина пролета арки (см. рис. 12.19).

Анализ напряженного состояния жестко заделанной арки показывает, что максимальные напряжения возникают в пяте и обусловлены действием изгибающего момента, который в заделке имеет наибольшую величину.

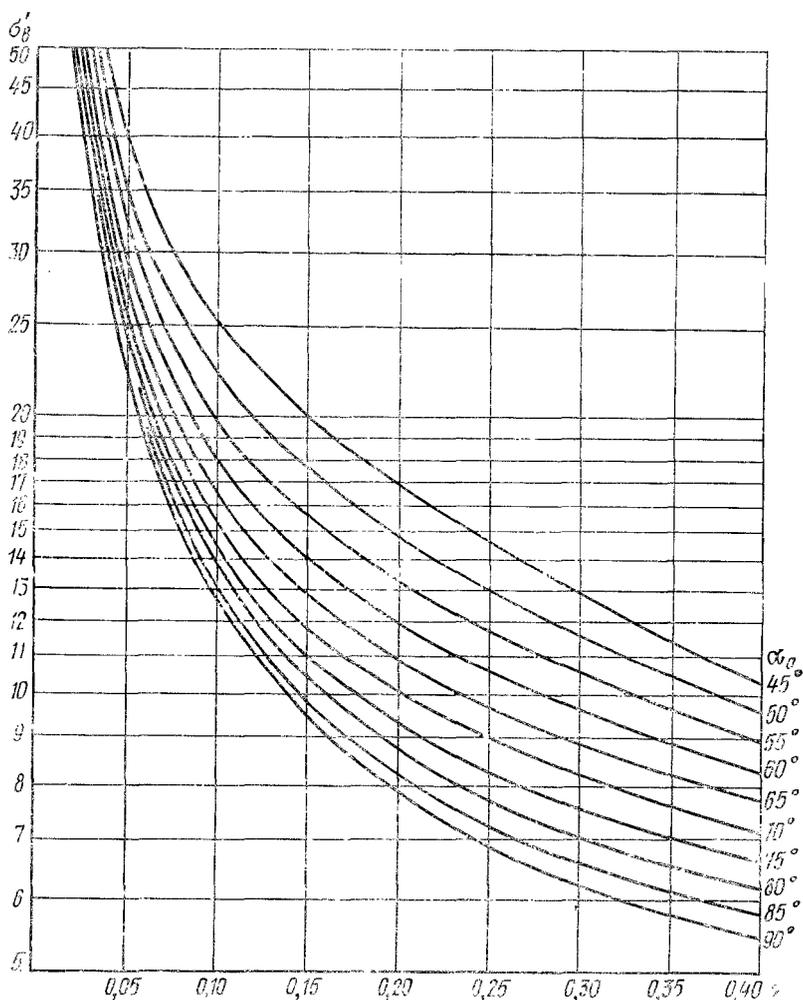


Рис. 12.20. График нормальных напряжений σ_n' в пяте на нижней грани арки от равномерного давления воды ($p=1$)

Величина момента в сечениях арки в соответствии с формулой (12.8) равна

$$M = H_n y,$$

где y — расстояние от упругого центра до расчетного сечения.

Отношение моментов в ключе M_K и в пяте M_H будет равно:

$$\frac{M_K}{M_H} = \frac{-Ary_K}{Ary_H} = -\frac{y_K}{y_H}.$$

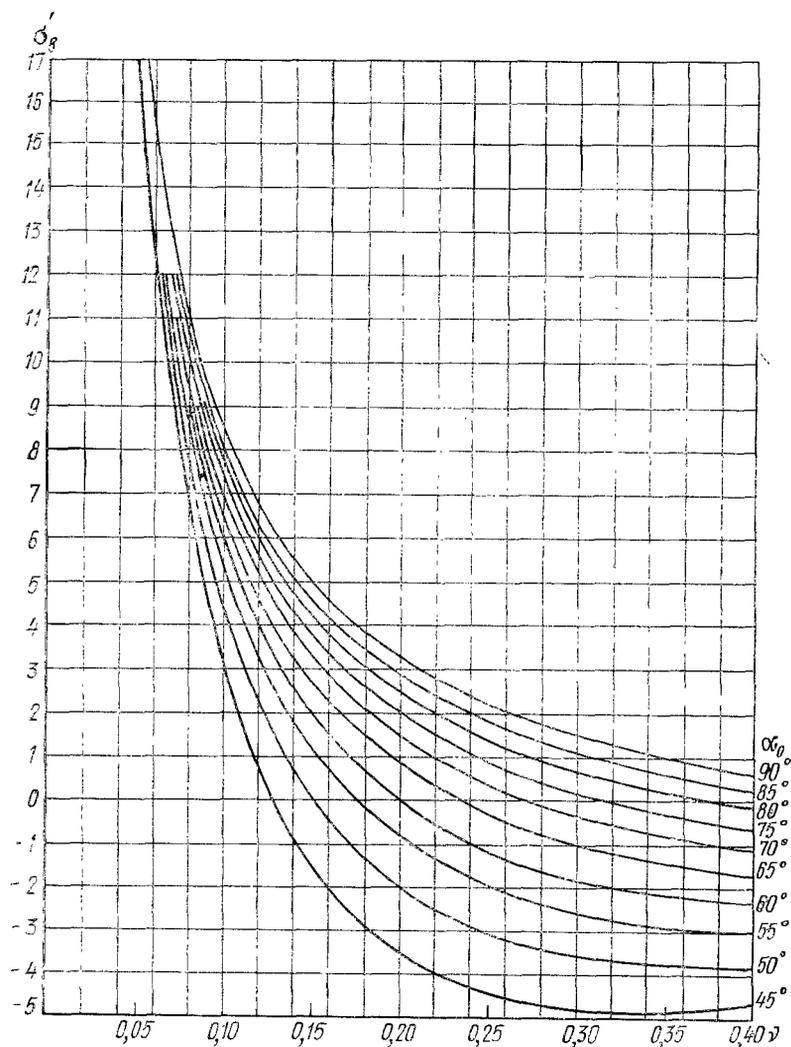


Рис. 12.21. График нормальных напряжений σ'_y в пяте на напорной грани арки от равномерного давления воды ($p=1$)

Для центральных углов α_0 от 45 до 90° величина отношения y_K/y_H изменяется от 0,52 до 0,57 и приблизительно может быть принята равной 0,5.

Таким образом, момент в пяте жесткозащемленной арки примерно в два раза больше момента в ключе.

Напряжения в пяте на низовой грани арки от равномерного давления воды (см. рис. 12.20) всегда сжимающие и увеличиваются с уменьшением относительной толщины арки $v=e/l$ и уменьшением центрального угла арки α_0 . Напряжения в пяте на напорной грани (см. рис. 12.21) при углах $\alpha_0 > 82^\circ$ сжимающие, а при $\alpha_0 < 82^\circ$ могут перейти в растягивающие, величина которых возрастает с увеличением относительной толщины арки v и уменьшением угла α_0 . Напряжения в ключе для жесткозашемленной арки

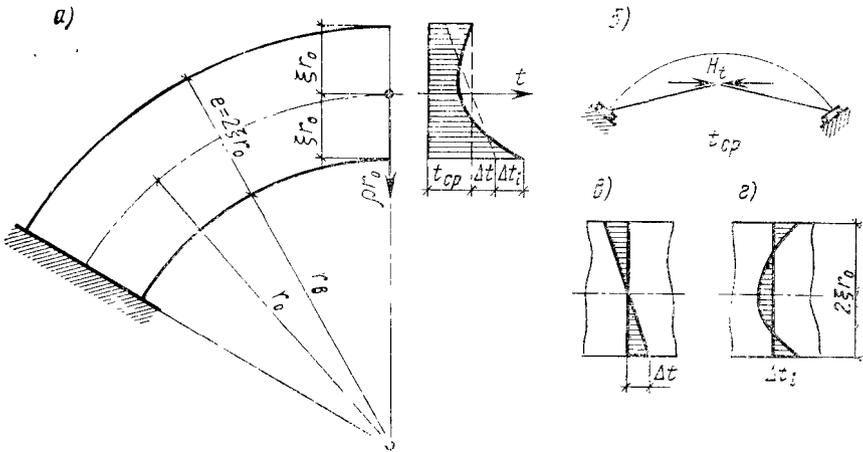


Рис. 12.22. Схема к расчету температурных напряжений в арках:
 а — распределение температуры по толщине арки; б — расчетная схема при определении напряжений от t_{cp} ; в — то же, от Δt ; г — то же, от Δt_i

меньше, чем в пяте, и имеют знаки: на верховой грани — сжатие, на низовой грани при малых центральных углах и большой толщине арки — растяжение.

Таким образом, наиболее благоприятные условия для работы арки должны получаться при возможно больших ее центральных углах (в предельном случае $2\alpha_0 = 180^\circ$), при которых уменьшается опасность появления растягивающих напряжений и чрезмерных сжимающих напряжений.

Определение температурных напряжений в арке. Изменение температуры арки происходит от воздействия температуры внешней среды (воды водохранилища и наружного воздуха). В общем случае (см. гл. 4) эпюру распределения температуры по толщине арки можно представить в виде следующей суммы (рис. 12.22):

$$t_i = t_{cp} + \frac{\Delta t}{\xi} \rho + \Delta t_i$$

где t_{cp} — средняя температура арки по ее толщине; Δt — температурный перепад; Δt_i — ординаты криволинейной части температурной эпюры.

Рассмотрим термонапряженное состояние арки отдельно от каждого члена указанной суммы. При этом следует иметь в виду, что при определении температурных напряжений величину t_{cp} необходимо вычислять с учетом температуры замоноличивания арки, которая принимается за нуль*.

Равномерное изменение температуры арки t_{cp} вызывает появление в ней напряжений и деформаций, аналогично тому, как и при равномерном давлении воды; разница заключается лишь в том, что при температурных деформациях арки отсутствует внешняя нагрузка и, следовательно, продольная сила N_p^t и изгибающий момент M_p^t от этой нагрузки равны нулю, распор же H_t , приложенный к упругому центру, вызывается изменением температуры на величину t_{cp} (рис. 12.22, б). При этом отношение величины распора H_t к распору от равномерного давления воды H_b равно отношению деформаций элемента арки ds от температуры Δds_t и давления воды Δds_b :

$$H_t/H_b = \Delta ds_t/\Delta ds_b = EF/N_p \alpha t_{cp}, \quad (12.14)$$

где α — коэффициент температурного удлинения.

Учитывая, что $N_p = pr_b$, $F = e$ и используя формулу (12.12), получаем

$$H_t = AE \alpha \frac{e}{r_b} t_{cp}. \quad (12.15)$$

Зная распор H_t , определяем моменты и нормальные силы в любом сечении, исходя из зависимостей:

$$M_t = H_t y; \quad N_t = H_t \cos \alpha, \quad (12.16)$$

и напряжения по формуле

$$\sigma_{t_{cp}} = \frac{N_t}{e} \pm \frac{M_t}{W}.$$

Верхний знак относится к напорной грани, где при повышении температуры будет сжатие, а при понижении температуры — растяжение; на низовой грани напряжения будут иметь обратный знак. Таким образом, подъем температуры оказывает полезный эффект, уменьшая или погашая растягивающие напряжения в арке от гидростатической нагрузки; наоборот, падение температуры вызывает в арке растягивающие напряжения там, где сжимающие напряжения от давления воды малы или где уже существует растяжение (см. табл. 12.1), т. е. работа арки резко ухудшается. Вот почему надо стремиться к закрытию швов между блоками бетонирования при возможно низкой температуре и тем уменьшать амплитуду падения температуры в период эксплуатации.

Неравномерное изменение температуры — перепад температуры Δt стремится вызвать деформации поворота се-

* Арочная плотина возводится отдельными вертикальными столбами, швы между которыми заделываются при возможно низкой температуре, называемой температурой замоноличивания.

чений арки (рис. 12.22, в). При жестком защемлении пят арок указанные деформации* развиваться не могут и величины напряжений будут равны:

$$\sigma_{\Delta t} = E\alpha \frac{\Delta t}{\xi} \rho, \quad (12.17)$$

где $\xi = e/2r_0$; ρ — относительная координата (см. гл. 4).

При средних численных значениях E и α произведение $E\alpha = 0,2$ МПа (2 кг/см²) и, следовательно, на гранях арки ($\rho = \pm \xi$) напряжения равны:

$$\sigma_{\Delta t} = \pm 0,2\Delta t \text{ МПа } (2\Delta t \text{ кг/см}^2)^*. \quad (12.18)$$

На грани с большей температурой имеем $+\Delta t$ и сжимающие напряжения, а на противоположной грани $-\Delta t$ и растягивающие напряжения. Эти напряжения будут в любом сечении по длине арки, особенно важно учитывать их там, где они невыгодно отражаются на суммарных напряжениях.

Температурные напряжения от криволинейной части эпюры Δt_i (рис. 12.22, з) определяются, как и для плоских конструкций, по формуле (см. гл. 4)

$$\sigma_{\Delta t_i} = \frac{E\alpha}{1-\mu} \Delta t_i. \quad (12.19)$$

Другие методы расчета арок. Метод расчета арки переменной толщины и переменного радиуса дан в общем виде Е. К. Карягиным**. Круговые арки можно рассчитывать по способу Н. Т. Мелешенко и А. Л. Можевитинова*** на гидростатическую нагрузку и температурные воздействия различного характера при помощи графиков. Для толстых арок можно пользоваться графиками**, которые учитывают поперечные силы и закон плоских сечений (распределение нормальных напряжений по гиперболическому закону).

В указанных методах решения задачи приводятся для случая жестко защемленной арки. Учет упругости основания при расчете арок может быть выполнен по методике, изложенной в § 12.2, а также по схеме, предложенной А. А. Лосаберидзе, или с использованием таблиц Льеранса.

Расчет круговых и некруговых арок постоянной и переменной толщины производится в настоящее время по составленным программам на ЭВМ, широко используемым в проектных организациях.

Напряжения σ , определенные в арке для разных нагрузок, суммируются при различных их сочетаниях (например, равномерное

* Учет податливости основания приводит к существенному снижению указанной величины за счет деформации поворота опорного сечения и появления распора в арке.

** Близняк Е. В., Гришин М. М., Джунковский Н. Н. и др. Гидротехнические сооружения. Госстройиздат, 1939, т. II.

*** Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. Том. 22, 1938.

давление воды и понижение температуры или равномерное давление воды и повышение температуры). Суммарные напряжения не должны превышать допустимых напряжений (сжимающих, растягивающих) для бетона данной марки. Знаки напряжений от разных видов нагрузок приводятся в табл. 12.1.

Таблица 12.1

Вид нагрузки	Напорная грань	Низовая грань	Напорная грань	Низовая грань
Равномерное давление воды	+	+	+	+
Равномерное повышение температуры	(+)	—	—	(+)
Равномерное понижение температуры	(—)	+	+	(—)
Нагревание напорной грани	+	—	+	—
Нагревание низовой грани	—	+	—	+

Примечания: 1. Сжатие плюс (+), растяжение минус (—). 2. Скобками отмечены наибольшие напряжения в крайних волокнах. 3. Напряжения, обозначенные двумя звездочками, могут менять свой знак, особенно при малом центральном угле и большой толщине арки.

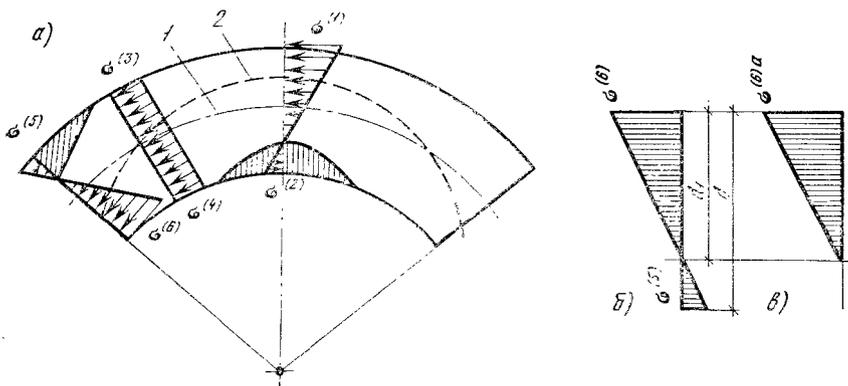


Рис. 12.23. Расчетные схемы с учетом образования «вторичной» арки:

а — схема образования «вторичной» арки; б — напряжения в арке при упругой работе; в — то же, после образования трещины

Расчет с учетом образования «вторичной» арки. Анализ напряженного состояния арок показывает, что кривая давлений в арке особенно для толстых арок при относительно небольших центральных углах α_0 может сильно отклоняться от ее оси (рис. 12.23), что приводит к появлению значительных растягивающих напряжений в пьете на верховой и в ключе на низовой гранях арки. В случае образования трещин и выключения бетона из работы на растяжение в указанных зонах образуется так называемая «вторичная» арка, которая и воспринимает действующую на нее нагрузку. Расчет «вторичных» арок производится с учетом перерас-

пределаения напряжений в сечениях арки (как это показано на рис. 12.23, б, в). Появление растягивающих напряжений в арочных элементах не приводит, следовательно, к их разрушению при условии, что максимальные сжимающие напряжения во вторичной арке не будут превосходить допускаемых значений. Образование «вторичных» арок является одной из причин, объясняющих работоспособность арочных плотин при значительных перегрузках. В то же время является очевидным назначение такого очертания оси арок, которое приближалось бы к оси давления, т. е. безмоментному очертанию. Этим объясняется принятие в ряде случаев шекругового очертания оси арок, двухшарнирных арок путем устройства шва по контуру опирания плотины и предложения по устройству трехшарнирных арочных плотин (см. § 12.6).

§ 12.4. РАСЧЕТ АРОЧНЫХ ПЛОТИН ПО МЕТОДУ ЦЕНТРАЛЬНОЙ КОНСОЛИ

Метод расчета с использованием схемы Х. Ганева. Арочную плотину как систему из горизонтальных арок и центральной консоли Х. Ганев предложил рассматривать как консоль, опирающуюся на упругое основание (рис. 12.24, а), характеристики которого (коэффициент постели) определяются деформативностью отдельных горизонтальных арок*.

Обозначим коэффициент постели арочного основания через k , тогда отпор упругого основания или то же — часть нагрузки, воспринимаемая арками p_a , будет равна:

$$p_a(y) = k(y) w(y), \quad (12.20)$$

где $w(y)$ — прогиб центральной консоли.

Нагрузка, передающаяся на консоль p_k , определяется по формуле

$$p_k(y) = p(y) - k(y) w(y), \quad (12.21)$$

где $p(y)$ — гидростатическая нагрузка, действующая на арочную плотину.

Коэффициент постели $k(y)$ представляет собой величину, обратную прогибу арки в точке пересечения ее с центральной кон-

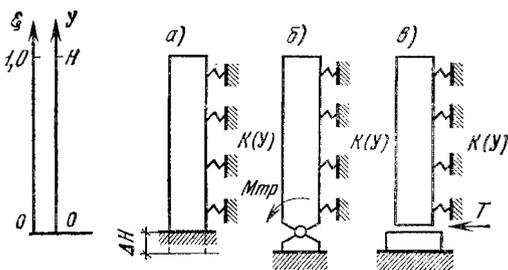


Рис. 12.24. Схемы к расчету арочных плотин как консоли на упругом арочном основании:

а — при упругой заделке консоли; б — при шарнирном шве; в — при скользящем шве

* Имеются и другие предложения Х. Г. Ганева по расчету арочных плотин, например: Гидротехнические сооружения. — Тр. МИСИ им. В. В. Куйбышева, 1959, сб. № 29.

солюю от единичной равномерно-распределенной горизонтальной нагрузки:

$$k(y) = \frac{1}{f_a(y)} = \frac{Ee(y)}{r^2(y)\mu(y)}, \quad (12.22)$$

где $e(y)$ — переменная по высоте толщина арочной плотины; $r(y)$ — то же, радиус арок; $\mu(y)$ — коэффициент, учитывающий влияние центрального угла арки и условия ее заделки в берега; для жестко-защемленной арки может быть определен по формуле Кейна (учет податливости основания при расчете арок см. § 12.3):

$$\mu(y) = \frac{(\alpha_0 - \sin \alpha_0)(1 - \cos \alpha_0)}{\alpha_0 + \frac{\sin 2\alpha_0}{2} - \frac{1 - \cos 2\alpha_0}{\alpha_0 \left(1 + \frac{e^2}{12r_0^2}\right)}}. \quad (12.23)$$

Величина прогиба консоли $w(y)$ может быть найдена из решения дифференциального уравнения изгиба консоли на удругом основании

$$[EJ(y)w''(y)]'' + k(y)w(y) = p(y), \quad (12.24)$$

где $EJ(y)$ — жесткость консоли; $w''(y)$ — вторая производная прогиба консоли.

Задача решается при соблюдении граничных условий, которые в зависимости от вида сопряжения плотины (консоли) с основанием задаются в следующем виде (рис. 12.24):

на гребне плотины $y = H$ ($\xi = y/H = 1$).

$$w''(H) = w'''(H) = 0, \quad (12.25)$$

у основания плотины $y = 0$ ($\xi = 0$);

а) для жестко защемленной консоли (или при учете податливости основания по способу Фогта-Тельке для фиктивно удлиненной консоли)

$$w(0) = w'(0) = 0; \quad (12.26)$$

б) для упруго защемленной консоли при учете податливости основания по способу Фогта [см. формулы (12.2), (12.3)]

$$w(0) = \Delta_0^r = \alpha_{21}M_0 + \alpha_{22}Q_0; \quad (12.27)$$

$$w'(0) = \varphi_0 = \alpha_{11}M_0 + \alpha_{12}Q_0;$$

в) для шарнирного шва с моментом трения в шве

$$w(0) = 0; EJ(0)w''(0) = M_{тр}; \quad (12.28)$$

г) для скользящего шва с силой трения в шве

$$w''(0) = 0; -EJ(0)w''(0) = Q_{тр}. \quad (12.29)$$

Решение уравнения (12.24) можно выполнить одним из приближенных методов, в числе которых применялись метод последовательных приближений [22], метод конечных разностей [11], вариационный метод [9] и др.

Для случая жестко защемленной консоли из перечисленных методов наиболее удобен, по-видимому, вариационный метод Бубнова — Галеркина, применение которого к решению указанной задачи предложено К. М. Хуберяном.

Для других схем сопряжения плотины с основанием задача может быть решена методом конечных разностей [11] или, применяя энергетический метод, на основе вариационных выражений, минимизирующих потенциальную энергию системы. Величина потенциальной энергии системы Π может быть записана для различных схем сопряжения плотины с основанием в виде

$$\Pi = - \int_0^h p(y) w(y) dy + \frac{1}{2} \int_0^h EJ(y) [w''(y)]^2 dy + \frac{1}{2} \int_0^h k(y) [w(y)]^2 dy + \Pi_0. \quad (12.30)$$

В представленном выражении потенциальной энергии системы учтены следующие величины: внешняя нагрузка $p(y)$, например гидростатическое давление воды, внутренний изгибающий момент и упругий отпор арочного основания*. Дополнительный член Π_0 учитывает потенциальную энергию от усилий, возникающих на контуре сопряжения плотины с основанием. Для различных схем сопряжения (см. выше) величина Π_0 равна:

- а) жесткое защемление $\Pi_0=0$,
- б) упругое защемление

$$\Pi_0 = \frac{1}{2} [M_0 \varphi_0 + Q_0 \Delta_0], \quad (12.31)$$

- в) шарнирный шов

$$\Pi_0 = M_{тр} w'(0), \quad (12.32)$$

- г) скользящий шов

$$\Pi_0 = Q_{тр} w(0). \quad (12.33)$$

Задачу в этом случае решают вариационным методом Рэлея — Ритца, по которому записывается выражение прогиба в виде

$$w(y) = \sum_{i=1}^n C_i \Phi_i(y) \quad (12.34)$$

и отыскиваются значения коэффициентов C_i из условия минимума потенциальной энергии системы при варьировании их величин

$$d\Pi/dC_i = 0. \quad (12.35)$$

* В данном выражении могут быть учтены и другие факторы, определяющие потенциальную энергию системы, например влияние поперечных сил

$$\Pi_Q = \frac{1}{2} \int_0^h \frac{f_{ск}}{JF(y)} \{ [EI(y) w''(y)]' \}^2 dy,$$

которые учитываются при расчете толстых арочных и особенно арочно-гравитационных плотин и т. п.

Принимая функцию прогибов по формуле (12.34) и используя (12.30), выражения (12.35) можно записать в виде

$$\begin{aligned} C_1 a_{11} + C_2 a_{12} + \dots + C_n a_{1n} &= \bar{p}_1, \\ C_1 a_{21} + C_2 a_{22} + \dots + C_n a_{2n} &= \bar{p}_2, \\ \dots & \\ C_1 a_{n1} + C_2 a_{n2} + \dots + C_n a_{nn} &= \bar{p}_n. \end{aligned} \quad (12.36)$$

При введении безразмерной величины $\xi = y/H$, и учитывая, что

$$dy = H d\xi, \quad J'(y) = \frac{1}{H} J'(\xi), \quad \Phi'(y) = \frac{1}{H} \Phi'(\xi)$$

и т. д., получим следующие выражения членов канонических уравнений (12.36):

$$a_{ij} = a_{ji} = \int_0^1 \frac{EJ(\xi)}{H^3} \Phi_i'(\xi) \Phi_j''(\xi) d\xi + \int_0^1 Hk(\xi) \Phi_i(\xi) \Phi_j(\xi) d\xi + a_{ij}^0; \quad (12.37)$$

$$\bar{p}_i = \int_0^1 H p(\xi) \Phi_i(\xi) d\xi + \bar{p}_i^0;$$

$$(i = 1, 2, \dots, n; \quad j = 1, 2, \dots, n),$$

где $p(\xi) = \gamma H(1 - \xi)$ — для гидростатической нагрузки. Дополнительные члены в приведенных выражениях для различных схем сопряжения плотины с основанием равны:

а) жесткое защемление

$$a_{ij}^0 = 0; \quad \bar{p}_i^0 = 0, \quad (12.38)$$

б) упругое защемление

$$\begin{aligned} a_{ij}^0 &= \frac{E^2 J_0^2}{E_0 e_0 H^5} \left\{ \left[\frac{k_1}{\beta} - 2 \frac{J_0'}{J_0} k_5 + \left(\frac{J_0'}{J_0} \right)^2 \beta k_3 \right] \Phi_i''(0) \Phi_j''(0) + \right. \\ &+ \left. \left(-k_5 + \frac{J_0'}{J_0} \beta k_3 \right) \left[\Phi_i''(0) \Phi_j'''(0) + \Phi_i'''(0) \Phi_j''(0) \right] + \beta k_3 \Phi_i'''(0) \Phi_j'''(0) \right\}, \end{aligned} \quad (12.39)$$

$$\bar{p}_i = 0,$$

где k_1 , k_3 и k_5 — коэффициенты Фогта (см. с. 360); $\beta = e_0/H$ — коэффициент стройности арочной плотины; J_0 и J_0' — момент инерции сечения консоли и значение первой производной $J(\xi)$ в основании консоли ($\xi=0$); $\Phi_i''(0)$, $\Phi_i'''(0)$ и т. д. — значения производных аппроксимирующих функций при $\xi=0$;

в) шарнирный шов

$$a_{ij}^0 = 0; \quad \bar{p}_i^0 = -M_{\text{тр}} \frac{\Phi_i'(0)}{H}; \quad (12.40)$$

г) скользящий шов

$$a_{ij}^0 = 0; \quad \bar{p}_i^0 = -Q_{\text{тр}} \Phi_i(0). \quad (12.41)$$

Функции $\Phi_i(\xi)$, аппроксимирующие прогиб консоли, должны отображать физический характер работы сооружения, и, следовательно, применение вариационного метода, особенно при ограниченном числе задаваемых функций, требует инженерного понимания работы сооружения. Обычно в расчетах ограничиваются двумя — четырьмя функциями, иногда принимают большее число функций.

Построение указанных функций наиболее удобно производить с использованием фундаментальных балочных функций, к которым приводится решение дифференциального уравнения поперечных колебаний балки постоянного сечения *

$$\varphi^{IV}(y) = \frac{\mu^4}{H^4} \varphi(y). \quad (12.42)$$

Для различных случаев сопряжения плотины с основанием прогиб консоли

$$w(\xi) = \sum_{i=1}^n C_i \Phi_i(\xi) \quad (12.43)$$

может быть представлен с помощью следующих аппроксимирующих функций:

а) жесткое защемление

$$\Phi_i(\xi) = \varphi_i(\xi)_{ж},$$

где $\varphi_i(\xi)_{ж}$ — балочная функция для балки, имеющей один конец жестко защемленный, другой свободный:

$$\begin{aligned} \varphi_i(\xi)_{ж} &= \sin \mu_i \xi - \operatorname{sh} \mu_i \xi - a_i (\cos \mu_i \xi - \operatorname{ch} \mu_i \xi); \\ a_i &= \frac{\sin \mu_i + \operatorname{sh} \mu_i}{\cos \mu_i + \operatorname{ch} \mu_i}; \quad \cos \mu_i \operatorname{ch} \mu_i = -1; \end{aligned} \quad (12.44)$$

б) упругое защемление

$$\begin{aligned} \Phi_i(\xi) &= a_i + b_i \xi + \varphi_i(\xi)_{ж}; \\ a_i &= \frac{EJ_0}{E_0 e_0} \left[\left(k_5 - \frac{J'_0}{J_0} \beta k_3 \right) \varphi_i''(0)_{ж} - \beta k_3 \varphi_i'''(0)_{ж} \right], \\ b_i &= \frac{EJ_0}{E_0 e_0 H} \left[\left(\frac{k_1}{\beta} - \frac{J'_0}{J_0} k_5 \right) \varphi_i''(0)_{ж} - k_5 \varphi_i'''(0)_{ж} \right]; \end{aligned} \quad (12.45)$$

в) шарнирный шов с моментом трения в шве

$$\Phi_1(\xi) = \xi; \quad \text{для } i \geq 2 \quad \Phi_i(\xi) = \varphi_i(\xi)_{ш}. \quad (12.46)$$

Для случая $M_{тр} = 0$ принимается $\Phi_i(\xi) = \varphi_i(\xi)_{ш}$ [см. формулу (12.47)];

г) скользящий шов с силой трения в шве

$$\Phi_1(\xi) = 1; \quad \Phi_2(\xi) = \xi; \quad \text{для } i > 2 \quad \Phi_i(\xi) = \varphi_i(\xi)_{ш},$$

* Таблицы указанных функций для различных схем опирания балки приведены в книге В. З. Власова, Н. Н. Леонтьева «Балки, плиты и оболочки на упругом основании». (М., Физматгиз, 1960).

где $\varphi_i(\xi)_{ш}$ — балочная функция для балки, имеющей один конец шарнирно опертый, другой свободный;

$$\begin{aligned} \varphi_i(\xi)_{ш} &= \sin \mu_i \xi + \alpha_i \operatorname{sh} \mu_i \xi, \\ \alpha_i &= \frac{\sin \mu_i}{\operatorname{sh} \mu_i}; \quad \operatorname{tg} \mu_i = \operatorname{th} \mu_i. \end{aligned} \quad (12.47)$$

Таким образом, в приведенном выше методе расчета арочной плотины решение задачи сводится к определению членов канонических уравнений (12.36) по формулам (12.37), решению уравнений (12.36) и определению коэффициентов C_i . Далее определяется функция прогибов по формуле (12.43) и нагрузки на арки p_a [см. формулу (12.20)] и консоль p_k [см. формулу (12.21)].

Определение напряжений в элементах арочной плотины. При комплексном методе расчета арочных плотин устанавливаются величины нагрузок, воспринимаемых арочными элементами $p_a(y)$ и консольными элементами $p_k(y)$.

Далее производится расчет напряжений в элементах плотины на их нагрузку.

Расчет напряжений в арочных элементах изложен в § 12.3. При этом в качестве нагрузки, действующей на арки $p(y)$, принимается нагрузка $p_a(y)$.

При расчете консольных элементов выделяется обычно элемент единичной ширины, равной 1 м, на который действует доля гидростатического давления воды $p_k(y)$ и собственный вес сооружения.

Расчет напряжений производится по известной формуле внецентренного сжатия для ряда расчетных сечений, назначаемых по высоте плотины. На рис. 12.25 в качестве примера приведены картины напряженного состояния для одного из исследованных вариантов Ингурской арочной плотины [78].

Напряжения в консольном направлении для плотины, упруго защемленной в основании, характеризуются следующим.

На верховой грани в верхней части плотины (примерно $2/3$ ее высоты) напряжения сжимающие, в нижней ее части — растягивающие. Растягивающие напряжения непосредственно у заделки плотины в основание могут достигать значительных величин и весьма неблагоприятны для работы сопряжения плотины с основанием (отрыв цементационной завесы и т. п.). Для погашения опасных растягивающих напряжений можно устраивать нависание профиля плотины в сторону верхнего бьефа (подрезку профиля плотины в нижней части), шов-надрез или сплошной шов по подошве плотины.

При появлении трещин у подошвы плотины обычно не происходит существенного ухудшения общего напряженного состояния сооружения, так как в этом случае увеличивается деформативность консольных элементов, что приводит к большему вовлечению в работу арочных элементов. В этом проявляется пространственный характер работы арочных плотин и их приспособляемость к действующим нагрузкам, что объясняет высокую надежность арочных плотин.

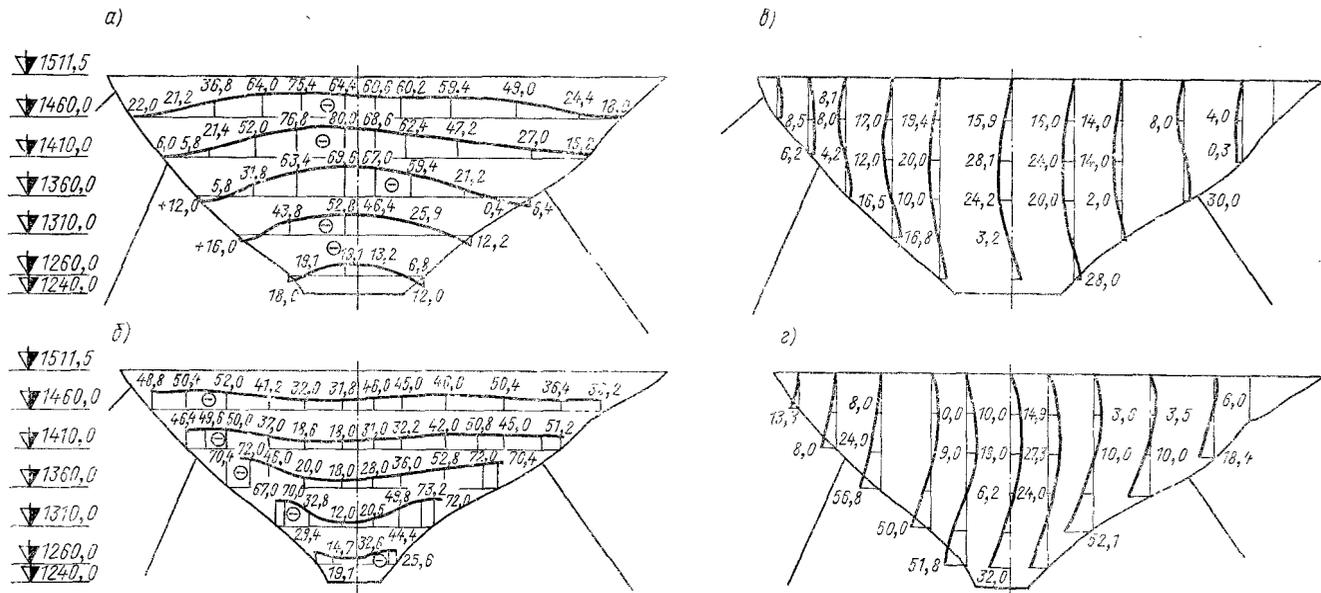


Рис. 12.25. Эпюры нормальных напряжений на гранях варианта плотины Ингурской ГЭС (по данным исследований по поляризационно-оптическому методу):

а — эпюры арочных напряжений на верхней грани; б — то же, на нижней грани; в — эпюры консольных напряжений на верхней грани; г — то же, на нижней грани

На нижней грани консоли в нижней ее части напряжения сжимающие (с максимумом у основания плотины), в верхней части могут появиться растягивающие напряжения. По-видимому, растягивающие напряжения на нижней грани плотины менее опасны для ее работы и их величины, видимо, можно не ограничивать при условии проверки допустимости напряженного состояния сооружения с учетом раскрытия трещин в плотине.

При поэтапном возведении и замоноличивании арочных плотин следует учитывать характер нагрузки от собственного веса плотины. Например, для случая, показанного на рис. 12.14, собственный вес столбов II яруса будет восприниматься омоноличенной оболочкой плотины I яруса.

Расчет напряжений в плотине от действия собственного веса в этом случае производится следующим образом.

На первом этапе подсчитывают напряжения в консоле от веса столбов I яруса σ'_{K} . На втором этапе рассматривается замоноличенное тело плотины I яруса, на гребне которой прикладывается нагрузка от веса вышележащих столбов.

От указанной нагрузки в плотине возникнут напряжения в вертикальной плоскости σ''_{K} и в горизонтальной σ''_{a} .

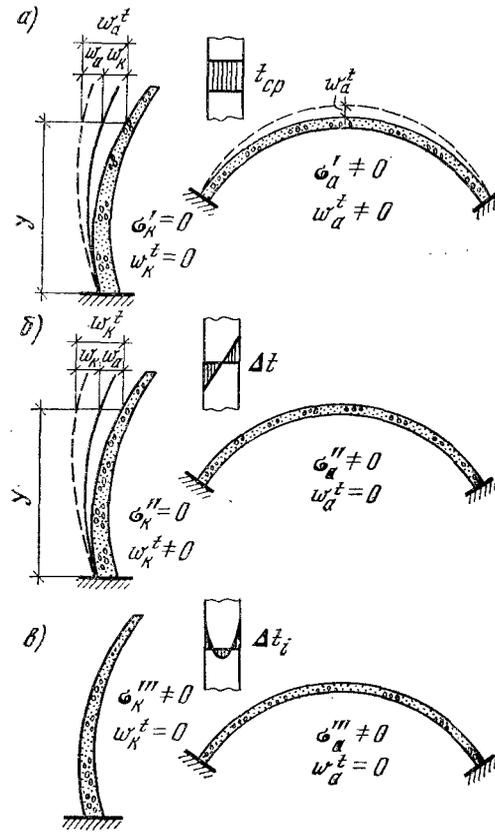


Рис. 12.26. Схемы температурных деформаций в элементах арочной плотины:
а — от t_{cp} ; б — от Δt ; в — от Δt_i

Суммарные напряжения в нижней части плотины от действия собственного веса с учетом поэтапности возведения сооружения будут равны: для консоли $\sigma'_{\text{K}} + \sigma''_{\text{K}}$, для арки σ''_{a} .

Определение температурных напряжений в плотине. Как указывалось в § 12.3, температурная эпюра по толщине арочной плотины может быть представлена в виде средней температуры t_{cp} , части эпюры, зависящей от температурного перепада Δt , и криволинейной части температурной эпюры Δt_i .

В рамках метода центральной консоли рассмотрим совместную работу арок и консоли с учетом уравнивания их деформаций по радиальным прогибам на указанные температурные воздействия.

При температурных воздействиях в отдельных элементах плотины возникают (рис. 12.26) *температурные напряжения* в арках $\sigma_{t_{cp}}^a$, $\sigma_{\Delta t}^a$ и $\sigma_{\Delta t_i}^a$ соответственно от t_{cp} , Δt и Δt_i , в консоли $\sigma_{\Delta t_i}^k$ — от Δt_i и *температурные перемещения* в арках w_a^t от t_{cp} (при упругом защемлении арок также и от Δt), в консоли w_k^t — от Δt .

В арочной плотине указанные перемещения (w_a^t и w_k^t) не могут развиваться свободно, что приводит к возникновению между арками и консолью сил взаимодействия $p_a^t = -p_k^t$, вызывающих дополнительные напряжения, в арках σ_t^a и в консоли σ_t^k .

Таким образом, при принятом методе расчета температурные напряжения в арочной плотине представляются:

для арок в виде суммы напряжений

$$\sigma_a = \sigma_{t_{cp}}^a + \sigma_{\Delta t}^a + \sigma_{\Delta t_i}^a + \sigma_t^a, \quad (12.48)$$

для консоли

$$\sigma_k = \sigma_{\Delta t_i}^k + \sigma_t^k. \quad (12.49)$$

Напряжения $\sigma_{t_{cp}}^a$, $\sigma_{\Delta t}^a$, $\sigma_{\Delta t_i}^a$ определяют расчетом по методу независимой арки (см. § 12.3). Напряжения $\sigma_{\Delta t_i}^k$ определяются по формуле (см. гл. 4)

$$\sigma_{\Delta t_i}^k = \frac{E\alpha}{1-\mu} \Delta t_i. \quad (12.50)$$

Напряжения σ_t^a и σ_t^k определяют из учета совместной работы арок и консоли. При определении этих напряжений будем исходить из расчетной схемы, предложенной Х. Ганевым, представляющей работу арочной плотины как работу консоли на упругом арочном основании. В этом случае расчет сводится, например, к решению дифференциального уравнения изгиба консоли [см. формулу (12.24)]:

$$[EJ(y) w_k''(y)]' = p_k(y), \quad (12.51)$$

где $p_k(y)$ — нагрузка на консоль.

При температурных воздействиях (в отличие от расчета на гидростатическое давление) для конкретного сечения y имеем

$$\begin{aligned} p_k^t + p_a^t &= 0; \\ w_a^t - w_k^t &= w_k - w_a, \end{aligned} \quad (12.52)$$

где w_a и w_k — прогибы арки и консоли в сечении y от сил взаимодействия между арками и консолью; w_a^t — температурное перемещение независимой арки в сечении y ; w_k^t — температурное перемещение независимой консоли в сечении y .

Положительное направление прогиба принято в сторону нижнего бьефа.

Силы взаимодействия между арками и консолью определяются по формуле

$$p_k^t = -p_a^t = -k w_a = k (w_a^t - w_k^t) - k w_k. \quad (12.53)$$

Соответственно дифференциальное уравнение запишется в виде

$$[EJ(y) w_k''(y)]'' + k(y) w_k(y) = k(y) [w_a^t(y) - w_k^t(y)] \quad (12.54)$$

или, обозначая

$$p_t(y) = k(y) [w_a^t(y) - w_k^t(y)], \quad (12.55)$$

окончательно получим

$$[EJ(y) w_k''(y)]'' + k(y) w_k(y) = p_t(y). \quad (12.56)$$

Данная запись дифференциального уравнения аналогична исходному выражению, описывающему работу арочной плотины на гидростатическую нагрузку [см. формулу (12.24)], при этом роль нагрузки выполняет температурный член $p_t(y)$, который условно может быть назван температурной нагрузкой.

Решение данной задачи описано в § 12.4. Ниже приводится сводка основных формул расчета (см. с. 374—376), формулы (12.36), (12.47):

$$w(\xi) = \sum_{i=1}^n C_i \Phi_i(\xi), \quad (12.57)$$

$$C_1 a_{11} + C_2 a_{12} + \dots + C_n a_{1n} = \bar{p}_1,$$

$$C_1 a_{21} + C_2 a_{22} + \dots + C_n a_{2n} = \bar{p}_2,$$

$$\dots \dots \dots$$

$$C_1 a_{n1} + C_2 a_{n2} + \dots + C_n a_{nn} = \bar{p}_n. \quad (12.58)$$

Единичные члены $a_{ij} = a_{ji}$ определяют по формуле (12.37); грузовые члены p_i при этом имеют вид

$$\bar{p}_i = H \int_0^1 p_t(\xi) \varphi_i(\xi) d\xi + \bar{p}_i^0, \quad (12.59)$$

где

$$p_t(\xi) = k(\xi) [w_a^t(\xi) - w_k^t(\xi)]. \quad (12.60)$$

Дополнительные члены a_{ij}^0 и \bar{p}_i^0 определяют в зависимости от вида сопряжения с основанием по формулам (12.38) ÷ (12.41).

Значение коэффициентов a_{ij} могут быть непосредственно взяты из расчета арочной плотины на гидростатическую нагрузку. В этом случае определяются лишь грузовые члены \bar{p}_i , затем из уравнений (12.58) коэффициенты C_i и C_2 , определяющие функцию прогибов консоли $w_k(\xi)$.

Далее для конкретных сечений ξ по высоте плотины определяется прогиб арок

$$w_a = w_k - (w_a^t - w_k^t) \quad (12.61)$$

и нагрузки, действующие на арки и консоль:

$$p_a^t = kw_a; \quad p_k^t = -p_a^t \quad (12.62)$$

По найденным нагрузкам рассчитывают напряжения в арках и консоли, которые обозначены выше через σ_t^a и σ_t^k .

Анализ характера работы арочных плотин. Работа арочной плотины может быть проанализирована на основе представления арочной плотины в виде системы арочных и консольных элементов и характера распределения нагрузки между ними.

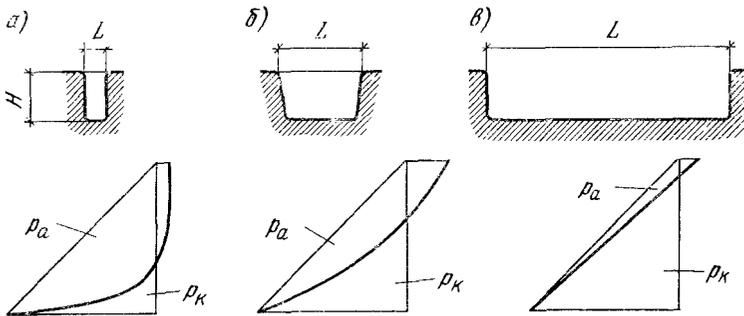


Рис. 12.27. Распределение нагрузки между арочными и консольными элементами при различной относительной ширине створа:
а — в узком створе; б — в умеренном створе; в — в широком створе

Характеры распределения нагрузки или доли нагрузки, воспринимаемые арочными и консольными элементами, зависят от соотношения их жесткостей. При этом чем выше относительная жесткость элемента, тем большая доля нагрузки будет приходить на него.

В арочных плотинах, сооружаемых в узких ущельях, арки, перекрывающие небольшие пролеты, являются более жесткими по сравнению с вертикальными консольными элементами, поэтому основная доля нагрузки будет восприниматься арками (рис. 12.27, а). В узких створах расчет арочных плотин с определенной степенью точности выполняют по методу чистой арки.

В широких ущельях, наоборот, арки, перекрывающие большие пролеты, являются весьма податливыми и менее жесткими, чем консоли, поэтому в широких створах основная доля нагрузки приходится на консольные элементы (рис. 12.27, в), которые в этом случае работают по типу гравитационных плотин, что и заставляет значительно увеличивать толщину сооружения. Именно этим объясняется ограничение относительной ширины каньона ($n = L/H < 3$), благоприятного для строительства арочных плотин с упругим защемлением сооружения по контуру. По-видимому, для того чтобы добиться более благоприятного характера распределения нагрузки в широких створах, т. е. заставить в большей степени работать

арочные элементы, необходимо уменьшить относительную жесткость консолей за счет их ослабления.

Указанной цели можно добиться устройством швов в арочной плотине в виде контурного шва, выполняемого на всей длине контура сопряжения плиты с основанием, шва-надреза или скользящего шва, обычно располагаемых лишь на нижнем участке контура сопряжения.

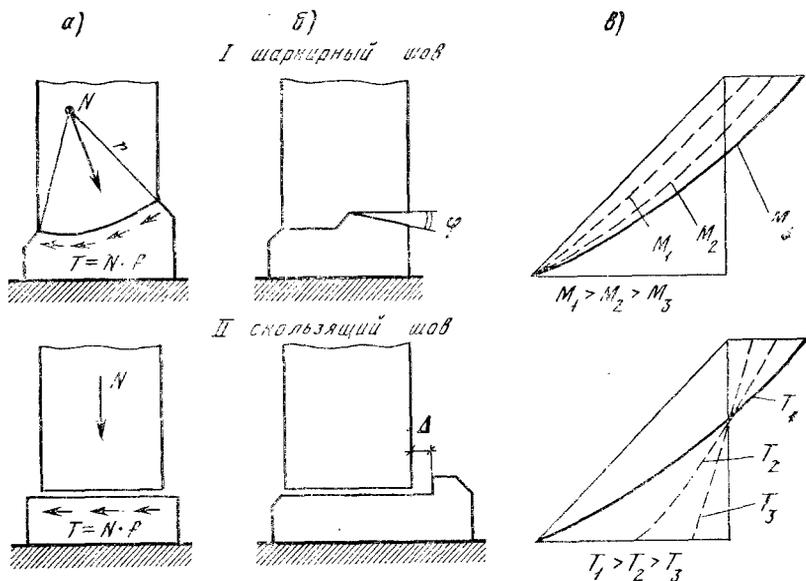


Рис. 12.28. Характер работы арочной плотины в широком створе при устройстве опорных швов:

а — схемы швов с фиксированными величинами сил трения; б — то же, с фиксированными перемещениями; в — эпюры распределения нагрузки между арочными и консольными элементами

Устройство швов существенно увеличивает податливость консоли за счет возможности ее поворота в опорном сечении при шарнирном шве (рис. 12.28, I) или перемещения и поворота — при скользящем шве (рис. 12.28, II).

Величины указанных деформаций консоли зависят от сил трения, которые формируются в шве, и могут быть ограничены путем создания специальных упоров в фундаментном массиве (рис. 12.28, б); при этом получают различные характеры распределения нагрузки между арочными и консольными элементами плотины (рис. 12.28, в).

Таким образом, с помощью формирования различных условий работы шва можно осуществить регулирование характера распределения нагрузки и, следовательно, загрузку элементов плотины. По-видимому, наиболее целесообразным будет такое распределение нагрузки, которое обеспечит полную загрузку арочных и кон-

сольных элементов и, следовательно, полное использование их работоспособности.

Аналогичный эффект может быть получен и путем устройства шва-надреза в нижней части сооружения. Устраивая шов-надрез определенной глубины, можно добиться необходимого ослабления консоли и желательного характера распределения нагрузки между арочными и консольными элементами. Однако с помощью шарнирного шва или шва-надреза нельзя обеспечить полное использование работоспособности элементов арочной плотины. Действительно, с помощью указанных пивов мы можем обеспечить необходимую загрузку верхних арок, при этом нижние арки оказываются практически не загруженными. Для загрузки нижних арок необходимо обеспечить их перемещение [см. формулу (12.20), $p_{\text{н}} = k\omega$], что достигается лишь с помощью скользящего шва (см. рис. 12.28, II, в).

В арочной плотины со скользящим швом и определенными величинами трения в нем возможно добиться наиболее полного использования работоспособности арочных элементов и, следовательно, получить наиболее экономичное решение плотины. В арочных плотинах со скользящим швом с помощью сил трения в шве возможно обеспечить равномерную и полную загрузку элементов арочной плотины.

Указанное направление, связанное с регулированием напряженного состояния плотины, по-видимому, является практически более перспективным в оптимизации профиля плотины, по сравнению с отысканием его безмоментного очертания.

В арочных плотинах существуют значительные возможности по регулированию их напряженного состояния с помощью различных конструктивных и технологических мероприятий (см. § 12.6).

§ 12.5. СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ АРОЧНЫХ ПЛОТИН

Сейсмическое воздействие вызывает вынужденные колебания арочной плотины. При этом наибольшие перемещения наблюдаются в верхней зоне плотины у ее гребня, там же могут быть замерены и наибольшие ускорения. На основе модельных исследований можно сделать вывод, что наиболее характерные повреждения арочных плотин при сейсмических воздействиях — это разрушение верхней части плотины, а именно: раскрытие вертикальных конструктивных швов, смятие их кромок, появление горизонтальных трещин, приводящих к тенденции опрокидывания и вываливания отдельных частей столбов и др. Однако во время прошедших землетрясений не отмечено случаев существенных повреждений и разрушений арочных плотин, что, видимо, еще раз подтверждает большие резервы несущей способности арочных плотин не только на статические нагрузки, но и на динамические (сейсмические) воздействия.

Эффект сейсмического воздействия на арочные плотины может быть оценен на основе динамического расчета арочной плотины

с учетом ее пространственной работы, взаимодействия с основанием и водной средой, учетом проявления раскрытия конструктивных и строительных швов, трещинообразования и др. Подобные расчеты чрезвычайно сложны и трудоемки. Разработаны методы упругого расчета плотин по динамической спектральной теории сейсмостойкости с использованием дискретной расчетной схемы перекрестных стержневых систем «арок» и «копселей» (А. П. Сеницын, А. А. Лосабридзе и др.), на основе расчетной схемы метода «пробных нагрузок» (В. Ф. Иванищев и др.), на основе метода расчленения уравнений теории тонких оболочек с некоторыми допущениями (И. А. Константинов, А. А. Стоценко и др.). Разработаны также методы (В. Н. Ломбардо), в которых учитываются переменность смещений отдельных точек опорного контура при сейсмическом воздействии, возможность раскрытия вертикальных и горизонтальных швов по определенным сечениям и др., основанные на численном решении уравнений теории оболочек с использованием метода конечных разностей. За рубежом широко используется при расчетах арочных плотин метод конечных элементов (с плоскими пластинчатыми и трехмерными изопараметрическими элементами).

Ниже остановимся на некоторых упрощенных методах оценки сейсмостойкости арочных плотин, которые могут быть использованы на предварительных стадиях проектирования с целью получения ориентировочных величин напряжений и усилий в арочных плотинах при сейсмических воздействиях.

В ряде случаев (для относительно невысоких плотин в узких ущельях) можно пренебречь разностью амплитуд и фаз смещения точек основания плотины при прохождении сейсмических волн в ущелье, где возводится плотина. В этом случае может применяться гипотеза «платформенного эффекта» (см. гл. 5), и можно рассматривать уравнения вынужденных колебаний плотины при кинематическом возбуждении относительно простого вида, к которым, в свою очередь, можно применить метод разделения переменных, приводящий к зависимостям динамической спектральной теории сейсмостойкости.

При расчете арочной плотины на сейсмическое воздействие согласно СНиП II-A.12—69* разд. 5 необходимо выполнить следующее: 1) определить формы и частоту собственных колебаний арочной плотины (последние — также с учетом водной среды). При этом периоды собственных колебаний с учетом водной среды можно определять по формуле (5.21); 2) определить коэффициенты динамичности, соответствующие найденным периодам собственных колебаний; 3) определить коэффициенты, зависящие от формы деформации сооружения при колебаниях по исследуемому тону по формуле (5.10); 4) далее вычисляют сейсмические нагрузки, усилия от них и напряжения, по которым оценивается прочность и устойчивость плотины. Для приближенного расчета первых двух тонов собственных колебаний арочной плотины можно использовать формулу К. Кроуфорда, полученную методом Релея-Ритца. При этом

формы колебаний плитыны (рис. 12.29) по радиальным (нормальным) перемещениям задаются в виде

$$w_1 = Z_1^a(\Theta) Z_1^k(\xi); w_2 = Z_2^a(\Theta) Z_1^k(\xi), \quad (12.63)$$

где $Z_1^a(\Theta)$ и $Z_2^a(\Theta)$ — формы колебаний балки с защемленными концами по первому и второму тону как функции относительных координат Θ точки плитыны (если вся длина арки на данной отметке принимается за единицу); $Z_1^k(\xi)$ — форма колебаний центральной консоли по первому тону.

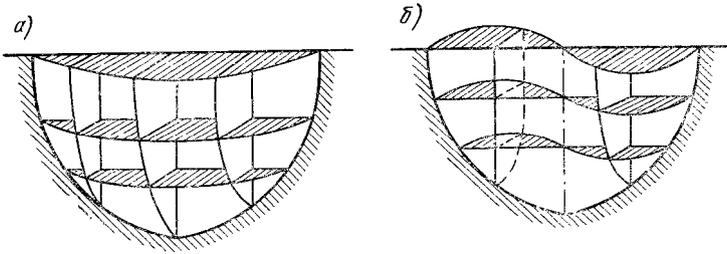


Рис. 12.29. Перемещения плитыны при колебаниях:
а — симметричная форма колебаний; б — косимметричная форма

Функции $Z_1^a(\Theta)$, $Z_2^a(\Theta)$, $Z_1^k(\xi)$ берутся из таблиц*.

Построив формы колебаний плитыны, определяем частоты симметричного и косимметричного тонов колебаний по формуле, рассматривая плитыну как перекрестную систему из n арок и m консолей:

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{C_1 \sum_{i=1}^n \frac{J_i W_i^2}{L_i^3} + C_2 \sum_{i=1}^n \frac{F_i L_i W_i^2}{r_i^2} + C_3 \sum_{j=1}^m \frac{b_j W_j^2}{H_j^3} [a_j^3 + 4(a_j + c_j)^{3/2} + c_j^3]}{E_6 \sum_{i=1}^n \mu_i L_i W_i^2}, \quad (12.64)$$

где E_6 — модуль упругости бетона; C_1, C_2, C_3, C_4 — константы из табл. 12.2; $i=1, 2, \dots, n$ — индекс арки; $j=1, 2, \dots, m$ — индекс консоли; J_i, F_i, r_i, L_i — соответственно момент инерции, площадь поперечного сечения, радиус кривизны оси и длина оси i -й арки; W_i — максимальное перемещение i -й арки по рассматриваемой форме колебаний; b_j — ширина (по срединной поверхности плитыны) j -й консоли; a_j и c_j — толщины по основанию и гребню j -й консоли; H_j — высота j -й консоли; W_j — максимальное перемещение j -й консоли по рассматриваемым тонам колебаний; μ_i — масса плитыны на единицу длины арки.

* См. ссылку на с. 375. При пользовании формулой (12.64) масштаб функций принимается уменьшенным на величины максимальных ординат.

Константа	Первая симметричная форма колебаний	Вторая кососимметричная форма колебаний
C_1	99,1	875
C_2	0,137	0
C_3	0,0278	0,0278
C_4	0,198	0,23

Определив периоды и формы колебаний плотины, можно вычислить сейсмические нагрузки, соответствующие первому симметричному и второму кососимметричному тонам колебаний по зависимости, приведенным в гл. 5.

Определение напряженно-деформированного состояния арочной плотины также можно выполнить приближенным методом арок — центральной консоли. Для радиальных сейсмических нагрузок (при действии сейсма вдоль ущелья и при учете симметричного тона собственных колебаний плотины) решается такое же уравнение, как и в случае расчета плотины на гидростатическую нагрузку с заменой последней на ординаты сейсмической распределенной нагрузки по центральному сечению.

При действии сейсма вдоль ущелья преобладают тангенциальные силы (вдоль оси арки) и необходимо пользоваться уравнением метода арок — центральной консоли при сращивании тангенциальных перемещений:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(GF(x) \frac{\partial v(x)}{\partial x} \right) + k_T(x) v(x) = T(x), \quad (12.65)$$

где G — модуль сдвига; $F(x)$ — площадь поперечного сечения консоли (толщина консоли умножается на 1 м); $v(x)$ — тангенциальное перемещение арок в ключе и тангенциальное перемещение центральной консоли; $k_T(x)$ — податливость арок от равномерно распределенных тангенциальных нагрузок (единичной интенсивности); $T(x)$ — тангенциальные составляющие сейсмической нагрузки.

Последнее уравнение было предложено В. Ф. Иващицевым; методика расчета плотин на боковой сейсм была в дальнейшем развита И. А. Константиновым и А. А. Стоценко.

§ 12.6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ АРОЧНЫХ ПЛОТИН

Форма арочных колец в плане. Наиболее распространенная форма арочных колец в плане — круговая с постоянной толщиной. Подобная форма арок удобна в производстве, чем и объясняется ее широкое применение.

Однако круговое очертание арочных колец не всегда обеспечивает наилучшую их работу в статическом отношении. В круговой арке линия давления от гидростатической нагрузки совпадает с линией оси арки (безмоментное состояние) лишь для случая свобод-

но опертой арки (см. § 12.3). Зашемление пят арок в берега приводит к возникновению моментов, неравномерному распределению напряжений по сечению арки и ее длине. В круговой арке постоянной толщины напряжения возрастают к пятам, поэтому толщина арки иногда увеличивается на участке ее сопряжения с основанием. Последнее устраивается также и при недостаточно прочной скале для уменьшения напряжений, передаваемых на основание.

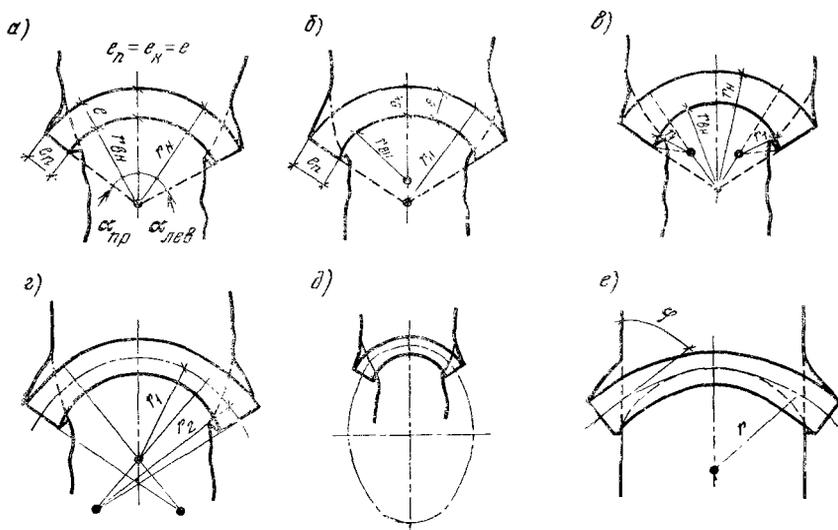


Рис. 12.30. Очертание арочных колец:

а — круговая арка постоянной толщины; б — круговая арка, постепенно утолщающаяся к пятам; в — круговая арка с местным утолщением пят; г — арка с трехцентровым очертанием оси и переменной толщиной; д — эллиптическая арка; е — арка с пологим примыканием к берегу

Круговое очертание арки не всегда обеспечивает благоприятное примыкание арок к берегам; в ряде случаев, особенно при больших центральных углах, примыкание круговых арок происходит при острых углах к горизонталям рельефа, что неблагоприятно для устойчивости береговых склонов.

С целью получения более равномерных напряжений в арочных плотинах и улучшения условий сопряжения их с берегами в современных плотинах применяют более сложные очертания арок (рис. 12.30) в виде многоцентровых арок или очерченных по параболе, гиперболе, эллипсу, логарифмической спирали и др. Наивыгоднейшее очертание арок зависит от конкретных особенностей створа, выбранной формы арочной плотины и находится в результате сравнения различных вариантов проработок*. На основании выполненных исследований, например, рекомендуется [78] для узких

* Примеры выполненных очертаний арок на ряде плотин приведены в [11].

каньонов треугольного сечения (V-образной формы) применять плотины с арками переменной кривизны, в которых центральная часть выполняется с большей кривизной, а береговые части — более пологими. В таких плотинах распределение напряжений получается более равномерное, чем в круговых, и равнодействующие усилия на основание направлены под несколько большим углом в сторону береговых скальных массивов. Подобные арки могут быть получены при очерчивании их отрезками окружностей разного радиуса (многоцентровые арки), как это принято для Ингурской плотины (см. рис. 12.4), параблами до 6-го порядка и др. В узких ущельях ($L/H < 3$) прямоугольного или трапецеидального сечения (U-образной формы), хорошие показатели однако получают для плотины с арками кругового очертания. Результаты исследований многочисленных вариантов Чиркейской арочной плотины, например, подтвердили, что круговое очертание арок в этих условиях дает более благоприятное распределение напряжений в плотине по сравнению с трехцентровым вариантом [78].

Выбор радиуса, центрального угла арок и назначение очертания профиля плотины. При вписывании арок плотины в местность стремятся получить благоприятные условия для работы как самой арки, так и береговых примыканий при минимальных объемах бетона и скальной врезки.

Из анализа напряжений в арках следует (см. § 12.3), что напряжения в арке тем меньше, чем меньше радиус арки r_0 и чем больше центральный угол $2\alpha_0$.

Однако с увеличением центрального угла увеличивается длина арки и объем ее материала и часто ухудшаются условия подхода арок к горизонталям, поэтому на практике обычно центральный угол принимается не более $130 \div 140^\circ$.

В створах, имеющих форму сечения, близкую к прямоугольной, выбранные максимальный угол и минимальный радиус арок легко выдержать почти по всей высоте плотины и в этом случае толщина арок увеличивается книзу пропорционально высоте (рис. 12.31, а), отклоняясь от закона прямой главным образом в связи с учетом распределения гидростатической нагрузки между аркой и стенкой. Такие плотины, имеющие форму, близкую к цилиндрической, носят название плотин постоянного радиуса. Примером их являются Саяно-Шушенская плотина (см. рис. 12.5) и ряд других. Напорная грань у этих плотин вертикальная, низовая — наклонная.

Сохранение постоянного радиуса в створах трапецеидальной и треугольной форм ведет к уменьшению в нижних сечениях плотины центрального угла, т. е. противоречит требованию экономичности арочных плотин, поэтому в таких условиях (рис. 12.31, б) строят плотины с переменным радиусом, уменьшающимся книзу, но с постоянным центральным углом. Таким примером являются большинство современных арочных плотин. В указанных плотинах уменьшение радиусов арок книзу в связи с ростом нагрузок и сохранением большого центрального угла дает весьма экономичные профили плотин. Однако выдержать постоянство угла не всегда

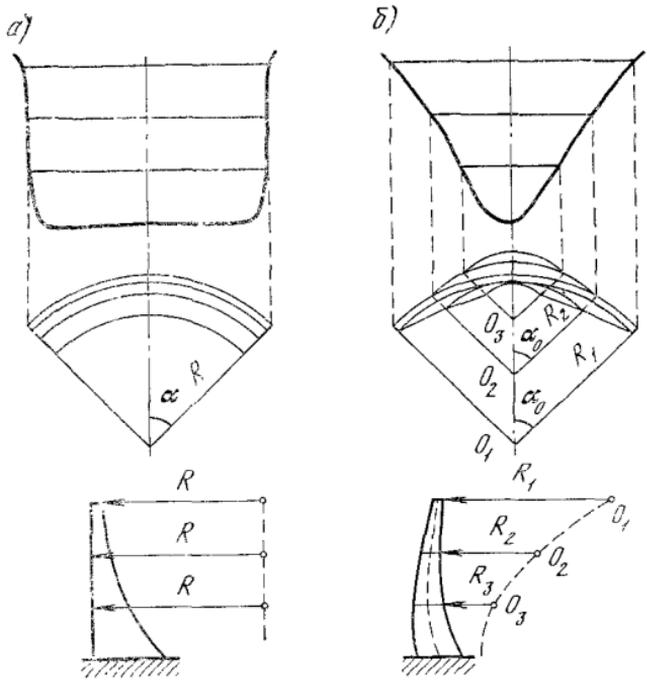


Рис. 12.31. Виды арочных плотин при различных формах створа:

a — плотина с постоянным радиусом (цилиндрическая); b — плотина с постоянным углом

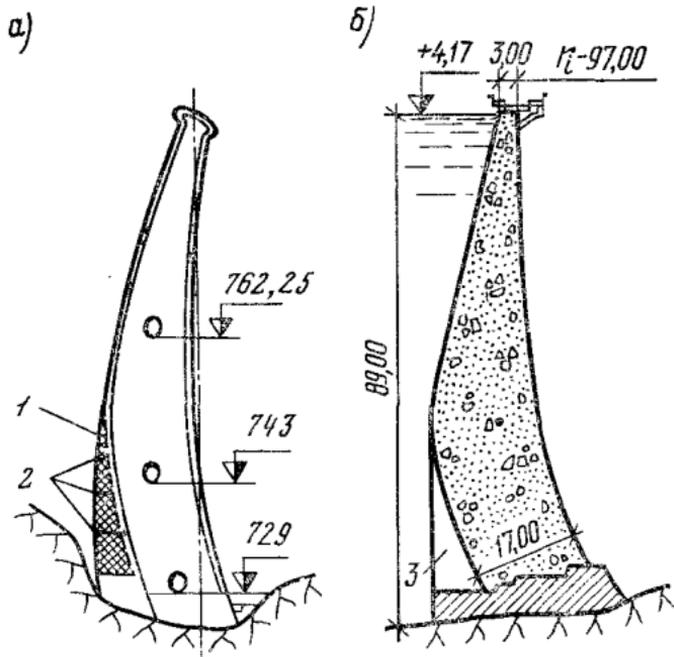


Рис. 12.32. Профили плотин с нависанием средней части в сторону верхнего бьефа:

- а — плотина Какавякя высотой 85 м (Греция);
 б — плотина Марезж высотой 90 м (Франция);
 1 — шов вдоль напорной грани, заполненный гипсом; 2 — горизонтальные швы; 3 — опорный контрфорс

удаётся. Практически в нижних сечениях плотины центральные углы часто уменьшаются до $60\div 80^\circ$ и меньше.

Вертикальные профили арочных плотин в створах трапециевидальной и треугольной формы часто имеют значительное искривление, которое производится по условиям вписывания сооружения в местность (стремление к оптимальным углам, радиусам, врезкам), а также по статическим условиям или при водосливных плотинах по гидравлическим условиям.

Исходя из статических условий профили плотины устраивают иногда со значительным нависанием средней по высоте части плотины в сторону верхнего бьефа (подрезка нижней части плотины), как, например, выполнено в плотинах Какавякя, Мареж (рис. 12.32), Саяно-Шушенской (см. рис. 12.5) и в ряде других. В подобном профиле за счет сжимающих напряжений от собственного веса сооружения удаётся в нижних сечениях на верховой грани плотины погасить опасные растягивающие напряжения, возникающие в консольных элементах от гидростатической нагрузки. В ряде случаев указанное нависание профиля приводит к появлению растягивающих напряжений на нижней грани плотины в строительный период, в связи с чем приходится устраивать специальные подпорки с верховой стороны плотины в виде контрфорсов или приливов (см. рис. 12.32), которые обычно отделяются от основного профиля плотины швами.

Для возведения сильно искривленных консолей применяют также более частую разбивку сооружения по высоте на ярусы с заделкой швов между консолями на каждом ярусе возведения. В этом случае собственный вес консоли полностью передается на скальное основание лишь для первого яруса сооружения. Собственный вес консолей последующих ярусов передается (распределяется) на основание через нижнюю, уже монолитную часть плотины (см. § 12.4).

При устройстве водослива на гребне плотины, наоборот, нередко устраивают нависание верхней части профиля в сторону нижнего бьефа. Подобный наклон профиля позволяет отдалить место падения переливающейся струи от основания плотины, что более безопасно для работы сооружения. Наклон всего профиля плотины в сторону нижнего бьефа устраивается также для улучшения условия опирания сооружения на береговые склоны и повышения их устойчивости против сдвига за счет заглубления в скальный массив равнодействующей усилий, передаваемых сооружением на основание. Подобные профили приняты в плотинах Амбиеста (рис. 12.33), Аншане (см. рис. 12.2, б—з) и др.

Вообще профили арочных плотин весьма разнообразны (см. рис. 12.2, б) и отражают умение проектировщика предугадать слитную работу плотины с массивом ущелья, для которого сооружение всегда является инородным телом.

Вписывание арочной плотины. Вписывание арочной плотины в местность производится после предварительного назначения профиля центральной консоли и контура опирания сооружения на ос-

нование. Окончательное решение по профилю плотины и ее посадке на местность принимается на основе сравнения ряда вариантов решений.

Перед вписыванием плотины обычно строится поперечный разрез местности по оси предполагаемой посадки сооружения (развертка по оси плотины) с нанесением границы здоровой скалы и решается вопрос о целесообразном его облагораживании — устанавливается величина скальных выемок, необходимость устройства пробки, устоев и др. для получения более плавного и симметрично-

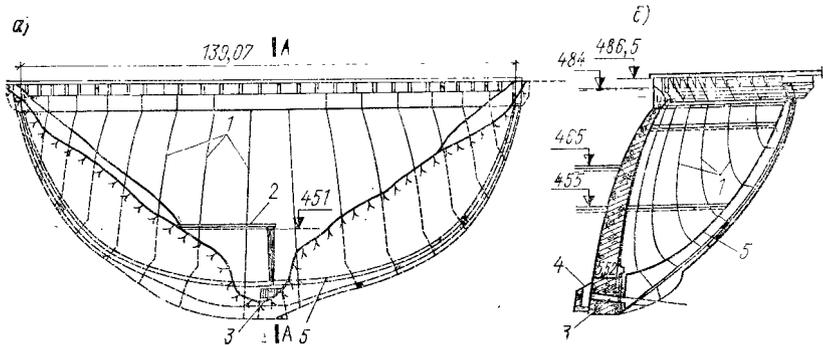


Рис. 12.33. Водосливная плотина Амбриаста высотой 60 м (Италия):

a — вид с верхнего бьефа; *б* — разрез; 1 — строительные швы; 2 — площадка управления затворами; 3 — водоспуск; 4 — решетка; 5 — контурный шов

го контура опирания плотины (рис. 12.34, *a*). Установленного контура сооружения придерживаются при вписывании отдельных арок плотины на плане местности. Для вписывания плотины профиль центральной консоли разбивают по высоте рядом горизонтальных сечений, которые определяют положение отдельных арок (рис. 12.34, *б*). При вписывании арок в пределах намеченного контура опирания (рис. 12.34, *в*) стремятся, как отмечалось выше, к получению благоприятных углов и радиусов, условий сопряжения с рельефом, при этом анализируют получающиеся профили боковых консолей, стремясь избежать их возможных чрезмерных нависаний. Для анализа условий сопряжений плотины с рельефом строят планы-срезы на различных отметках, по которым судят о надежности врезок арок в скалу (рис. 12.34, *г*).

В процессе вписывания приходится иногда корректировать первоначально назначенный профиль плотины, пока не получат удовлетворительных результатов.

Для вписанного варианта плотины определяются геометрические параметры и производится полный расчет напряженного состояния его. Из анализа напряжений делается вывод о приемлемости запроектированного варианта или внесения соответствующих изменений.

Проектирование мероприятий по улучшению напряженного состояния арочных плотин. Арочные плотины как пространственные

конструкции обладают большими запасами прочности, однако неравномерность распределения напряжений в сооружении и возникновение их концентраций в некоторых зонах плотины ограничивает возможность облегчения конструкции.

Наиболее опасными зонами, где возникают обычно чрезмерные напряжения, являются места примыкания арочной плотины к основанию (см. § 12.3 и § 12.4). Эти напряжения значительно возра-

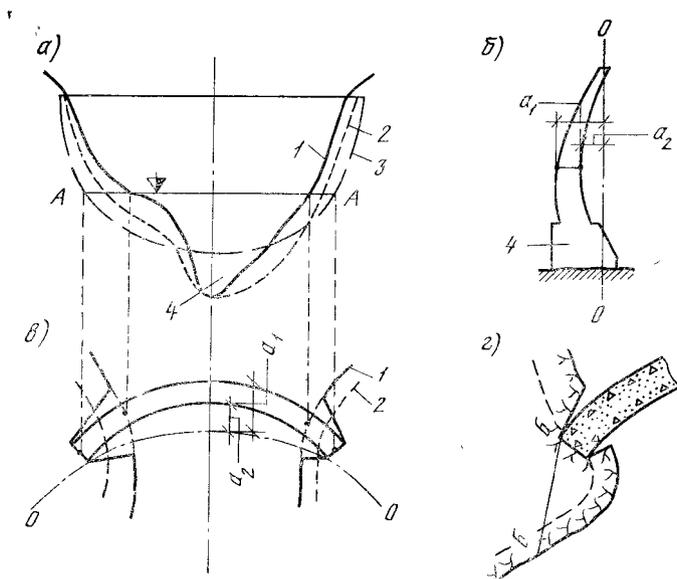


Рис. 12.34. Схема к «вписыванию» арочной плотины в местность:

a — поперечный разрез местности по оси предполагаемой посадки плотины; *б* — профиль центральной консоли; *в* — план-срез на отметке ∇; *г* — пример неблагоприятной врезки арки (возможен скол по линии *Б-Б*); *1* — поверхность ущелья; *2* — граница здоровой скалы; *3* — контур опирания плотины; *4* — пробка

стают при резких изломах контура опирания, при выклинивании жестких пород основания на отдельных участках сооружения, при значительной асимметрии створа и т. д.

В практике проектирования и строительства арочных плотин применяются следующие конструктивные и технологические мероприятия, позволяющие улучшить их напряженное состояние: придание симметричного и плавного очертания оболочке плотины, обеспечивающего наиболее «спокойный» характер напряжений в плотине; придание плотине (арочным и консольным элементам) безмоментного очертания, позволяющего избежать возникновения растягивающих напряжений; местное изменение толщин арочной плотины, например утолщение арок в пятах, некоторое утоньшение нижней части консоли и др.; применение различных конструктив-

ных швов в плотине; изменение жесткости основания за счет цементации, устройства жестких опор и др.

Рассмотрим дополнительно некоторые из указанных мероприятий.

Устройство конструктивных швов в арочной плотине позволяет добиться улучшения ее напряженного состояния за счет перераспределения усилий в оболочке плотины. С этой целью применяют следующие виды швов: контурные швы, швы на отдельных участках контура сопряжения плотины с основанием, швы-надрезы и швы-разрезы.

Контурный шов, устраиваемый по всему контуру опирания плотины, может выполняться в двух видах: как шов, обеспечивающий деформацию поворота (работающий как шарнир), или как шов — ослабленное сечение (в расчетном отношении не воспринимающий растягивающих напряжений), в котором под действием нагрузки могут возникнуть трещины. В первом случае поверхность шва покрывается битумной или графитовой смазкой, во втором — шов оборудуется цементационной арматурой, позволяющей восстанавливать монолитность сооружения.

Шов может выполнять комбинированное назначение: в первоначальный период (наполнение водохранилища) шов обеспечивает перемещения плотины «ее приспособление к нагрузке», в последующем шов цементируется. Цементация в этом случае обычно производится в пределах низового участка шва; небольшой участок шва со стороны верхнего бьефа до внутренней противофильтрационной шпонки остается незацементированным, выполняя в последующем роль шва-надреза.

Применение контурного шва в плотине позволяет: обеспечить симметричное и плавное сопряжение плотины с опорным массивом; осуществить перераспределение напряжений в плотине (см. § 12.4) и избежать возникновения растягивающих напряжений на контакте плотины с основанием, что важно для работы противофильтрационной завесы; уменьшить и более равномерно распределить усилия, передаваемые на основание за счет уширения опорной подошвы фундаментной части (седла) плотины. Примеры сооружений с контурным швом показаны на рис. 12.10, 12.33 и др.

На рис. 12.35 приведена конструкция контурного шва плотины Люмией ($H = 136,3$ м).

Швы-надрезы устраивают обычно в нижней части контура опирания плотины с верховой ее стороны. Швы-надрезы осуществляют промежуточную схему опирания плотины между упругим защемлением и сквозным периметральным швом. Они выполняют те же функции, что и контурный шов в части регулирования напряженного состояния плотины, и в то же время сохраняют монолитность сооружения, что, по-видимому, важно для работы плотины на сейсмические воздействия.

Швы-надрезы осуществлены в плотинах Лауза, Туль (рис. 12.36) и др.; шов-надрез намечался и в проекте Саяно-Шушенской плотины (см. рис. 12.5).

Швы-разрезы на гребне плотины выполняют сквозными; их нижняя граница располагается на плавной кривой, которая образует «ныряющий» гребень плотины. Указанные швы устроены на арочной плотине Куробе-4 (рис. 12.37) для снятия распорных усилий в верхних арках, опирающихся на слабом участке скалы. Подобное

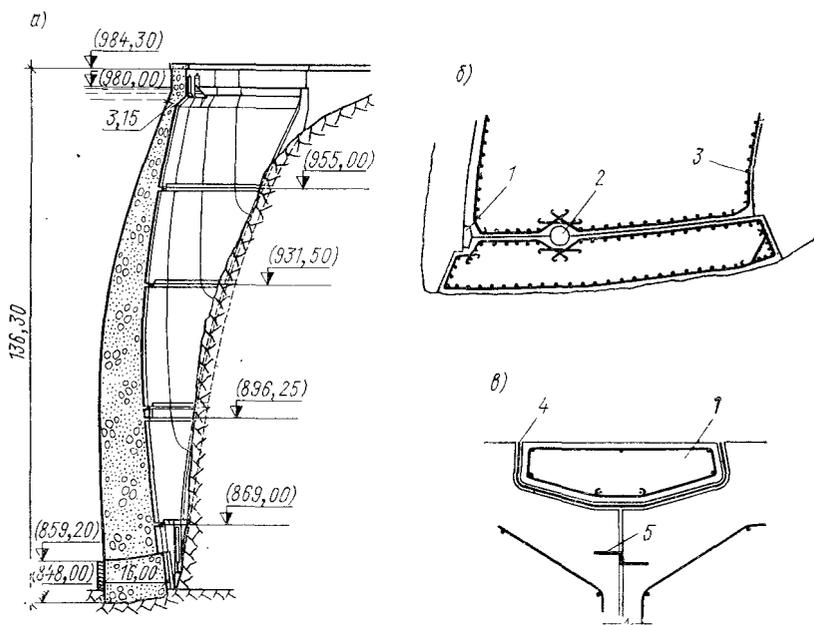


Рис. 12.35. Плотина Люмней высотой 136,3 м, $L/H=1,12$ (Италия):
а — поперечный разрез; *б* — контурный шов; *в* — деталь противофильтрационного уплотнения шва; 1 — железобетонный блок уплотнения; 2 — дренаж; 3 — арматура; 4 — противофильтрационный состав; 5 — медный лист толщиной 10 мм

решение рассматривалось и для Ингурской арочной плотины, в створе которой на верхних участках правобережного примыкания были обнаружены слабые породы скалы.

Интересно отметить, что исследования * показали целесообразность устройства швов-разрезов и при наличии жестких пачек пород на верхних участках примыкания. В этом случае, однако, более целесообразно применять швы-разрезы с упругими прослойками, деформативность которых обеспечивает снятие концентрации напряжений и использование в необходимом размере работоспособности указанного примыкания. Швы-разрезы с упругими прослойками позволяют также существенно снизить моменты и выровнять эпюру напряжений в пятовых сечениях арки, поэтому применение

* Гришин М. М., Орехов В. Г., Пыстогов В. И. Исследования совместной работы высоких бегошных плотин со скальным основанием. — Сб. трудов по гидротехнике и гидростроительству, 1970.

упругих прослоек из низко модульного материала может применяться как самостоятельное мероприятие для регулирования напряженного состояния арочных плотин.

Устройство швов на нижнем участке контура опираяния плотины применяется обычно в плотинах, сооружаемых в широких створах для загрузки ее арочных элементов. Такие швы, например, выполнены в плотине Шиффенен, Мулен-Рибу (см. рис. 12.11) и др. Аналогичное расположение шва принято в плотине Куробс-4 (см. рис. 12.37); его местоположение было обосновано специальными модельными исследованиями.

Характер работы швов в арочных плотинах, сооружаемых в широких створах, подробно проанализирован в § 12.4.

Имеются и другие предложения по конструктивным решениям арочных плотин, направленных на обеспечение их лучшего напряженного состояния. К ним относятся, например, плотина из трехшарнирных арочных поясов, опытная конструкция которой осуществлена в нижнем бьефе Ладжанурской плотины в качестве водобойной стенки, плотина, расчлененная горизонтальными швами на отдельные арочные пояса с шарнирными опорами [11], плотина рессорного типа и др.

Арочные плотины проектируются иногда с весьма малой толщиной. Толщина арочной плотины играет большую роль: чем она меньше, чем больше кривизна, тем лучше работает плотина как пространственная конструкция. Несмотря на малую толщину, арочные плотины даже при огромной высоте представляют вполне надежную упругую конструкцию. Испытания моделей плотин показывают, что разрушающие их нагрузки превышают нормальные эксплуатационные в несколько (3÷10) раз. Аварий подобий сооружений, вызванных именно арочной формой плотины, несмотря иногда на иск-

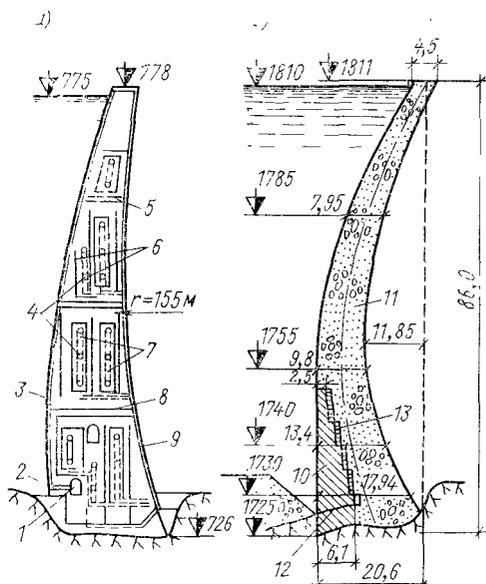


Рис. 12.36. Поперечные сечения плотин со швами-надрезами:

a — плотина Лауза (Франция) высотой 50 м, $L/H=5,7$; *б* — плотина Туль (Швейцария) высотой 86 м, $L/H=5,35$; 1 — смотровая галерея; 2 — незацементированный шов-надрез; 3 — медные шпонки; 4 — клапаны повторной цементации; 5 — воздухоотводящие каналы; 6 — желоба для цементации I очереди; 7 — система для повторной цементации; 8 — горизонтальные шпонки; 9 — шпонки из листового железа; 10 — плотина I очереди; 11 — плотина II очереди; 12 — горизонтальный шов-надрез (оборудован устройством для его цементации); 13 — раздельный шов, заделанный методом восходящего раствора

лючительно смелые формы, не зарегистрировано. Было три случая разрушений невысоких арочных плотин (15–18 м) в США в 20-х годах XX в., но причинами их были или подмыв берегов сбросными водами, или неудовлетворительные геологические условия в створе. Причиной аварии плотины Мальпассе во Франции в 1959 г. явилась также недостаточная надежность левобережного примыкания плотины.

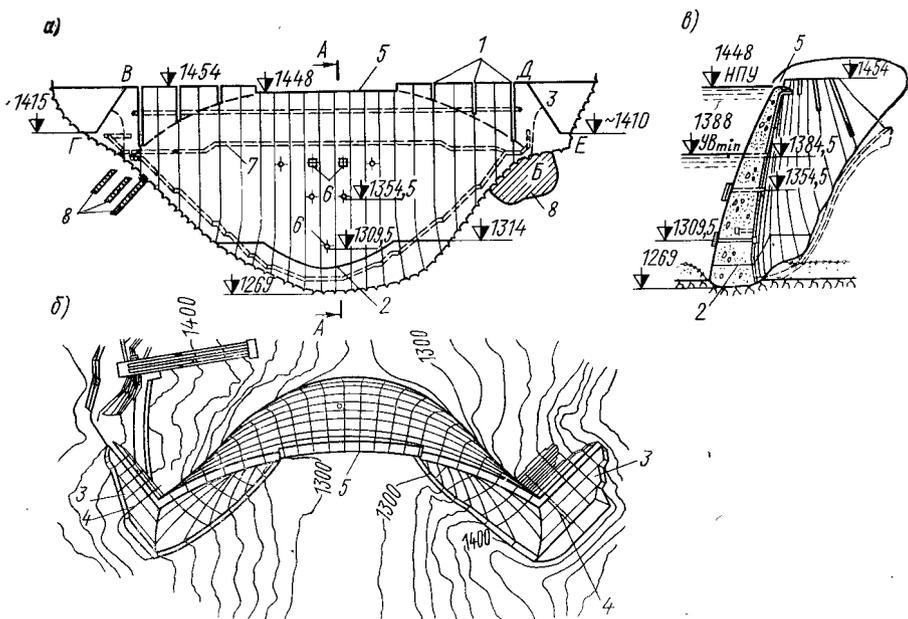


Рис. 12.37. Плотина Куробе-4 высотой 186 м (Япония):

а — вид с нижнего бьефа; *б* — план; *в* — разрез по А—А; 1 — вертикальные швы-разрезы (впоследствии заполненные раствором при отметке уровня воды в верхнем бьефе ~ 1400 м); 2 — частичный контурный шов (зацементирован при отметке уровня воды в верхнем бьефе ~ 1380 м, незацементирован участок $l=50$ см от напорной грани до уплотнения); 3 — береговые гравитационные открылки; 4 — конструктивные швы между плотиной и открылками; 5 — водослив; 6 — временные (строительные) водосбросные отверстия; 7 — водоспуски; 8 — зоны нарушений, укрепленных в процессе строительства

Арочные плотины обладают очень высокими запасами прочности, более высокими, чем другие типы плотин, и способны переносить большие случайные перегрузки: так, плотина Корфино высотой 40 м при толщине понизу 7 м (т. е. 0,18 H) перенесла сильное землетрясение без всяких повреждений; плотина Понтезей (Италия) при затоплении подверглась двукратной перегрузке также без каких-либо повреждений.

О большой надежности арочных плотин свидетельствует и известная катастрофа на водохранилище Вайонт в 1963 г. В результате обрушения в верхнем бьефе огромного оползня (около 300 млн. m^3) произошло выплескивание воды из водохранилища и образование волны с высотой примерно 70 м над гребнем плотины.

Плотина выдержала возникшую при этом перегрузку, несмотря на то, что она является очень тонкой (см. рис. 12.7), произошло лишь незначительное повреждение гребня плотины у левого берега.

§ 12.7. КОНСТРУКЦИИ АРОЧНЫХ ПЛОТИН

Материал. Наиболее распространенный материал арочных плотин — бетон. По своим качествам он должен удовлетворять тем же требованиям, что и бетон для массивных плотин; большую роль здесь играет прочность.

В современных арочных плотинах допускают весьма высокие напряжения: сжимающие до $10 \div 13$ МПа ($100 \div 130$ кг/см²), растягивающие до $2,5 \div 3,0$ МПа ($25 \div 30$ кг/см²).

Соответственно в арочных плотинах применяют более высокие марки бетона, чем в гравитационных — 250, 300 и более.

Гребень и грани глухих плотин. Толщина арочных плотин сверху обычно очень мала — от 1,5 до $2 \div 4$ м, поэтому устройство дороги по плотине требует специального уширения обычно балочно-консольного типа (см. рис. 12.32, б).

Напорная грань в целях повышения ее водонепроницаемости иногда покрывается торкретом или окрашивается битумом; низовая грань большей частью никаких облицовок не имеет.

В суровых климатических условиях с целью защиты плотины от неблагоприятных воздействий температуры наружного воздуха с низовой стороны ее устраивается теплоизоляционная стенка. В Норвежских арочных плотинах Слеттедален и Юванн утепляющие стенки выполнены из сборных железобетонных плит толщиной 12 см, закрепленных на специальных выступах на расстоянии 80 см от низовой грани плотины.

Армирование арочных плотин. Арочные плотины обычно выполняются бетонными, железобетонными и сильно армированными; арочные плотины строятся редко. Даже в очень тонкой арочной плотине Гаж, в которой сжимающие напряжения имеют уровень порядка 10 МПа (100 кг/см²), а растягивающие — до 8 МПа (80 кг/см²), арматура поставлена лишь в местах, где растягивающие напряжения превосходят 2 МПа (20 кг/см²).

В бетонных арочных плотинах арматуру ставят лишь там, где могут возникнуть большие местные напряжения за счет их концентраций (у смотровых, водосбросных и других отверстий и галерей, в местах перелома профиля, в устьях несквозных швов и т. п.). Армирование производится также у наружных поверхностей плотины, для ограничения температурных трещин (в виде сетки, например, 10×10 см \varnothing 4 мм или 50×50 см \varnothing 16 мм), у поверхностей конструктивных швов, например контурных (см. рис. 12.35), в верхних арках плотины для восприятия напряжений при сейсме, у подошвы плотины на отдельных участках, где выклиниваются ослабленные прослойки или трещины и т. п.

Расход арматуры в арочных плотинах обычно не превышает 4—5 кг на 1 м³ бетона, иногда достигает $10 \div 14$ кг/см² и больше.

Устройство водосбросов в арочных плотинах. Водосливы в теле арочной плотины являются более экономичным решением, чем водосбросы в берегах.

Вследствие особенностей профиля арочных плотин образование правильной криволинейной водосливной поверхности на них потребовало бы значительного утолщения арок. В плотинах значительной толщины удается иногда при малых расходах воды образовать водосливную грань без дополнительных затрат бетона. На некоторых арочных плотинах водосливная грань выполнена в виде водосливной плиты, пристроенной со стороны нижнего бьефа или в виде быстротока — трамплина (рис. 12.38, в).

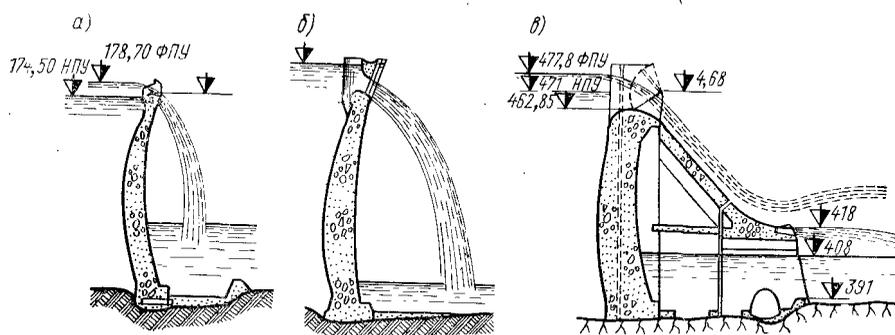


Рис. 12.38. Водосливные плотины Португалии:

а — плотина Бусап, $H=65$ м; б — плотина Саламонди, $H=78$ м; в — плотина Пикоти, $H=95$ м

Более целесообразно в арочных плотинах устройство водосливов по принципу свободно падающих струй (см. гл. 2). При этом оголовку водослива придается своеобразная форма (рис. 12.38, а) для отброса струи от плотины. Толщина переливающегося слоя на водосливе ограничивается $2 \div 4$ м. На ряде плотин вместо водосливных применяют погруженные отверстия на небольшой глубине от НПУ (рис. 12.38, б), что обеспечивает их большую пропускную способность и позволяет избежать устройства мостов через водослив. Основание плотины в месте падения струй укрепляется, если нужно, бетоном (см. рис. 12.38, а) или за плотиной создается успокоительный бассейн, как это сделано на плотине Ладжанури (см. рис. 12.3).

Устройство глубинных отверстий водоспусков в арочных, тонких и сильно напряженных плотинах требует сильного армирования бетона вокруг труб водоспуска. На практике оно применяется довольно часто (см., например, рис. 12.4), как и устройство водозабора для гидроэлектростанций. При этом затворы большей частью располагаются на низовой стороне плотины, а со стороны верхнего бьефа ставится только решетка; для водоприемников ГЭС возможны, однако, и иные решения [11].

Примыкание арочных плотин к основанию. Арочная плотина непосредственно сопрягается со скалой в случае осуществления ее упругого защемления в основании, либо опирается на специальный фундамент в случае устройства контурного шва в плотине.

Сопряжение плотины со скалой в горизонтальных сечениях выполняется обычно по радиальным плоскостям (рис. 12.39, *а*) в виде плоской пяты. Такие пяты хорошо соответствуют исходной расчетной схеме арок, достаточно полно вовлекают в работу «на глубинный сдвиг» скальный массив основания и при благоприятной врезке плотины (рис. 12.39, *б*) требуют минимального объема скальной выемки.

Однако при подходе арок к горизонталям под более острым углом (рис. 12.39, *а*) устройство радиальных пят арок, особенно при толстых арках, приводит к большим скальным выемкам. В этом случае применяется ступенчатое очертание пят арок (рис. 12.39, *в*), в которых отдельные ступени устраиваются по радиальным направлениям или перпендикулярно оси арки.

С целью уменьшения концентраций напряжений, возникающих обычно на отдельных ступенях, применяют и другие более плавные очертания пятовых сечений арки (рис. 12.39, *г*, *д*, *е*).

В вертикальных сечениях сопряжения плотины с основанием рекомендуется выполнять с учетом рельефа местности по плавной линии (см. рис. 12.4, 12.5 и др.) обычно горизонтальной или с небольшим наклоном в сторону верхнего бьефа.

При устройстве контурного шва (или шва на участке контура сопряжения) арочная плотина опирается на специальную фундаментную подушку («седло»). Сопряжение «седла» со скалой осуществляется по вышеуказанным схемам.

Очертание контурного шва стремятся выполнить круговым нормально к равнодействующему усилию в шве (см. рис. 12.28, *а*). На практике указанное очертание не всегда выдерживается и иногда выполняется полигональным, могут быть и иные конструктивные решения шва (см. рис. 12.11).

Сопряжение плотины с пробкой или устоями при наличии контурного шва устраивается аналогичным способом.

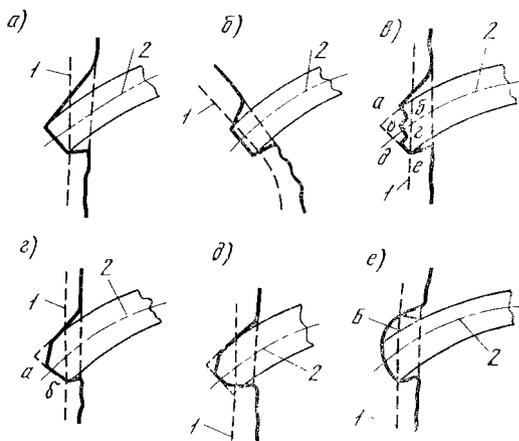


Рис. 12.39. Очертания пят арок:

а и *б* — радиальные; *в* — ступенчатое; *г* — со срезкой верхнего угла; *д* — полигональное; *е* — криволинейное; 1 — граница здоровой скалы; 2 — ось арки

Пробки, устои и береговые открылки. Пробки, располагаемые в нижней суженной части ущелья, обычно представляют собой массивные конструкции по отношению к перекрываемому пролету (см. рис. 12.10, г) и работают как «клинья», воспринимая непосредственно нагрузку со стороны верхнего бьефа и усилия от плотины.

Устои устраивают на верхних отметках долины в местах ее уширения. Выполняют их чаще всего в виде массивных гравитационных стенок с углощением в сторону берега (см. рис. 12.13, б). Статический расчет устоев, воспринимающих давление воды на их напорную грань и усилия от верхних колен арочной плотины, аналогичен расчету гравитационных плотин (см. гл. 8, 10).

Для облегчения статической работы устоев часто с верховой их стороны устраивают открылки, которые защищают устои от непосредственного воздействия воды; иногда для увеличения их устойчивости против сдвига устои заанкериваются в основание (как это выполнено, например, в плотинах Мареж, Гаж и др.).

Устои и береговые открылки могут иметь весьма различные формы (рис. 12.40) в зависимости от топографических и геологических условий створа.

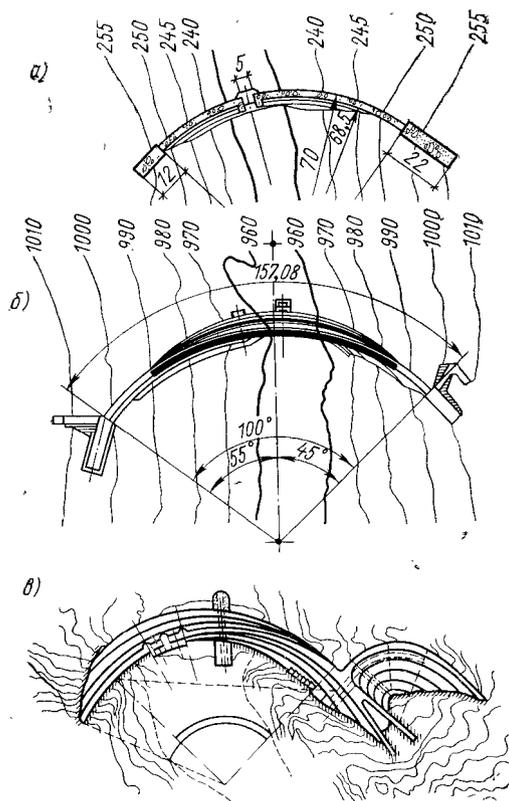


Рис. 12.40. Арочные плотины с береговыми устоями:

а — плотина Рукарье; б — плотина Палис (Франция); в — плотина Санта-Лючия (Португалия)

Береговые открылки отделяются от устоев конструктивными швами (см. рис. 12.37).

Дренаж плотины. Фильтрационное давление в теле арочной плотины почти никакого значения для ее устойчивости и прочности не имеет, поэтому дренаж плотины, по существу, не нужен. Однако в некоторых особенно толстых плотинах его устраивают, что может быть объяснено главным образом климатическими условиями — защитой тела плотины от возможного разрушения бетона при промерзании. Устройство дренажа в арочной плотине ничем не отлича-

ется от устройства его в гравитационных плотинах (см. рис. 12.5, 12.6 и др.). Отличие заключается лишь в более близком расположении дренажных скважин от напорной поверхности сооружения и меньшим их диаметром (6÷15 см).

Эксплуатационные коммуникации. Для нормальной эксплуатации арочной плотины в теле ее и в берегах устраивают: смотровые галереи (потерны), шахты для контрольно-измерительной аппаратуры и лифтов, консольные служебные мостики на низовой грани плотины.

Смотровые галереи располагаются через 15÷40 м по высоте (см. рис. 12.4, 12.5 и др.) и обычно совмещаются с дренажными. Из смотровых галерей нередко устраивают выходы на консольные служебные мостики (см. рис. 12.4). В тонких арочных плотинах обычно ограничиваются устройством одних служебных мостиков (см. рис. 12.3).

Швы арочных плотин. Для избежания трещин от температурно-усадочных явлений арочная плотина в период постройки разделяется на блоки сплошными поперечными (радиальными), вертикальными или примерно вертикальными строительными швами, которые для придания плотине нужной монолитности заделываются при возможно низкой температуре кладки. В этих целях применяют иногда искусственное охлаждение кладки. Расстояние между строительными швами делается обычно не более 15 м (в отдельных случаях несколько больше), иногда это расстояние принимают 7÷10 м.

Швы по способу их заделки бывают двух типов: бетонированные и цементированные. Бетонированные швы имеют значительную ширину — от 0,7 до 1,2 м (рис. 12.41, а); они заполняются особо плотным бетоном после достаточного охлаждения блоков. Цементированные швы, чаще применяемые, имеют небольшую ширину, определяемую расхождением блоков в результате их остывания (рис. 12.41, б). Они имеют конструкцию, аналогичную швам массивных плотин, часто со штрабами; уплотнения в виде металлических листов имеются со стороны обеих граней плотины, причем уплотнение у напорной грани усиливается иногда асфальтовой шпонкой. При бетонировании плотины в швах закладывают перфорированные трубы или трубы со специальными тарельчатыми выпускными для последующего нагнетания цемента под давлением при замоноличивании швов.

Достоинство цементированных швов состоит в том, что при нагнетании цемента под большим давлением можно дать аркам предварительное обжатие, которое уменьшает растягивающие напряжения в плотине во время эксплуатации. Недостаток их — отсутствие уверенности в качестве цементации шва, имеющего узкое раскрытие.

Иногда применяют комбинированные швы, которые бетонировывают (ширина 1÷1,5 м), а затем и цементировывают, объединяя преимущества бетонированных и цементированных швов (рис. 12.41, в).

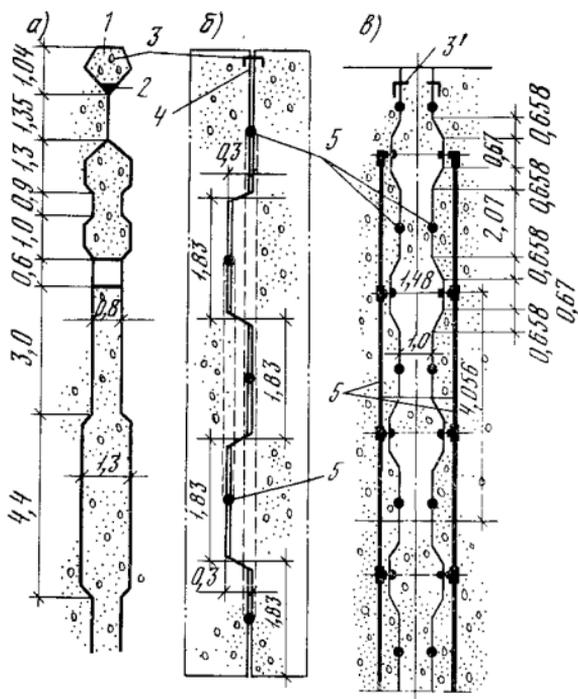


Рис. 12.41. Строительные швы арочных плотин:

a — бетонированный; *б* — цементированный; *в* — комбинированный; 1 — железобетонная шпонка; 2 — битумная уплотняющая масса; 3 — металлическое уплотнение; 4 — асфальтовое уплотнение; 5 — инъекционные трубы

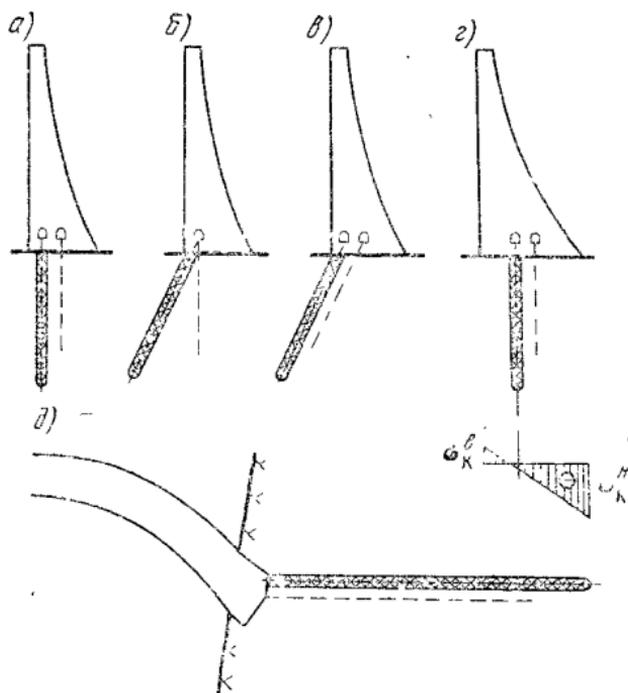


Рис. 12.42. Схемы расположения цементационных и дренажных завес:

а — вертикальные завесы; *б* — цементационная завеса наклонена в сторону верхнего бьефа; *в* — наклонные завесы; *г* — схема расположения завес при наличии растяжения в контактном шве у верховой грани; *д* — схема расположения завес в береговом примыкании

При значительной толщине арочной плотины, помимо радиальных, устраивают и продольные швы, обычно в нижней уширенной части профиля плотины (см. рис. 12.4).

Конструктивные (постоянные) швы описаны выше (см. § 12.6).

Сопряжение плотины с основанием. К основанию арочных плотин предъявляются более высокие требования, чем в случае гравитационных плотин, что объясняется высоким уровнем напряжений, передаваемых от сооружения на основание, большими градиентами фильтрации, вследствие малой толщины плотины и т. д. Поэтому примыкание плотины к основанию выполняется с особой тщательностью, с проведением комплекса укрепительных и противофильтрационных работ [11].

Для обеспечения прочности основания в зоне примыкания плотины в зависимости от качества скального массива предусматривают: удаление верхнего слабого слоя скалы; устройство укрепительной цементации скалы и контакта бетона со скалой и проведение специальных мероприятий в виде расчистки и заполнения бетоном крупных трещин и полостей; устройство в слабой скале специальных конструкций (стенок, контрфорсов) для передачи нагрузки от плотины на прочные зоны породы, анкеровку недостаточно устойчивых и прочных массивов скалы, защиту склонов скалы слоем бетона и т. д.

Укрепительная цементация скалы производится под подошвой плотины на глубину 10–30 м (иногда и больше) в зависимости от прочностных и деформативных характеристик скального массива (см. рис. 12.4).

Специальные укрепительные мероприятия выполнены на целом ряде арочных плотин, построенных в створах с недостаточно благоприятными геологическими условиями. Укрепительные мероприятия в основании Ингурской арочной плотины показаны на рис. 12.4.

Противофильтрационные мероприятия выполняются в виде цементационных и дренажных завес. Цементационные и дренажные завесы устраиваются как в основании плотины, так и в береговых ее примыканиях. В основании плотины завесы выполняются вертикальными или несколько наклоненными в сторону верхнего бьефа (рис. 12.42, а, б, в). Последнее расположение более предпочтительно, так как в этом случае уменьшается область фильтрации непосредственно под плотинной и несколько увеличивается устойчивость основания.

Соответственно для береговых участков предпочтительнее разворот их в сторону верхнего бьефа, что особенно важно для устойчивости береговых примыканий плотины (рис. 12.42, д). При расположении цементационной завесы под подошвой плотины следует учитывать характер распределения напряжений на контакте плотины с основанием (рис. 12.42, з) и избегать расположения ее в зоне разуплотнения скалы (при наличии растягивающих напряжений в плотине), так как в этом случае может произойти разрыв завесы и увеличение фильтрации. Если имеется опасность появления в кон-

тактом шве растягивающих напряжений, то в этом случае необходимо несколько переместить ее в сторону нижнего бьефа в область сжимающих напряжений (рис. 12.42, *з*) или устроить вблизи основания в плотине шов или шов-надрез, как это указывалось в § 12.4.

Размеры цементационной завесы устанавливают в зависимости от свойств скальной породы, ее трещиноватости (см. гл. 10).

Цементационную и дренажную завесы выполняют обычно (особенно при крутых бортах долины) из цементационных и дренажных галерей, устраиваемых в берегах долины.

В некоторых случаях цементационные и дренажные завесы выполняют из одних галерей (рис. 12.42, *б*).

Б. ПЛОТИНЫ ИЗ ГРУНТОВЫХ МАТЕРИАЛОВ

Грунтовые плотины — самый древний тип искусственных подпорных сооружений. В Египте, Индии, Перу и других странах простейшие грунтовые плотины строились за несколько тысяч лет до нашей эры. В России в документах XIII в. о грунтовых плотинах упоминается как об обычных распространенных сооружениях. Существующая и поныне Змеиногорская плотина высотой 18 м, построенная в 1780 г. Фроловым К. Д., говорит о высоком совершенстве строительства подобных сооружений в XVIII в.

В XIX в. в качестве материала для тела плотин получили распространение не только мелкозернистые грунты, но и применяли отсыпку или наброску предварительно разрыхленного взрывным способом скального грунта. Высота грунтовых плотин достигала 50 м.

В XX в. грунтовые плотины получили наибольшее распространение, особенно в 50—60-х годах. Высота некоторых плотин достигла в настоящее время 300 м, объема грунта ~ 130 млн. м³. Грунтовые плотины — наиболее распространенный тип плотин, что объясняется бурным развитием техники ведения земельно-скальных работ, возможностью полной механизации всего технологического процесса по возведению плотины от разработки грунта в карьере до укладки его в тело плотины, широким разнообразием конструкций плотин, которые позволяют использовать для тела плотины практически любые грунты, находящиеся вблизи створа. Кроме того, грунтовые плотины предъявляют меньшие требования к деформируемости основания, чем плотины других типов. Их строят даже на очень слабых илистых основаниях.

Грунтовые плотины можно классифицировать по используемым материалам на *земляные*, в которых основной объем тела плотины (более 50%) выполняется из мелкозернистых глинистых, песчаных или песчано-гравелистых грунтов; *каменно-земляные*, в которых основной объем тела плотины выполняется из крупнозернистых гравийно-галечниковых грунтов или горной массы скального (иногда полускального) грунта, а противифльтрационное устройство выполняется из мелкозернистого грунта; *каменные*, в которых основное тело плотины, как и в случае каменно-земляных плотин, выполняется из крупнозернистого материала, а противифльтрационное устройство, если оно требуется, из негрунтовых материалов.

Все эти плотины имеют трапециевидное поперечное сечение с прямолинейным или ломаным очертанием *верхового* и *низового* откосов. Тангенс угла наклона откоса к горизонту называется *уклоном откоса* $\operatorname{tg} \alpha = 1 : m$, а $m = \operatorname{ctg} \alpha$ — *заложение откоса*.

Самая верхняя кромка откоса называется его *бровкой*, а нижняя — *подошвой* откоса.

Горизонтальные или слабонаклонные участки поверхности откосов называют *бермами*.

По конструкции плотины делят на *однородные* (рис. Б.1, а), возводимые без специальных противофильтрационных элементов, и *неоднородные* (рис. Б.1, б, в, г, д, е), тело которых состоит из двух или нескольких видов грунтов. Неоднородные плотины в свою очередь делятся по расположению противофильтрационного грунтового устройства на плотины с *центральной ядром* (рис. Б.1, б), когда противофильтрационное устройство из мелкозернистого грунта располагается строго по оси плотины; с *наклонным ядром* (рис. Б.1, в), когда низовая грань противофильтрационного устройства наклонена к горизонту под острым углом β , но угол наклона β

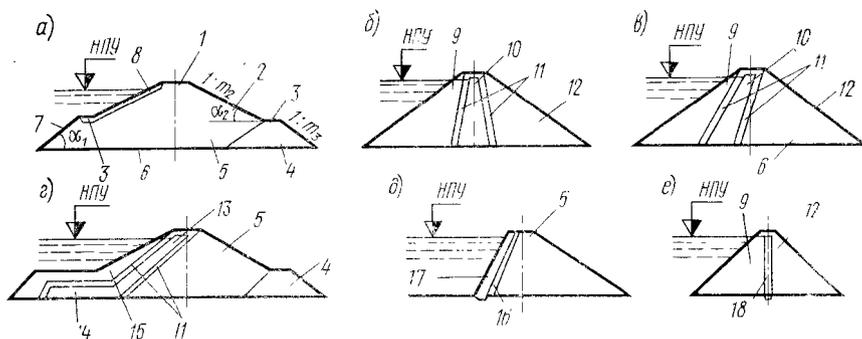


Рис. Б.1. Типы плотин:

1 — гребень плотины; 2 — низовой откос; 3 — берма; 4 — дренажная призма; 5 — грунтовая призма; 6 — подошва плотины; 7 — верховой откос; 8 — крепление верхового откоса; 9 — верховая упорная призма; 10 — ядро; 11 — переходные зоны; 12 — низовая упорная призма; 13 — грунтовый экран; 14 — понур; 15 — пригрузка; 16 — подготовка под негрунтовым экраном; 17 — негрунтовый экран; 18 — диафрагма

больше угла естественного откоса крупнозернистого грунта; с *экраном*, когда β меньше или равно углу естественного откоса крупнозернистого грунта (рис. Б.1, г).

Если противофильтрационное устройство выполняется из негрунтового материала (бетон, асфальтобетон, сталь, дерево и т. д.), то по его положению в теле плотины различают *экран* (рис. Б.1, д), расположенный со стороны верхового откоса, и *диафрагму* (рис. Б.1, е), расположенную по оси плотины.

По методам производства работ плотины бывают насыпные, намывные, набросные, взрывонабросные, из сухой кладки камня. Могут иметь место и комбинации видов производства работ по плотине.

Насыпные плотины различают: с механическим уплотнением грунта, возводимые послойной отсыпкой с укаткой или трамбованием слоев; возводимые отсыпкой грунта в воду без механического уплотнения; отсыпкой большими слоями (10÷50 м) насухо или с уплотнением струей воды из гидромонитора.

По высоте плотины иногда подразделяют на низкие, высотой менее 30 м; средние ($30 \leq H \leq 75$ м); высокие ($75 < H \leq 125$ м), сверхвысокие ($H > 125$ м).

Грунтовые плотины подразделяют и по условиям пропуска строительных и эксплуатационных расходов воды на глухие, фильтрующие и переливные. Глухие грунтовые плотины — это такие плотины, фильтрационный расход через которые мал в сравнении со строительными и эксплуатационными водосбросными расходами. Водосбросные сооружения при этом могут быть береговыми или пересекать тело плотины в виде галерей. Фильтрующие — это плотины, фильтрационный расход через которые соизмерим с расходами воды, подлежащими сбросу через водосбросные сооружения. Этот тип плотин может выполняться из камня (горной массы) без специальных противофильтрационных устройств.

Переливные плотины — плотины, на гребне и откосах которых располагаются безнапорные водосбросные сооружения для пропуска строительных или эксплуатационных расходов.

ГРУНТ КАК МАТЕРИАЛ ТЕЛА ПЛОТИНЫ

При проектировании грунтовых плотин важно знать свойства применяемого материала. Грунты обладают очень разнообразными и часто весьма специфическими свойствами, которые подробно рассматриваются в курсе «Механика грунтов» [96]. В настоящей главе обращается внимание на те основные свойства различных грунтов, которые учитывают при проектировании грунтовых плотин или которые по тем или иным причинам не рассмотрены в учебных пособиях по механике грунтов, но необходимы при проектировании.

§ 13.1. ОСНОВНЫЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТА *

Зерновой состав. Грунты представляют собой совокупность твердых частиц, пространство между которыми бывает полностью или частично заполнено водой, и не обладающих связностью или со связностью несоизмеримо малой в сравнении с прочностью самих частиц. Одной из основных характеристик грунта является его зерновой состав, который во многом определяет свойства грунтов.

Нижние границы зерновых составов и названия отдельных фракций по их размерам приведены на рис. 13.1. На эту классификацию грунтов влияет состояние поверхности частиц.

Если крупнозернистые частицы имеют окатанную поверхность, то их называют гравийными, галечниковыми и валунными.

Часто тело плотины или противофильтрационные элементы выполняют из разнозернистых (скелетных) грунтов, представленных смесью мелкозернистых и крупнозернистых фракций. Нижняя граница таких грунтов по содержанию мелкозернистых фракций также показана на рис. 13.1.

Разнозернистость грунтов устанавливают коэффициентом неоднородности

$$\eta = d_{60}/d_{10}, \quad (13.1)$$

где d_{60} и d_{10} — размеры зерен, мельче которых в грунте содержится соответственно 60 и 10% частиц по весу.

Принято считать, что если $\eta \leq 3$, то грунт практически однородный, в противном случае — неоднородный. Особенно большое значение имеет коэффициент неоднородности в сыпучих грунтах, которые при отсыпке могут расслаиваться. Расслоением часто пренебрегают, если $\eta \leq 10$.

Карьерные грунты намывных плотин, возведенных на Волге и Днепре, — однородные ($\eta = 2 \div 3$). Для возведения Мингечаурской

* В гл. 13, 14, 15 часто используются термины и понятия технической системы единиц, которая широко используется в механике грунтов и соответствующих СНиПах.

плотины (см. рис. 15.11) использовались гравийно-песчаные грунты с $\eta=22,0$. Галечниковые грунты и горная масса (рваный камень) упорных призм обычно имеют $\eta=100\div 200$ и более. Очень большим коэффициентом неоднородности обладают материалы конуса выноса и моренные грунты.

Для крупнозернистых грунтов часто используют понятие средневзвешенного размера частиц

$$d_{\text{ср.взв}} = \frac{\sum_1^n d_i \Delta p_i}{100}, \quad (13.2)$$

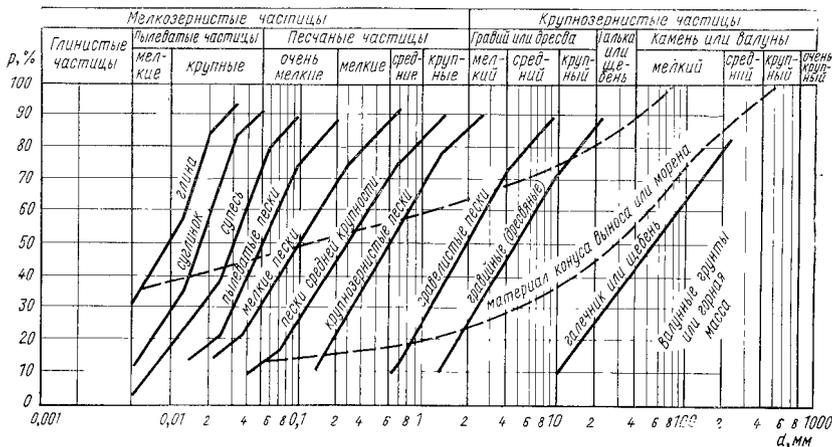


Рис. 13.1. Зерновые составы различных грунтов

где Δp_i — содержание фракций размером d_i , %. Часто $d_{\text{ср.взв}} \approx d_{50}$.

Грунты, которые в своем зерновом составе имеют глинистые частицы, называют глинистыми, к ним относят глины, суглинки и супеси.

Формы зерен влияют на многие свойства грунтов. В мелкозернистых грунтах форма влияет на взаимодействие минералов с водой и на плотность. В крупнозернистых грунтах — на пористость и прочность.

Одной из оценок формы частиц является соотношение характерных размеров частицы.

Количественно форму устанавливают только для крупнозернистых грунтов. Если $d_3 < d_2 < d_1$, то

$$k_{\text{форм}} = d_3/d_1 \quad (13.3)$$

где d_3 — минимальный характерный размер зерна; d_1 — максимальный характерный размер.

При $k_{\text{форм}}=1$ имеем форму, близкую к шару или кубу. Для использования в плотностроении предпочтение следует отдавать материалу с $k_{\text{форм}} > 0,3$.

Минералогический состав грунта в совокупности с зерновым составом и формой частиц главным образом определяет свойства грунтов.

Основные соединения, образующие минералы: кремнезем (SiO_2), глинозем (Al_2O_3), окись железа (Fe_2O_3), а также окислы MgO , CaO , Na_2O и K_2O .

Все фракции грунта по минералогическому составу делятся [96] на: обломки скальных пород — обычно крупнозернистые фракции ($d > 2$ мм); зерна минералов, ранее входивших в состав скальных пород, в настоящее время являющиеся результатом выветривания скальных пород. Фракции песка ($0,05 < d \leq 2$ мм) и пыли ($0,005 < d \leq 0,05$) обычно представлены кварцем, но могут встречаться и другие первичные минералы; вторичные минералы обычно образуют глинистые фракции. Они образовывались из первичных минералов при их измельчении и перенесении в новые термодинамические условия. В этих новых условиях меняется их химический состав и кристаллическая структура.

Вторичные минералы, образующие глинистые частицы, подразделяют на несколько групп: каолинитовые, галлуазитовые, монтмориллонитовые и др. Каждая из этих групп определяет специфику свойств частиц. Глинистый грунт содержит не только глинистые частицы, но и более крупные. Совокупность свойств глинистых, пылеватых и песчаных фракций с учетом их взаимодействия и процентного содержания определяет свойства глинистого грунта. Особенности групп вторичных минералов проявляются прежде всего в их взаимодействии с водой. К примеру, монтмориллонит в силу специфики своей структуры склонен к набуханию, а галлуазит характеризуется отсутствием впитывающей способности, если перед этим вода из него была удалена нагреванием; каолинит не склонен к набуханию.

В большинстве случаев глинистые частицы грунтов представлены смесью различных минералов (полиминеральные).

При исследовании свойств крупнозернистых грунтов их минералогический состав играет не менее важную роль, так как в основном определяет прочность частиц.

Пористость грунта — важнейшая исходная характеристика крупнозернистого грунта и одна из важнейших характеристик мелкозернистого.

Пористость — объем пор в единице объема грунта (в относительных единицах):

$$n = (\gamma_{уд} - \gamma_{ск}) / \gamma_{уд}, \quad (13.4)$$

где $\gamma_{уд}$ — удельный вес твердых частиц; $\gamma_{ск}$ — объемный вес скелета — вес твердых частиц в единице объема грунта.

Удельный вес твердых частиц грунта меняется в интервале $26,5 \div 27,7$ кН/м³ ($2,65 \div 2,77$ г/см³). При наличии в грунте окислов металлов удельный вес может значительно повыситься (до 35 кН/м³ и выше). Если в грунте имеются органические примеси, то удельный вес будет ниже указанных значений.

Часто используется коэффициент пористости (ϵ), равный отношению объема пор к объему твердых частиц (скелета) в единице объема:

$$\epsilon = \frac{n}{1-n} \quad \text{или} \quad \epsilon = (\gamma_{уд} - \gamma_{ск})/\gamma_{ск}. \quad (13.5)$$

Если $\epsilon \leq 0,5$, то грунт считается достаточно плотным, если $\epsilon \geq 1$, то грунт очень рыхлый.

Весовая влажность — отношение веса воды в порах единичного объема грунта к весу твердых частиц этого объема ($\gamma_{ск}$):

$$W = (Q_w/Q_{ск}) 100 = (\gamma_0/\gamma_{ск}) 100\%, \quad (13.6)$$

где Q_w — вес воды в единице объема грунта.

Если грунт полностью насыщен водой, то

$$Q_w = \gamma_0 n = \gamma_0 \frac{\epsilon}{1+\epsilon}$$

и

$$W = W_n = \frac{\gamma_0 \epsilon}{(1+\epsilon) \gamma_{ск}} = \frac{\gamma_0 \epsilon}{\gamma_{уд}}, \quad (13.7)$$

где γ_0 — вес единицы объема воды.

Коэффициент водонасыщения определяет степень заполнения пор грунта водой

$$G = W/W_n = W \gamma_{уд}/\epsilon \gamma_0. \quad (13.8)$$

При $G=0$ грунт — однофазный, хотя содержатся твердая и газообразная фазы, но в отсутствие воды газообразная фаза очень мало влияет на свойства грунта.

При $G=1$ грунт — двухфазный, так как содержится твердая фаза и вода. Во всех остальных случаях грунт трехфазный. В практике инженерных расчетов грунт можно считать квазиоднофазным, если конечное значение G после приложения нагрузки меньше $0,7 \div 0,8$.

Объемный вес грунта равен объемному весу скелета вместе с весом воды в единице объема

$$\gamma = \gamma_{ск}(1+W). \quad (13.9)$$

Вода в порах глинистого грунта находится в различных состояниях по отношению к скелету: свободная вода с физическими свойствами, обычными для воды; связанная вода, молекулы которой притягиваются к частицам грунта и удерживаются ими с силой, значительно превосходящей по интенсивности силу тяжести [96]. Связанная вода образует сплошную пленку вокруг частиц и поэтому ее называют часто пленочной.

В свободной воде выделяют гравитационную, на которую действуют только силы тяжести, и капиллярную, на которую действуют кроме сил тяжести и капиллярные силы.

Связанная вода в грунте отличается по своим свойствам от обычной (меняется температура кипения и замерзания, теплоемкость и т. д.).

Связную воду можно отжать из грунта при давлениях в несколько десятков и даже сотен МПа с одновременным подъемом температуры.

Отличие свойств связной воды от свободной проявляется, к примеру, в пониженной растворяющей способности. Связная вода затрудняет фильтрацию, уменьшая сечение пор грунта.

Связная вода в большой степени влияет на сжимаемость грунта, уменьшая ее. Реологические свойства мелкозернистых грунтов во многом объясняются повышенной вязкостью связной воды.

Пористость грунта, абсолютная величина, в большинстве случаев не всегда характеризует плотность сложения грунта. Для песчаных и крупнозернистых грунтов используют коэффициент относительной плотности (I_D):

$$I_D = \frac{\epsilon_{\max} - \epsilon}{\epsilon_{\max} - \epsilon_{\min}}, \quad (13.10)$$

где ϵ_{\max} , ϵ_{\min} — коэффициенты пористости соответственно предельно рыхлого и предельно плотного сложения; ϵ — действительное значение коэффициента пористости.

Для высоких плотин обычно требуют, чтобы плотность укладки крупнозернистого (крупнообломочного) грунта соответствовала $I_D \geq 0,9$. Укладку песка считают плотной, если $I_D = 0,66 \div 1$.

По абсолютной величине объемный вес скелета крупнозернистых грунтов достигает больших величин. Гравийно-галечниковый грунт в зависимости от зернового состава может иметь $\gamma_{ск}$ от 21 кН/м³ до 23 кН/м³ при содержании фракции $d < 5$ мм соответственно в количестве 20 и 30 %.

Горная масса в зависимости от раззернистости может иметь более широкий диапазон плотностей (от 18 до 22 кН/м³).

При укладке глинистого грунта с крупнозернистыми включениями (материал конуса выноса) $\gamma_{ск}$ может достигать величин 23 ÷ 24 кН/м³. Иногда такой материал называют глинобетоном. В нем наблюдается резкое снижение общей пористости грунтов за счет того, что поры крупнозернистого грунта заняты глинистым грунтом.

При укладке глинистых (связных) грунтов допустимая плотность укладки связывается с понятием оптимальной влажности (см. § 15.1). Плотность, деформируемость, прочность зависят от консистенции глинистых грунтов.

Консистенция грунтов численно характеризуется влажностью, связанной с условными проявлениями определенных свойств грунтов при условных стандартных испытаниях. По предложению К. Терцаги обычно различают следующие формы консистенции грунтов: твердую, пластичную, текучую.

Влажность на границе перехода консистенций из одной в другую называют границей консистенций или пределами Аттерберга. Влажность перехода из твердой консистенции в пластичную называют пределом раскатывания (W_p), а влажность перехода из пла-

стичной консистенции в текучую — пределом текучести (W_T). Разница между пределами текучести и раскатывания называется числом пластичности ($W_{пл}$):

$$W_{пл} = W_T - W_p. \quad (13.11)$$

Число пластичности помогает определить наименование глинистого грунта в дополнение к зерновому составу: если $W_{пл} > 17$ — глины, если $7 \leq W_{пл} \leq 17$ — суглинки и $W_{пл} < 7$ — супеси.

Для песчаных и крупнозернистых грунтов понятия консистенции не существует ($W_{пл} = 0$).

Теплофизические характеристики мерзлых и талых грунтов необходимы при расчете термического режима плотины и основания, возводимой в суровых климатических условиях.

Обычно выделяют три теплофизические величины: коэффициент температуропроводности a , коэффициент теплопроводности λ , теплоемкость C .

Выделяют коэффициенты, соответствующие мерзлому (C_M) и талому (C_T) грунту (см. § 15.6). Все эти коэффициенты (СНиП II-Б.6—66) зависят от объемного веса и общей влажности (табл. 13.1).

Иногда для проведения расчетов требуется знать теплоемкость воды и льда.

Теплоемкость воды приблизительно равна 1 ккал/кг·град (4,2 кДж/кг·К) и льда ~ 0,5 ккал/кг·град (2,1 кДж/кг·К). Теплоемкость воды и льда зависит от температуры, но измененне T от 0 (273 К) до 29°С (302 К) изменяет C воды не более чем на 1%. Теплоемкость льда в большей степени зависит от температуры (~ 10%) и 0,5 ккал/кг·град (2,1 кДж/кг·К) соответ-

Таблица 13.1

$\gamma_{ск}$		Коэффициент теплопроводности грунта, ккал/м·ч·град (Вт/м·К)						Объемная теплоемкость, ккал/м ³ ·град (кДж/м ³)	
		Пески		Супеси		Суглинки и глины			
г/см ³	кН/м ³	λ_T	λ_M	λ_T	λ_M	λ_T	λ_M		
1,2	12	0,4/0,466	0,52/0,605	—	—	—	—	285/1190	260/1085
1,4	14	0,571/0,664	—	—	—	—	—	330/1381	300/1260
1,4	14	—	—	0,92/1,07	1,16/1,35	0,72/0,837	1,0/1,163	490/2050	360/1510
1,6	16	0,75/0,872	0,91/1,06	—	—	—	—	380/1585	340/1423
1,8	18	—	—	1,51/1,76	1,93/2,24	1,33/1,548	1,66/1,935	740/3100	500/2100
2,0	20	1,76/2,037	2,2/2,56	1,4/1,63	1,5/1,74	—	—	590/2469	470/1967

Примечание. Коэффициент температуропроводности может быть найден по известным коэффициентам теплоемкости и теплопроводности $a = \lambda/C$.

вует $T = -3^\circ \text{C}$ (270 К). При $T = -29$ (244 К) имеем теплоемкость льда $C = 0,452$ ккал/кг·град (1,89 кДж/кг·К).

Мерзлый грунт деформируется по закону, близкому к линейно-упругому, но его упругие характеристики — модуль Юнга (E) и коэффициент Пуассона (ν) зависят не только от вида грунта, но и от температуры и нагрузки и меняются для песков при $\sigma = 2$ кг/см² от 3000 МПа (30 000 кг/см²) и $\nu = 0,13$ ($T = 272$ К) до 10 000 МПа (100 000 кг/см²) и $\nu = 0,11$ при $T = 268$ К. Мерзлый пылеватый грунт имеет характеристики, близкие к песку, а мерзлая глина значительно меньшие: $E = 800$ МПа (8000 кг/см²) и $\nu = 0,45$ при $T = 274$ К и $E = 2100$ МПа и $\nu = 0,3$ при $T = 265$ К.

§ 13.2. ВОДОПРОНИЦАЕМОСТЬ ГРУНТОВ

Водопроницаемость — одно из важнейших свойств грунтов, определяющих пригодность их для тела плотины, противофильтрационных устройств, дренажей и других конструктивных элементов. Фильтрация воды возможна через любой конструктивный элемент грунтовой плотины, равно как и в ее основании и берегах. Как известно, скорость фильтрации жидкости через грунт, являющийся пористой средой, в общем случае определяется уравнением

$$v = k_{\Phi} I^{1/m}, \quad (13.12)$$

где k_{Φ} — коэффициент фильтрации; I — градиент; величина m определяет режим фильтрационного потока и может изменяться в диапазоне $1 \leq m \leq 2$ в зависимости от крупности зерен d (или размеров пор) грунта и градиентов фильтрации I .

При $m = 1$ фильтрационный поток ламинарный, а формула (13.12) переходит в уравнение Дарси

$$v = k_{\Phi} I. \quad (13.13)$$

Такой режим фильтрации будет в мелкозернистых грунтах: глинистых, песчаных, песчано-гравелистых при любых градиентах фильтрации I .

При $m = 2$ фильтрационный поток — турбулентный:

$$v = k_{\Phi} \sqrt{I}. \quad (13.14)$$

Это область квадратичной фильтрации (гидравлические сопротивления пропорциональны квадрату скорости фильтрации), наблюдающейся в части крупнозернистых грунтов ($d_{ср.пзв} > 20$ мм) при достаточно больших градиентах $I > 0,10$. Для переходной области фильтрации $1 < m < 2$.

Примерные значения коэффициентов фильтрации k_{Φ} естественных грунтов в формуле (13.13) приведены в табл. 13.2.

Грунт	k_{ϕ} , см/с	Грунт	k_{ϕ} , см/с
Галечник без мелкозема или горная масса	1—10	Супесь	10 ⁻⁷ ÷ 10 ⁻⁴
Гравийный грунт	10 ⁻¹ ÷ 1	Суглинок	10 ⁻⁹ ÷ 10 ⁻⁷
Песок крупный	10 ⁻² ÷ 10 ⁻¹	Глина	10 ⁻⁹ ÷ 10 ⁻⁷
Песок мелкий	10 ⁻⁵ ÷ 10 ⁻²		

Для песчаных грунтов установлена зависимость коэффициентов фильтрации от величины d_{10} при $\eta < 10$

d_{10} , мм	0,02	0,05	0,08	0,1	0,2
k_{ϕ}	0,0008	0,005	0,013	0,025	0,08
		0,0038	0,010	0,016	0,06*

* В числителе даны значения k_{ϕ} при $\gamma_{ск} = 15 \div 16,5$ кН/м³, а в знаменателе — при $\gamma_{ск} = 18$ кН/м³.

Коэффициент фильтрации пыльных несвязных грунтов по М. П. Павичу будет, см/с:

$$k_{\phi} = \frac{4k_{\text{форм}}}{\nu} \sqrt{\eta} \cdot \frac{n^3}{(1-n)^2} d_{17}^2, \quad (13.15)$$

где форма частиц учитывается коэффициентом $k_{\text{форм}} = 1$ для песчаных и гравийных грунтов, $k_{\text{форм}} = 0,35 \div 0,40$ для щебенистых грунтов; ν — коэффициент кинематической вязкости воды (0,015 см²/с при +15°С); d_{17} — крупность частиц, см, меньше которых содержится в грунте 17% по весу; n — пористость.

Выше приведены ориентировочные средние значения коэффициентов фильтрации грунтов, реальные их значения определяются специальными лабораторными и натурными исследованиями, проводимыми применительно к конкретным объектам. Заметим, что в процессе возведения как насыпных, так и намывных плотин грунты в их теле могут приобретать сложную структуру и, как следствие, анизотропность фильтрационных характеристик. Тогда коэффициент фильтрации в горизонтальном направлении вдоль слоев может в несколько раз и даже на один-два порядка оказаться больше, чем в вертикальном направлении (по нормали к слоям). Это в особенности свойственно грунтам с большим коэффициентом неоднородности η .

§ 13.3. ДЕФОРМИРУЕМОСТЬ ГРУНТОВ

Деформируемость глинистых грунтов обусловлена главным образом взаимным перемещением твердых частиц грунта. В крупнозернистых грунтах главными факторами деформируемости являются смятие контактов и разрушение твердых частиц под нагрузкой. В песчаных грунтах имеют место как процессы переориенти-

рования и взаимного движения частиц, так и их разрушения. Деформации разделяют на объемные и деформации формоизменения.

Объемная сжимаемость глинистых двухфазных грунтов возможна лишь при отжатии воды из грунта. Поскольку поры грунта малы, то отжатие свободной воды происходит медленно, и процесс деформирования грунта в зависимости от его объема растягивается часто на длительный промежуток времени. Повышенная вязкость связанной воды также замедляет процесс деформирования (объемного и формоизменения).

Процесс деформирования глинистого грунта во времени описывается теорией консолидации грунтов, некоторые упрощенные положения которой изложены в § 14.3.

В песчаных грунтах процессы деформирования под действием статической нагрузки протекают быстро, поэтому обычно их во времени не рассматривают.

В крупнозернистых грунтах процессы смятия контактов, их разрушение, перекомпоновка структуры вследствие разрушения отдельных зерен и перераспределение нагрузки между частицами часто так же, как и в глинистых грунтах, занимают длительное время, хотя механизм процесса во времени иной.

Несмотря на то что процесс деформируемости грунта длительный, основные деформации (до 90% и более) обычно протекают за сравнительно короткий промежуток времени после приложения нагрузки, поэтому при изучении деформируемости часто ограничиваются именно этими (скоротечными) деформациями.

В глинистых грунтах это свойство ярко проявляется, когда $G=0,8 \div 0,85$ и деформации протекают в основном за счет газообразной фазы. В экспериментах устанавливается критерий стабилизации деформирования (некоторая малая скорость деформации), при достижении которого деформация условно считается затухшей.

Несмотря на то что грунт — ярко выраженное дискретное тело, для описания его свойств может с успехом использоваться математический аппарат механики сплошной среды. Критерий использования этого аппарата был установлен Н. М. Герсевановым. Обычно все грунты в плотностроении отвечают этому критерию.

Из механики сплошной среды известно, что тензор напряжений можно разделить на два тензора: шаровой и девиатор, что в тензорной форме будет иметь вид

$$\begin{vmatrix} \sigma_x & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_y & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_z \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \sigma & 0 & 0 \\ 0 & \sigma & 0 \\ 0 & 0 & \sigma \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_x - \sigma & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_y - \sigma & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_z - \sigma \end{vmatrix}, \quad (13.16)$$

где $\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3}$ — среднее напряжение.

Если связь между напряжениями и деформациями линейна, то шаровой тензор напряжений вызывает только объемные деформации, а девиатор вызывает только изменение формы. В случае нелинейных связей появляются так называемые вторичные эффекты:

влияние девиатора напряжений (деформации) на объемное деформирование. Этот эффект часто приводит к дополнительному расширению или уплотнению грунта при сдвиге. В литературе он получил название дилатансии.

Тензор деформаций также может быть разложен на две части: шаровой тензор и девиатор. Шаровой тензор в качестве составляющих использует величины объемной деформации (e), а девиатор выражает только формоизменение. Для рыхлых грунтов связь между

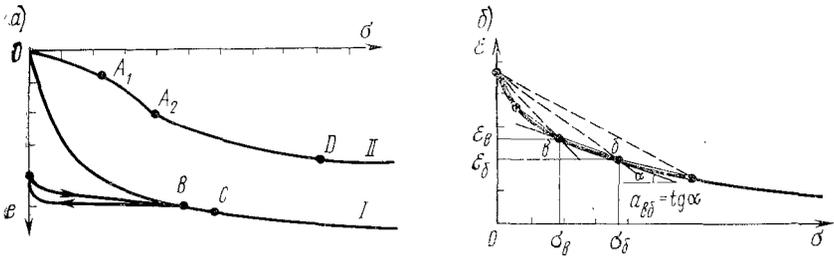


Рис. 13.2. Объемные деформации грунтов

σ и $e = e_x + e_y + e_z$ имеет вид, показанный на рис. 13.2, а (кривая I) и характеризующийся постоянным значением знака кривизны. Математическое выражение такой кривой может быть осуществлено различными функциями:

а) в виде степенной зависимости

$$e = \frac{1}{E_0} \sigma^n, \quad (13.17)$$

где E_0 — модуль объемной деформации при $\sigma = 1$, а n — показатель кривизны;

б) в виде экспоненциальной зависимости, предложенной С. С. Григорьяном:

$$e = e^\infty [1 - \exp(-\lambda\sigma)], \quad (13.18)$$

где e^∞ — объемная деформация, при $\sigma \rightarrow \infty$ соответствующая удельному весу частиц грунта; λ — эмпирический коэффициент.

В зависимостях (13.17) и (13.18) для описания процесса объемного деформирования требуется определить по два эмпирических коэффициента. Если в качестве показателя объемной сжимаемости взять коэффициент пористости ϵ , то можно использовать зависимость типа

$$\epsilon = -A \ln(\sigma + \sigma_0) + c, \quad (13.19)$$

где A , σ_0 , c — эмпирические параметры.

Могут использоваться и другие функции.

Часто употребляется понятие коэффициента сжимаемости (a), который определяется для различных лианизированных участков экспериментальной зависимости $\varepsilon=f(\sigma)$ (рис. 13.2, б) согласно

$$a_{вб} = \frac{\varepsilon_{в} - \varepsilon_{б}}{\sigma_{б} - \sigma_{в}}. \quad (13.20)$$

Чем на большее число прямолинейных участков разбита кривая $\varepsilon=f(\sigma)$ (особенно в области малых давлений), тем точнее последовательность значений $a_{вб}$ опишет экспериментально полученную кривую. Иногда для упрощения расчетов принимают $\sigma_{в}=0$. В этом случае прямолинейные участки в виде хорд (сплошные прямые на рис. 13.2, б) заменяются секущими (пунктирные и прямые на рис. 13.2, б).

Все изложенные формы функционального или табличного описания $\varepsilon=f(\sigma)$ имеют право на существование в зависимости от потребностей расчетного метода.

Предположим, что объемное деформирование грунта характеризуется кривой I (рис. 13.2, а). Если из точки B мы будем разгружать образец грунта (уменьшение нагрузки до нуля), то выявим, что на начальном этапе имеем практически линейный характер деформируемости (разгрузка позволяет выявить обратимые и необратимые деформации) и, если затем снова повторим нагружение, то на ветвь первоначального нагружения попадаем в точке C . С большой степенью точности можно считать, что деформации на ветви повторного нагружения до точки B протекают также по линейному закону, причем точки B и C принимать совмещенными. В плотину грунт укладывается с уплотнением до определенного значения γ . Затем нагрузка снимается, когда уплотняющие механизмы убираются (разгрузка), и снова под весом вышележащего грунта нагружается. Аналогичным образом в лаборатории образец грунта готовится заданной плотности $\gamma_{ск}$ при определенном значении σ , затем уплотняющая нагрузка снимается и он помещается в прибор ($\sigma \approx 0$), и снова нагружается.

Испытания грунта при разгрузке показывают, что величины упругих обратимых деформаций в объемном сжатии при первоначальном нагружении статической нагрузкой малы в сравнении с пластическими необратимыми и ими можно пренебрегать.

Рассмотрим объемную деформируемость предварительно уплотненного грунта (рис. 13.2, а, кривая II). На участке начального нагружения (до точки A_1) в эксперименте будем иметь зависимость, близкую к линейной (повторное нагружение после уплотнения), а начиная с точки A_2 , выйдем на основную первоначальную ветвь деформируемости, A_1A_2 — переходный участок деформируемости. Описать одной из функций (13.17), (13.18) или (13.19) такую кривую трудно, так как меняется знак кривизны. Кроме того, в глинистом грунте под нагрузкой при достижении условия полного водонасыщения (точка D) закон деформируемости меняется.

В таком случае подбирают эмпирические параметры зависимостей таким образом, чтобы иметь наименьшую ошибку при расче-

тах, каждому участку присваивают свои значения параметров и указывают границу (σ) их действия или используют понятие коэффициента сжимаемости по формуле (13.20).

Для того чтобы получить зависимость $e=f(\sigma)$ в эксперименте, необходимо строго задать значения всех компонент главных напряжений, что позволяет делать стабилومتر — прибор трехосного сжатия или приборы другого типа с четкой фиксацией всех компонент тензора напряжений и тензора деформаций.

В случае использования широко распространенного одометра известны только значение вертикального напряжения (σ_z) и все компоненты деформаций, поэтому для использования этих данных необходимо вводить допущения о величинах σ_x и σ_y , что снижает точность определения. В настоящее время при исследовании всех видов грунтов тела плотности обычно используют стабилометры. В случае отсутствия стабилметрических испытаний для самых приближенных оценок можно использовать компрессионную кривую (результат испытаний в одометре), вводя коэффициент бокового давления, отличный от 1. Компрессионная кривая строится в координатах e, σ .

Деформации формоизменения представляют собой изменение линейных соотношений элемента грунта без изменения его объема. В частности, при исследовании грунта на сдвиговом приборе деформацией формы будет

$$\gamma = \frac{2\Delta l}{h},$$

где Δl — горизонтальные смещения при сдвиге; h — высота образца грунта. Поскольку высота образца грунта меняется мало в сравнении с Δl , то деформации формы характеризуются величиной Δl . Результаты экспериментов сдвига грунта по исследованиям в сдвиговом приборе строят в координатах $\tau, \Delta l$. Однако исследование деформированного состояния при сдвиге должно сопровождаться знаниями всех компонент тензора напряжений. Сдвиговой прибор нам не даст всех знаний о тензоре напряжений. Кроме того, грунт в сдвиговом приборе находится в неоднородном напряженном состоянии и для количественных исследований связи напряжений и деформаций формы непригоден. По этим же причинам нежелательно применение одометра для исследований связи между средним напряжением и объемной деформацией. Стабилومتر дает нам информацию о всех компонентах тензоров напряжений и деформаций. Напряженное состояние образца достаточно однородное — однородность наблюдается только в штамповой зоне, поэтому стабилومتر приемлем для исследований деформаций формы.

Результаты испытаний грунтов на девиаторном участке нагружения (участок исследований формоизменения) обычно представляют в инвариантном виде: $T=f(I)$,

где

$$T = \frac{1}{\sqrt{6}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2},$$

а $\Gamma = \sqrt{\frac{2}{3} \sqrt{(e_1 - e_3)^2 + (e_1 - e_2)^2 + (e_2 - e_3)^2}}$. Значения $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3,$

e_1, e_2, e_3 — главные напряжения и главные деформации соответственно, а T и Γ — вторые инварианты девиаторов напряжений и деформаций. Использование инвариантов целесообразно, если материал изотропен и главные оси тензоров всегда совпадают (в таком случае говорят, что оси тензоров коаксиальны или тензоры соосны). В условиях стабильнометрических экспериментов соосность выполняется, а некоторая анизотропность иногда имеет место, но этим чаще всего пренебрегают. Вместо T и Γ используют и пропорциональные им величины, так называемые интенсивности напряжений σ_i и деформаций e_i или выражения напряжений и деформаций на октаэдрической площадке, которые также пропорциональны T и Γ с точностью до постоянного множителя. Октаэдрическая площадка напряжений — площадка равнонаклоненная к площадкам главных напряжений.

Характер зависимости $T=f(\Gamma)$ при различных начальных значениях σ представлен на рис. 13.3. Теперь мы имеем целое семейство кривых, в то время как при исследовании $e=f(\sigma)$ наблюдалась одна кривая. Правда, если бы мы изучали эту связь на участке, когда $T \neq 0$, то получили бы то же семейство за счет дилатансии. Описать семейство $T=f(\Gamma)$ в виде функции сложно из-за вмешательства многих дополнительных факторов, воздействующих на него.

Пусть некоторое $T=T_1=T_2$, но T_1 образуется при условии, что σ_1 — наибольшее главное напряжение, $\sigma_2=\sigma_3$ — наименьшее, а T_2 из условия, что $\sigma_1=\sigma_2$ — наибольшие и σ_3 — наименьшие главные напряжения. Эксперименты с грунтом при построенных различных образцах T_1 и T_2 и $\sigma = \text{const}$ дадут разные значения Γ . Таким образом, не только абсолютная величина T , но и характер соотношений между его составляющими влияют на деформируемость. Характер соотношений между компонентами главных напряжений выражается параметром Лоде — Надаи λ . Этот параметр иногда называют параметром вида напряженного состояния

$$\lambda = \frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}. \quad (13.21)$$

При $T=T_1$ получим $\lambda = -1$, а при $T=T_2$ параметр Лоде — Надаи $\lambda = +1$. Если σ занимает промежуточное значение между σ_1 и σ_3 , то $-1 \leq \lambda \leq +1$. Параметр λ выражает собой один из составляющих элементов пути нагружения, т. е. соотношение между компонентами главных напряжений при неизменности их площадок (рис. 13.4).

Если площадки главных напряжений в процессе эксперимента будут поворачиваться на угол ρ , то это также влияет на величины деформаций. Естественно, что ρ — элемент пути нагружения. И, наконец, если в процессе эксперимента или от эксперимента к эксперименту будем менять соотношение между σ и T при $\lambda = \text{const}$ и $\rho = \text{const}$, то также получим различные деформации, хотя абсолют-

ные значения σ и T будут сохранены. Соотношение между σ и T удобней заменить на соотношение между σ и σ_i , так как неотрицательное значение σ_i в случае $\lambda = -1$ равно $\sigma_1 - \sigma_3$. Тогда параметр траектории

$$\mu = d\sigma/d\sigma_i. \quad (13.22)$$

Если эксперимент в условиях стабилометра проводится при $\sigma_2 = \sigma_3 = \text{const}$ (стандартная методика), то $\mu = 0,33$. Таким образом, три параметра λ , μ , ρ характеризуют путь нагружения в точке.

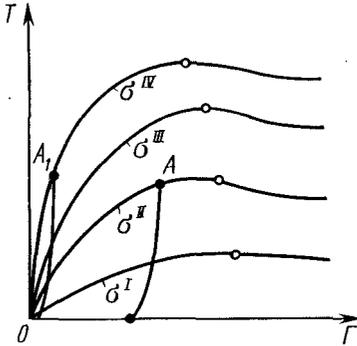


Рис. 13.3. Деформации формоизменения в грунте

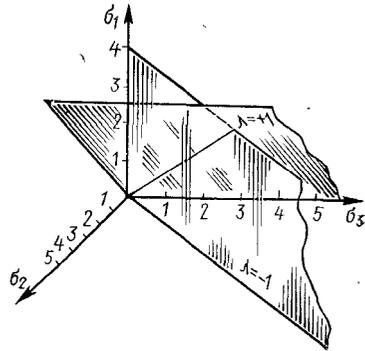


Рис. 13.4. Вид напряженного состояния. Положение плоскостей $\lambda = -1$ и $\lambda = +1$

При рассмотрении графиков на рис. 13.3 можно выделить точку предельного равновесия (обведена кружком). До этой точки грунт находится в допредельном состоянии, а начиная с этой точки достигает предельного состояния.

Процесс деформирования на этих двух участках различный. Участок предельного состояния характеризуется течением грунта — неограниченным деформированием при неизменности напряжений или даже при уменьшении напряжений.

В настоящее время имеется несколько предложений по виду функций, которые бы описывали семейство кривых $T = f(\Gamma, \sigma, \lambda, \mu, \rho, \dots)$. Прежде всего для них желательна дифференциальная форма записи, так как только в этом случае удастся учесть историю нагружения при численном интегрировании по пути нагружения, заданном в неявном виде в последовательности возведения плотины и наполнении водохранилища. Вопросы влияния элементов пути нагружения на деформируемость грунта много и успешно занимается Г. М. Ломизе и его ученики. Механизм формоизменения грунта под нагрузкой аналогичен объемному деформированию, но первое место в этом процессе занимают необратимые смещения частиц твердой фазы относительно друг друга или их разрушение.

Используемые обычно зависимости не учитывают многофазности грунта (предполагается, что грунт квазиднофазный), ползучесть скелета, т. е. не рассматривают процесс во времени.

В целом этот раздел механики грунтов еще находится в процессе интенсивной разработки.

Часто описание деформируемости грунта упрощают, предполагая, что путь нагружения не влияет на величины деформаций, или учитывают такие элементы пути, как параметр λ . Предполагают, что главные оси тензоров напряжений и деформаций совпадают и т. д. Построив обычной формы графики результатов эксперимента в стабилометре (рис. 13.5) и используя обобщенный закон Гука для каждой точки графика (к примеру A_1 или A_2), получим выражение

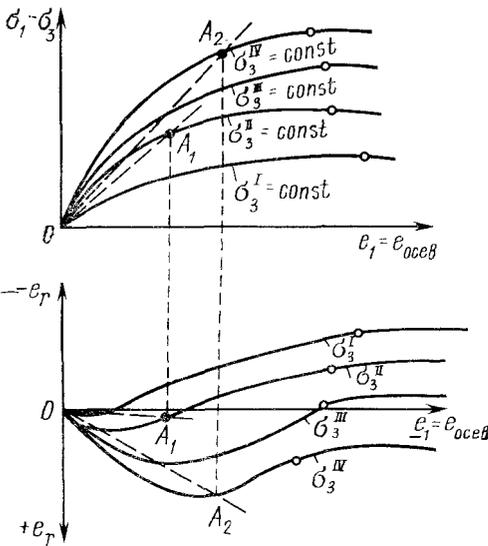


Рис. 13.5. Графики результатов испытаний грунтов в стабилометре

Рассказовым и приведены на рис. 13.6. Они также использовались при решении задач относительно перемещений, напряжений и устойчивости каменно-земляных плотин. При построении этих графиков использовались зависимости, полученные из закона Гука:

$$E = \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_3)(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_3(e_1 - 2e_3) + \sigma_1 e_1};$$

$$\nu = \frac{\sigma_3 e_1 - \sigma_1 e_3}{\sigma_3(e_1 - 2e_3) + \sigma_1 e_1}. \quad (13.23)$$

Решение задач на основе графиков (рис. 13.6) или функций, по ним построенных, сводится к итерационному процессу, в результате которого в каждой точке области подбираются такие значения E и ν , чтобы полученное напряженное состояние в точке соответствовало им.

Такой прием описания деформированных свойств пластического материала называют деформационной теорией пластичности. Использование этого приема имеет кроме высказанных допущений

в стабилометре (рис. 13.5) и используя обобщенный закон Гука для каждой точки графика (к примеру A_1 или A_2), получим выражение

$$E = f_1\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}, \sigma_3\right)$$

$$\nu = f_2\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}, \sigma_3\right),$$

где E — модуль линейной деформируемости, а ν — коэффициент Пуассона. Поскольку грунт — материал пластичный, то E не является модулем упругости и характеризует деформируемость лишь при нагружении. То же относится и к ν . Значения E и ν для некоторых грунтов были получены Л. Н.

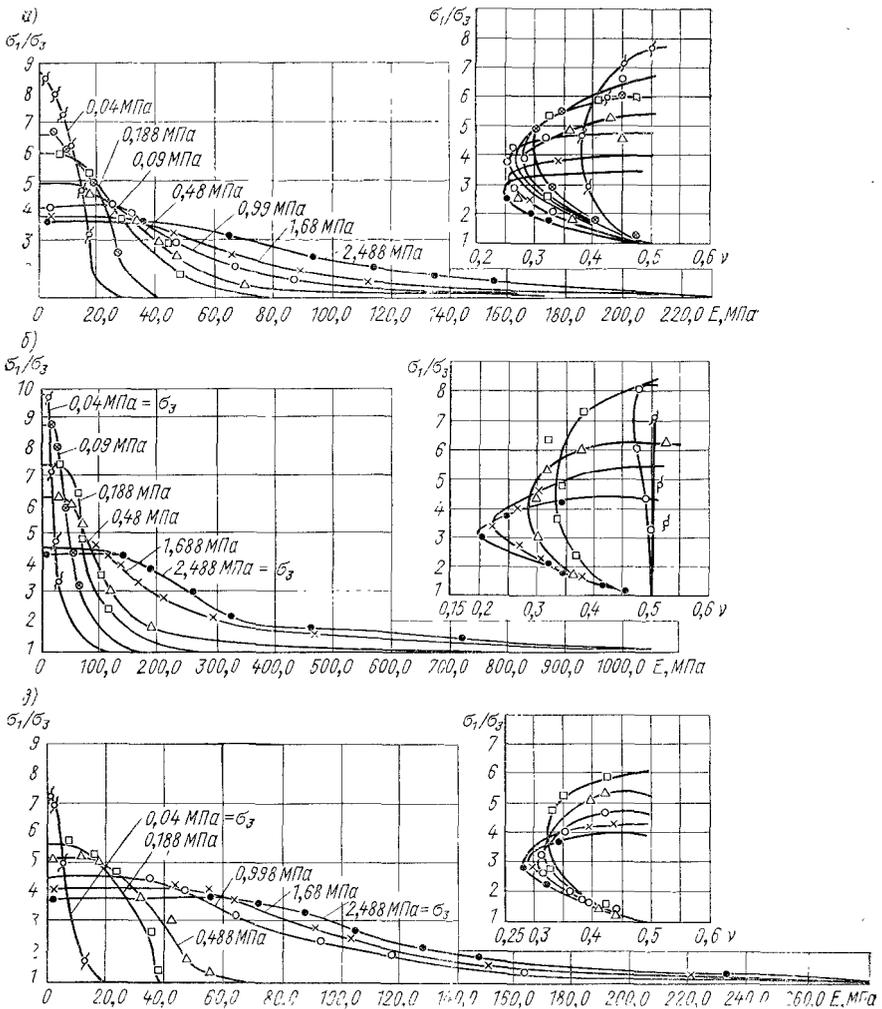


Рис. 13.6. Модуль линейной деформации (E) и коэффициент Пуассона (γ) в различных грунтах по результатам экспериментов в стабилометре:
 а — диориты, $d_{\text{max}} = 200 \text{ мм}$, $I_D \approx 0,9$; б — галечники, $d_{\text{max}} = 200 \text{ мм}$, $I_D \approx 0,9$; в — известняк, $d_{\text{max}} = 200 \text{ мм}$, $I \approx 0,9$; г — сусевь, $\gamma_c = 17 \text{ кН/м}^3$, $W = 17,5\%$, $G = 0,8$, $\gamma \approx 0,5$; д — сусевь, $\gamma_c = 17 \text{ кН/м}^3$, $W = 13,5\%$, $G = 0,6$

недостатки, связанные с его реализацией (см. § 14.4), при решении плоских и пространственных задач. Вопрос сходимости этого итерационного процесса остается открытым. Есть основание считать,

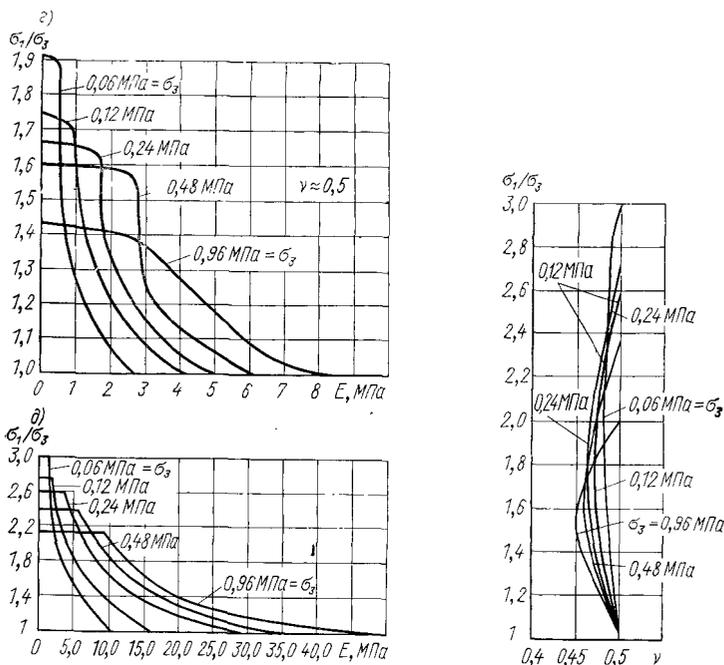


Рис. 13.6. Продолжение

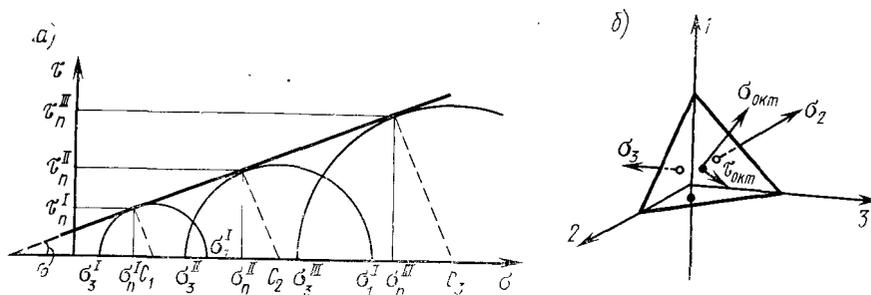


Рис. 13.7. Предельные напряжения при сдвиге:

a — результаты испытаний на сдвиговом приборе [$\tau = f(\sigma)$] и стабилометре [$\tau_n = f(\sigma_1, \sigma_3)$];
b — октаэдрическая площадка; 1, 2, 3 — направление главных осей

что сходимость к точному решению существует не всегда. Тем не менее этот метод широко используется в настоящее время и имеет много модификаций.

Очень последовательные и глубокие проработки об использовании деформационной теории пластичности были выполнены В. А. Ио-

селевичем*, который разработал приемы учета в рамках этой теории элементов пути нагружения и использовал эту теорию для решения ряда прикладных задач. Эта теория успешно развивается Ю. К. Зарецким, А. Л. Крыжановским и др. Деформационные теории могут использоваться для решения задач, где путь нагружения мало влияет или его влияние в различных точках сооружения количественно близкое. В последнем случае имеет смысл при экспериментальном определении параметров деформационной теории воспроизводить (моделировать) путь нагружения.

§ 13.4. ПРОЧНОСТЬ ГРУНТОВ

Под прочностью грунтов понимают их сопротивление сдвигу. Это основная характеристика грунтов, правильная оценка которой необходима для рационального конструирования и расчета многих инженерных сооружений и в особенности грунтовых плотин.

Самым простым и наиболее распространенным является условие прочности Кулона, предложенное в 1773 г.:

$$\tau_n = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (13.24)$$

где φ — угол внутреннего трения; c — сцепление; σ_n , τ_n — соответственно нормальное напряжение на площадке сдвига и максимально возможное касательное напряжение на этой же площадке.

Уравнение (13.24) — двучленный закон трения, оно показывает, что сопротивление обеспечивается силами трения и сцепления между частицами скелета грунта. Если в грунте имеется вода, воспринимающая часть внешней нагрузки, что при статическом внешнем воздействии может иметь место длительное время в глинистых грунтах, а при динамическом — практически в любом грунте, то необходимо учитывать только нормальное напряжение в скелете грунта. Нормальное напряжение в скелете называют эффективным ($\sigma_{эф}$), а давление в воде — поровое давление (P_p) или нейтральное ($\sigma_{н}$). Более подробно о поровом давлении излагается в § 14.3. С учетом порового давления условие Кулона имеет вид:

$$\tau_n = (\sigma_n - P_p) \operatorname{tg} \varphi + c \quad (13.25)$$

или

$$\tau_n = \sigma_{эф} \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (13.26)$$

Дальнейшим развитием условия прочности Кулона и его обобщением является условие прочности Мора, предложенное в 1914 г.,

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \operatorname{ctg} \varphi}, \quad (13.27)$$

где σ_1 и σ_3 — соответственно максимальное и минимальное главные сжимающие напряжения.

Разрушение грунта согласно условию прочности Мора происходит, когда угол отклонения равнодействующей от нормали θ к площадке сдвига достигнет угла φ . Согласно этому условию прочность

* Иоселевич В. А. О законах деформирования нескальных грунтов. — Основания, фундаменты и механика грунтов, 1967, № 4.

грунта определяется только максимальным и минимальным главным напряжением. Если на диаграмме напряжений (σ , τ) построить графическое выражение условия прочности Кулона (рис. 13.7, а), а затем для этой же площадки сдвига построить круг Мора, то найдем, что условия Кулона и Мора совпадают. В силу указанного условия (13.27) часто называют условием Мора — Кулона.

Экспериментальные исследования различных грунтов в широком диапазоне напряжений σ_3 (от 0 до 4,0 МПа), проведенные различ-

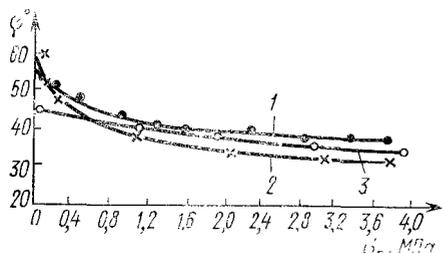


Рис. 13.8. Сопротивление сдвигу в зависимости от нормального напряжения на площадке сдвига ($I_D \geq 0,9$):

1 — галечники плотины Инфернильо ($d < 5$ мм содержится 40%); 2 — горная масса андезитов ($d < 5$ мм содержится 5 ÷ 8%); 3 — горная масса известняков ($d < 5$ мм содержится 12%)

ными исследователями, показали: а) значительное влияние промежуточного главного напряжения σ_2 на сопротивляемость сдвигу (может достигать 10°); б) огибающая кругов Мора в подавляющем числе случаев криволинейна, т. е. $\varphi = f(\sigma)$, причем увеличение σ может снизить φ на 15° , как это имеет место в крупнозернистых грунтах; в) кроме параметра Лоде — Надаи (λ) и другие элементы пути нагружения влияют на прочность грунта, снижая или повышая ее до $2 \div 4^\circ$. Перечисленные недостатки существенны, но тем не менее условие прочности Мора — Кулона остается основным при оценке устойчивости (прочности) сооружения, так как оно просто и его применение обычно отвечает уровню расчетных методов, используемых при проектировании сооружений.

При необходимости это условие поправляют, вводя $\varphi \neq \text{const}$ и $c \neq \text{const}$. В этом случае φ и c задаются чаще всего в виде таблицы в зависимости от σ_1 , σ_n или σ_3 , чтобы отобразить криволинейность огибающей кругов Мора.

Влияние промежуточного главного напряжения и других элементов пути нагружения на φ в подавляющем большинстве случаев не учитывается.

Недостатки условия прочности Мора — Кулона вызвали два направления в исследованиях: 1) найти поправки или видоизменить условие прочности Мора — Кулона таким образом, чтобы оно стало учитывать отмеченные выше факторы. Большую работу в этом направлении в СССР проделали М. М. Филоненко-Бородич, М. В. Малышев и др.; 2) создать новое условие прочности, которое было бы лишено недостатков условия Мора — Кулона. В этом отношении интересно условие прочности А. И. Боткина, который предположил, что условие Кулона выполняется при разрушении материала на октаэдрической площадке (13.8, б):

$$\tau_{ок} = \sigma_{ок} \operatorname{tg} \varphi_{ок} + c_{ок}, \quad (13.28)$$

где $\tau_{ок} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$ — касательное напряжение на октаэдрической площадке; $\sigma_{ок} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} = \sigma$ — нормальное напряжение на октаэдрической площадке; $\varphi_{ок}$ — угол внутреннего трения на октаэдрической площадке; $c_{ок}$ — сцепление на октаэдрической площадке.

Выше уже отмечалось, что с точностью до постоянного множителя $\tau_{ок}$ пропорционально T .

Это условие прочности включает в себя влияние σ_2 , но по-прежнему не учитывает пути нагружения. Кроме того, инвариантная запись условия прочности имеет и свои недостатки (наряду с достоинствами), так как одна и та же величина $\tau_{ок}$ может быть достигнута при самых разнообразных сочетаниях компонент главных напряжений, в том числе таких, которые в грунте существовать не могут. Для сыпучего грунта (отсутствует сцепление) существование одной из компонент, к примеру σ_1 при $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, невозможно, а условие (13.28) дает некоторую величину (и даже значительную) прочности.

В настоящее время имеется много предложений по определению условия прочности грунтов. Очень многочисленны и интересные исследования в этом направлении были проделаны Г. М. Ломизе и его учениками.

Поскольку условие Мора — Кулона наиболее распространено в практике проектирования, то необходимо знать характеристики некоторых грунтов.

В табл. 13.3 приведены основные характеристики глинистых грунтов в зависимости от плотности сложения и влажности, а песчаных — от зернового состава и плотности. Характерным является наличие сцепления для плотно уложенных песчаных грунтов. Некоторые исследователи считают, что природа этого сцепления лежит в необходимости предварительного расширения грунта перед сдвигом, т. е. что частицы должны выйти из зацепления друг с другом перед сдвигом, и называют его зацеплением. Другие считают φ и c в песчаных грунтах не физическими константами материала, а математическими коэффициентами, характеризующими огибающую кругов Мора, которая при малых значениях напряжений ($\sigma_n \rightarrow 0$) нелинейна. Вторая трактовка, видимо, более правомерна, так как расширение грунта при сдвиге (дилатация) ведет к увеличению φ и не связано с понятием сцепления.

Сопrotивление сдвигу крупнозернистых (крупнообломочных) грунтов стало детально изучаться сравнительно недавно (практически с 1960 г.) в связи со строительством высоких и сверхвысоких каменно-земляных плотин Нурекской, Чарвакской, Инфернильо, Оровил и др.

Прежде всего следует выделить большое влияние I_D на изменение угла внутреннего трения, которое может достигать 15° и более, и влияние σ , увеличение которого может понижать φ на величину $15 \div 20^\circ$. Понижение φ с ростом σ вызвано разрушением частиц под

Таблица 13.3

Вид грунтов	Угол внутреннего трения φ , град					
	Удельное сцепление c , МПа					
	при коэффициенте пористости ε					
	0,41÷0,5	0,51÷0,6	0,61÷0,7	0,71÷0,8	0,81÷0,95	0,96÷1,1
Песчаные грунты						
Гравелистые и крупные -	43/0,001	40/—	38/—	—	—	—
Средней крупности	40/0,002	38/0,001	35/—	—	—	—
Мелкие	38/0,003	36/0,002	32/0,001	—	—	—
Пылеватые	36/0,004	34/0,003	30/0,002	—	—	—
Глинистые грунты при влажности на границе раскатывания W_p , %:						
9,5÷12,4	25/0,006	24/0,004	23/0,003	—	—	—
12,5÷15,4	24/0,021	23/0,01	22/0,007	21/0,003	—	—
15,5÷18,4	—	22/0,025	21/0,012	20/0,009	19/0,005	18/0,004
18,5÷22,4	—	—	20/0,034	19/0,017	18/0,014	17/0,009
22,5÷26,4	—	—	—	18/0,041	17/0,02	16/0,018
26,5÷30,4	—	—	—	—	16/0,047	15/0,023

Примечания: 1. Значения φ и c песчаных грунтов в табл. 13.3 относятся к кварцевым пескам с зернами различной окатанности, содержащим не более 20% полевого шпата и не более 5% различных примесей (слюда, глауконит и др.) независимо от влажности.

2. Значения φ и c для глинистых грунтов относятся к грунтам четвертичных отложений при содержании растительных остатков не более 5% при условии полного заполнения пор водой (степень влажности $G > 0,8$).

3. Данные табл. 13.3 не распространяются на глинистые грунты текучей консистенции (при значении $W - W_p/W_n > 1$, где W_p — число пластичности).

4. Нормативные значения φ по табл. 13.3 соответствуют данным главы СНиП II-Б.1—62; нормативные значения c , принимаемые при проектировании земляных плотин, уменьшены против значений по указанной главе СНиПа.

5. За нормативные характеристики грунтов в табл. 13.3 приняты средние значения характеристик, полученные по данным испытаний на образцах в количестве, достаточном для статистического обобщения.

нагрузкой. Выше уже отмечалось, что в контактах частиц между собой сжимающие напряжения достигают больших величин и пропорциональны $P^{1/3}$, где P — усилие в контакте (см. решение Герца) в напряжениях в шарах). При $\sigma = 1,0$ МПа в контактах σ_{\max} может достигать 250,0 МПа и более. Уменьшение σ в 10 раз снижает в контактах между частицами σ_{\max} в 2,16 раза, т. е. практически при всех реальных нагрузках на грунт будем иметь некоторое количество разрушенных частиц. Рост σ может привести к массовому разрушению частиц. В этом случае мы будем иметь φ_{\min} . Гравийно-галечниковые грунты состоят из обломков горных пород, которые под воздействием внешней среды приобрели окатанную форму. Каждая

частица в отдельности обычно не имеет трещин. Частицы гравийно-галечникового грунта состоят из обломков глубинных горных пород на 20÷30% и осадочных на 70÷80%. Осадочные породы представлены в меньшей степени песчаниками и в большей степени известняками, которые и придают им часто серый цвет. Высокая прочность отдельных частиц гравийно-галечникового грунта предопределяет границу массового разрушения $[\sigma] \approx 2,0 \pm 0,5$ МПа (значения $[\sigma]$ получены экспериментально).

Горная масса, полученная в результате взрывов скального грунта и используемая в практике плотностроения, отличается угловатой формой и меньшей прочностью большинства отдельных частиц, слагающих грунт, так как они содержат микротрещины, образованные взрывом или другими причинами, поэтому средние напряжения, соответствующие началу массового разрушения частиц, ниже $1,2 \pm 0,5$ МПа. Но при малых напряжениях ($\sigma \leq 0,1$ МПа) угол сдвига горной массы в сравнении с галечниками выше на 2÷4°. Эта разница и есть влияние состояния поверхности частиц на угол внутреннего трения. Для оценки прочности крупнообломочного грунта часто используют не ϕ и c , так как огибающая криволинейна, а угол сдвига ψ , который определяют из (13.27) при условии, что $c=0$. Каждому значению ψ ставят в соответствие σ_1 , σ_n или σ_3 . Значения ψ для русловых галечников плотины Инфернильо при $I_D \geq 0,9$ и горной массы андезитов приведены на рис. 13.8.

Изменение ψ в зависимости от напряжений, по предложению П. И. Гордиенко, можно приближенно оценивать по формулам:

для гравийно-галечниковых материалов

$$\psi_\sigma = \psi_0 - 5 \lg \frac{\sigma_n}{\sigma_0} \quad (13.29)$$

и для горной массы

$$\psi_\sigma = \psi_0 - 9 \lg \frac{\sigma_n}{\sigma_0}, \quad (13.30)$$

где ψ_0 — угол сдвига при $\sigma_3 \rightarrow 0$, $\sigma_n = \frac{2\sigma_1\sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$ — нормальное напряжение на площадке сдвига; $\sigma_0 = 0,2$ МПа.

Использовать (13.29) и (13.30) можно при $\sigma_n > 0,2$ МПа. Характерной особенностью гравийно-галечникового грунта является стабильность их свойств, что объясняется сравнительной близостью зерновых и минералогических составов. Гравийно-галечниковые грунты в Мексике и Иркутске, с о. Тайвань и в Средней Азии обладают близкими значениями ψ и характеристиками деформируемости, если I_D у них равны. Правда и в этом правиле встречаются исключения — террасовые выветрелые галечники, у которых $[\sigma] \approx 0,5 \div 0,7$ МПа, и зависимость (13.29) в этом случае неприменима.

Как следует из (13.30), горная масса ведет себя при высоких σ_n хуже, чем гравийно-галечниковый грунт.

Оценку влияния плотности укладки крупнозернистых грунтов можно делать по зависимости, предложенной Л. Н. Рассказовым*:

$$\psi_0 = \theta + aI_D^k, \quad (13.31)$$

где θ — угол сдвига при $I_D \rightarrow 0$; a , k — эмпирические параметры.

По данным лабораторных и полевых экспериментов, значения параметров (13.31) зависят от вида грунта и могут для предварительных оценок выбираться по табл. 13.4.

Таблица 13.4

Параметры	Вид грунта	
	гравийно-галечниковый	горная масса
θ	$38 \div 41^\circ$	$40 \div 45^\circ$
a	$7 \div 10^\circ$	$8 \div 12^\circ$
k	$0,8 \div 1$	$0,4 \div 0,7$

Максимальные значения ψ_0 обычно не превосходят для горной массы 53° и для гравийно-галечниковых грунтов 51° .

В целом очень приближенно влияние плотности укладки крупнозернистых грунтов можно оценивать по правилу, что увеличение пористости грунта на 1% приводит к уменьшению ψ на 1° .

Особое место в классе грунтовых материалов занимают мерзлые грунты, у которых прочность во многом определяется прочностными свойствами льда, но лед под нагрузкой сильно деформируется во времени и теряет прочность, поэтому выделяют мгновенное и длительное сцепление.

В зависимости от температуры у глин ($W=30 \div 40\%$) меняется мгновенное сцепление от $\sim 0,6$ МПа ($T=272,6$ К) до 1,6 МПа ($T=269$ К). Соответственно длительная прочность равна 0,18 и 0,42 МПа, т. е. падает в 4 раза. Пески пылеватые ($W=23\%$) имеют мгновенное сцепление 1,1 МПа ($T=272,6$ К) и 2,0 МПа ($T=269$ К), а длительное — 0,21 и 0,45 МПа.

* Рассказов Л. Н. Экспериментальные исследования сопротивляемости сдвигу крупнообломочных грунтов. — Тр. ин-та ВОДГЕО, 1968, № 19.

ОБЩИЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН

§ 14.1. ФИЛЬТРАЦИЯ ВОДЫ В ГРУНТОВЫХ ПЛОТИНАХ

Для того чтобы обеспечить надежность и экономичность сооружения, необходимо знать силы механического воздействия фильтрующегося потока на плотину, положение депрессионной поверхности (кривой депрессии), точку выхода фильтрационного потока на низовой откос или в дренаж, величину фильтрационного расхода, высоту капиллярного подъема воды, химический состав грунтов и химический состав фильтрующейся воды.

Для решения задач по фильтрации в грунтовых плотинах существуют гидромеханические, гидравлические и экспериментальные методы, изложенные в § 3.4.

Решения эти получены в случае изотропных свойств. На практике часто встречаются случаи более сложные, требующие введения корректив в решение. Эти случаи излагаются ниже.

Водоупор и дренаж. В случае разнородных грунтов в теле плотины и ее основании следует ввести понятия водоупора и дренажа.

Пусть грунт плотины или ее отдельного элемента имеет коэффициент фильтрации k_{ϕ}' , а грунт основания k_{ϕ}'' . Основание можно считать водоупором, если $k_{\phi}'/k_{\phi}'' > 100$ (для большинства задач достаточно, если это отношение равно 20—25). В противном случае грунт основания считать водоупором нельзя и следует рассматривать область фильтрации совместно с основанием, так как взаимное влияние элементов плотины будет значительным. Принять грунт за водоупор в решении задачи означает, что расход фильтрации через водоупор (в данном случае через основание плотины) будет ничтожно мал в сравнении с расходом через тело плотины и целиком определяется расходом через рассматриваемый элемент плотины.

Если соотношение проницаемости грунтов $k_{\phi}'/k_{\phi}'' < 1/100$ (в практических случаях часто достаточно $1/20 \div 1/25$), то грунт с k_{ϕ}'' можно считать дренажем по отношению к грунту k_{ϕ}' , т. е. потери напора в этом грунте малы в сравнении с рассматриваемым элементом плотины. Понятие дренаж не следует путать с дренажным сооружением.

Учет анизотропности фильтрационных свойств грунтов. Предположение изотропности фильтрационных свойств грунтов тела плотины в большинстве случаев не приводит к серьезным отклонениям от действительности, но тем не менее бывают случаи, когда необходимо учитывать анизотропные свойства. Если тело плотины (противофильтрационного элемента) выполнено из достаточно однородных глинистых или песчаных грунтов, то коэффициент анизотропности сравнительно невелик, и задача может решаться как изотропная. Анизотропия в таких грунтах возникает чаще всего при

возведении плотины за счет технологии уплотнения грунта горизонтальными слоями методом укладки. В таких случаях $k_{\phi}^x \approx (2 \div 3)k_{\phi}^y$, где k_{ϕ}^x — коэффициент фильтрации грунта в горизонтальном направлении; k_{ϕ}^y — коэффициент фильтрации этого же грунта в вертикальном направлении.

Если грунт, из которого выполняется противофильтрационный элемент, очень неоднородный по своему зерновому составу, то при отсыпке грунта на карту часто возникает расслоение, т. е. внизу оказывается более крупный и более проницаемый грунт, чем сверху. В результате коэффициент фильтрационной

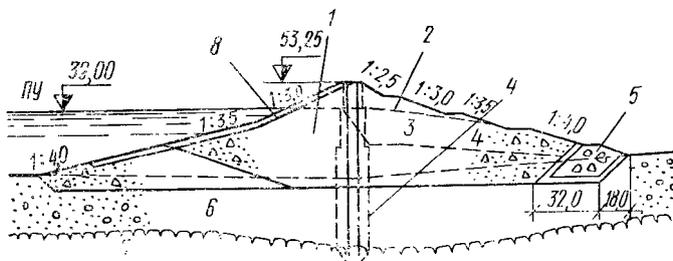


Рис. 14.1. Орто-Токойская плотина:

1 — грунт тела плотины — материал конуса выноса фракций крупностью $d < 2$ мм — 24,5%; 2 — положение кривой депрессии в плотине до построения глино-цементной завесы; 3 — положение кривой депрессии после построения глино-цементной завесы; 4 — глино-цементная завеса; 5 — дренажная призма; 6 — аллювий основания; 7 — скальное основание — гранит; 8 — крепление верхового откоса камнем

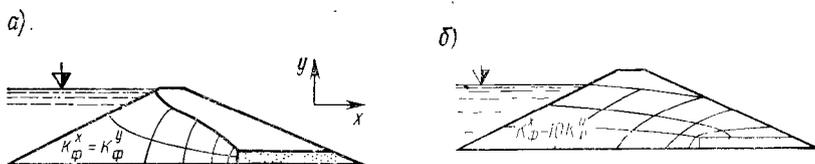


Рис. 14.2. Гидродинамические сетки в плотине с плоским дренажем:

а — изотропная проницаемость; б — анизотропная проницаемость

анизотропии (отношение большего коэффициента фильтрации к меньшему) в пределах одного слоя отсыпки может достигнуть величин $5 \div 7$ и даже 10. Такое положение сложилось при постройке Орто-Токойской плотины на р. Чу, результатом чего явилось выклинивание фильтрационного потока на низовом откосе практически на уровне верхнего бьефа. Возникли обеснения относительно устойчивости низового откоса плотины и пришлось создавать противофильтрационное ядро (диафрагму) инъекцией в грунт глинисто-цементного раствора (рис. 14.1).

Возможность возникновения анизотропных свойств грунта должна тщательно анализироваться и в полученное решение необходимо вносить соответствующие поправки на эту возможность, особенно в расчетах положения кривой депрессии.

На рис. 14.2 показаны гидродинамические сетки для однородной плотины из изотропного и анизотропного грунта $k_{\phi}^x > k_{\phi}^y$. Как видно, роль плоского дренажа при анизотропных свойствах грунта в плотине резко уменьшается и следует переходить на вертикальный

дренаж. Положение кривой депрессии повышается. В пределе, когда $k_{\phi}^x \geq 100k_{\phi}^y$, выклинивание фильтрационного потока практически будет на уровне верхнего бьефа — кривая депрессии горизонтальна. Решение анизотропной задачи методом ЭГДА возможно (см. § 3.2).

В том случае, когда грунты сильно сжимаемы, а разница между средними нормальными напряжениями $\sigma = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$ в различных точках плотины большая, возникает фильтрационная неоднородность, так как под действием средних напряжений меняется пористость грунта, а следовательно, и коэффициент фильтрации. Для высоких и сверхвысоких плотин соотношение коэффициента филь-

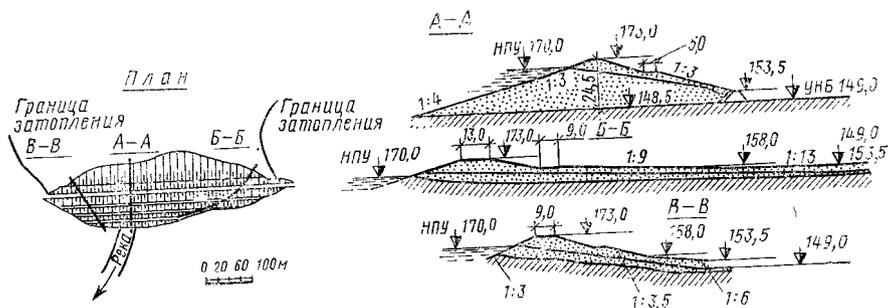


Рис. 14.3. Схема пространственной фильтрации в грунтовой плотине

рации в нижних и верхних точках ядра (реже экрана) может достигать 10 и более (по В. П. Недриге). Даже если $k_{\phi}^x = k_{\phi}^y$, то фильтрационный расход и характер гидродинамической сетки зависят от изменения k_{ϕ} по координатам.

Пространственная фильтрация. Как уже отмечалось выше, решение пространственной задачи в чистом виде осуществляется очень редко, в большинстве случаев следует производить оценку пространственной работы решением ряда плоских задач и задач обходной фильтрации. На рис. 14.3 показан план грунтовой плотины и выбираемые плоские сечения плотины. Само русло реки в большинстве случаев дренирует пространственный фильтрационный поток. Только в пределах русла линии тока (плановой фильтрации) ортогональны оси плотины. Со стороны бортов (в пределах поймы и долины) они представляют собой кривые линии, нередко очень удлиненные. Для того чтобы решение отдельных плоских задач наиболее полно отражало действительную картину фильтрации, сечение плотины следует делать по линиям тока плановой фильтрации. В случае однородной песчаной плотины на водопоре вид сечений и положение кривой депрессии в каждом из них показаны на рис. 14.3. На основе решения подобного набора задач строится полная картина фильтрации в рассматриваемом сооружении.

Условия, положенные в основу расчета фильтрации, как это уже было показано выше, на практике выдерживаются лишь отно-

сительно. Эта относительность еще подчеркивается тем, что исходные коэффициенты фильтрации определяются часто, особенно в основании, весьма приближенно.

Расчетные случаи. Максимальная величина фильтрационных сил будет иметь место при наивысшем положении кривой депрессии, поэтому основным расчетным случаем будет положение верхнего бьефа на отметке НПУ и нижнего бьефа на отметке максимального уровня воды, соответствующего пропуску расчетного паводкового расхода. Одновременно с этим, особенно для песчаных плотин, в которых установленный режим достигается быстро, следует рассматривать случай, когда уровень верхнего бьефа находится на отметке форсированного горизонта. В случае глинистой плотины (или противофильтрационного элемента из глинистого грунта) при форсированном горизонте следует рассматривать неустановившуюся фильтрацию, что может дать несколько более низкое положение депрессионной поверхности, чем в случаях установившейся фильтрации, так как такой горизонт в верхнем бьефе поддерживается сравнительно короткий промежуток времени. Важным является и другой расчетный случай: в верхнем бьефе уровень воды соответствует НПУ, а в нижнем бьефе — максимальный межениный уровень. Этот расчетный случай может быть основным при расчете фильтров на контакте тела плотины и дренажного устройства.

На основе тщательного анализа результатов решения, сделанных допущений и точности определения реальных свойств грунтов делают выводы и устанавливают расчетные показатели (напоры, градиенты фильтрации, расход и т. д.) для различных случаев эксплуатации сооружения.

Следует отметить, что в большинстве случаев фильтрационный расход через плотину мал и он мог бы и не определяться. Однако существуют специальные условия, когда величина фильтрационного расхода может быть определяющей при выборе конструкции плотины и ее противофильтрационного элемента. Эти условия выбора плотины можно разделить на две части.

1. Плотина из сильнопроницаемых грунтов (песчаный, гравийно-галечниковый грунт или каменистая наброска, образованная направленным взрывом) без специального противофильтрационного устройства. В этом случае фильтрационный расход может быть столь велик, что энергетические потери будут существенными или даже не удастся создать плотинной желаемый подпор в верхнем бьефе.

2. Плотина имеет специальное назначение, когда она создается для образования так называемых «шламохранилища» или «хвостохранилища», т. е. для складирования отходов различных производств (к примеру отходов горнообогатительных фабрик цветной или черной металлургии, отходов химических предприятий и т. д.).

В этом случае в верхнем бьефе могут складываться отходы, подаваемые в хранилище в виде пульпы (понятие пульпы дано в § 15.2), содержащие вредные для человека или окружающей природы вещества; при этом даже ничтожная фильтрация через пло-

тину или в обход ее опасна, поэтому точность определения расходов фильтрации требуется очень высокая, анализ условий фильтрации требует особой тщательности, а конструктивные противофильтрационные элементы (экраны, ядра и т. д.) и дренажи должны быть повышенной надежности.

§ 14.2. ДРЕНАЖНЫЕ УСТРОЙСТВА

Дренажные сооружения (дренажи) — основной элемент земляной или каменно-земляной плотины. Понятие о дренаже было дано в предыдущем параграфе и гл. 3.

Дренажные устройства чаще всего устраивают для регулирования положения кривой депрессии в теле земляной плотины, для организованного сбора и отвода фильтрационных вод и для предотвращения возникновения фильтрационных деформаций. В каменно-земляных плотинах роль дренажного устройства выполняет низовая упорная призма. Иногда дренажи устраивают для снижения порового давления консолидации (см. § 14.3) или порового давления, возникающего в результате сейсмических воздействий на плотину.

Дренаж подошвы и основания земляной плотины устраивают для снижения порового давления в основании и для выпуска напорных вод из водонепроницаемого слоя основания, прикрытого сверху слоем водоупорного грунта.

Классификация дренажей. Напомним, что дренажное устройство обычно состоит из двух частей: отводящего устройства, фильтра (в большинстве случаев 2- или 3-слойный).

Многослойный фильтр в литературе часто называют обратным фильтром или переходной зоной. Термин «переходная зона» чаще относится к фильтрам в каменно-земляных плотинах.

Дренажные устройства по своей конструкции разделяют на три типа (рис. 14.4): наружные (тип I); внутренние (тип II); комбинированные (тип III).

Наружный, или наклонный, дренаж не имеет разновидностей. Самостоятельно его применяют сравнительно редко, но часто в сочетании с внутренними дренажами, образуя комбинированные дренажи. Само название этого типа дренажа говорит о том, что он находится за пределами основного профиля плотины и не создает укороченного пути фильтрации, поэтому он не может воздействовать на положение кривой депрессии.

Применение наружных и внутренних дренажей в земляных плотинах. Чаще всего наклонный дренаж применяют на участках земляных плотин, перекрывающих периодически затапливаемую пойму. Толщину наклонного дренажа (вместе с фильтром) в глинистых плотинах назначают несколько больше глубины промерзания, чтобы защитить низовой откос плотины. Верхняя отметка наклонного дренажа назначается из условия защиты от промерзания откоса при наивысшем положении кривой депрессии вместе с учетом капиллярного подъема. С другой стороны, верхняя отметка наклонно-

го дренажа должна быть выше самого высокого положения горизонта воды в нижнем бьефе с учетом нагона и наката волн.

Выполняется наклонный дренаж из достаточно однородного камня, тем самым обеспечивается очень высокий коэффициент фильтрации. Крупность камня (D_k) определяется из условия устойчивости при действии волн со стороны нижнего бьефа. Выше максимального уровня воды в нижнем бьефе в наклонный дренаж могут укладываться гравий или щебень.

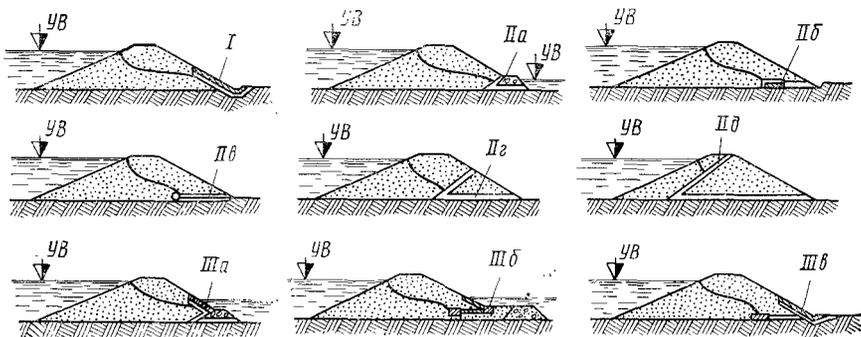


Рис. 14.4. Типы дренажных устройств:

I — наружный дренаж; *IIa* — дренажная призма (банкет); *IIб* — плоский горизонтальный дренаж и дренажная лента; *IIв* — трубчатый дренаж; *IIг* и *IIд* — плоский горизонтальный дренаж в сочетании с наклонными дренажными лентами; *IIIa, б, в* — типы комбинированного дренажа

В случае если защиты откоса от промерзания не требуется, толщину дренажа без фильтра назначают не менее $3D_k$.

Все внутренние и комбинированные дренажи создают кратчайший путь фильтрации и в этом заключается их основная роль — регулирование положения кривой депрессии. Чем больше приблизим мы дренаж к верхнему бьефу, тем более понизим положение кривой депрессии. Учитывая, что в большинстве случаев величина фильтрационного расхода нас ничем не ограничивает в силу ее малости, дренаж можно было бы расположить очень близко к напорному откосу, но стоимость его при этом будет сильно расти. Повышенная стоимость дренажа складывается из стоимости получения однородного (или близкого к однородному) камня и фильтра. В результате экономия, которая может быть достигнута за счет устройства более крутого низового откоса при заглублении кривой депрессии, окажется меньше стоимости дренажа. Таким образом, оптимальное решение может быть получено в результате технико-экономического сопоставления вариантов плотин с различным заглублением дренажей в тело плотины.

Дренажная каменная призма (тип *IIa*) устраивается обычно на русловых участках плотины при ее возведении без перемычек и при перекрытии реки отсыпкой камня в воду. При наличии деше-

вого камня в большом количестве она может применяться и в других участках плотины.

Плоский горизонтальный дренаж (тип II б), трубчатый дренаж (тип II в), плоский горизонтальный дренаж или ленточный дренаж в сочетании с наклонными дренажными лентами (II г) используются на пойменных участках плотин на незатопляемых отметках. Большое распространение получил *трубчатый дренаж*. Если его выполнять из пористого бетона, то отпадает необходимость в укладке фильтра. Если используются перфорированные трубы, укладка фильтра бывает необходима. *Ленточный дренаж* часто используют для дренирования тела упорных призм каменно-земляных и каменных плотин. Такая необходимость возникает при использовании для тела призм полускальных, сильнозаглинизированных или слабых выветренных пород, которые при уплотнении разрушаются, или когда процесс выветривания может продолжаться в теле насыпи. В этом случае проницаемость пород становится маленькой (см. рис. 14.26). Иногда дренаж устраивается и в теле упорных призм, когда плотина строится в сейсмических условиях (см. § 14.4).

Дренажи типа II д применяют в однородных плотинах из глинистых грунтов для полного перехвата фильтрационного потока. Дренажные сооружения такого типа дороги и могут применяться, когда на месте строительства в достаточном количестве имеется песок, который является основным материалом для такого типа дренажа.

Комбинированные дренажи применяют при необходимости защиты низового откоса от волнового воздействия со стороны нижнего бьефа. Тип дренажного устройства III б используется довольно часто в намывных земляных плотинах, когда выполняется оно после возведения плотины.

Трубчатый горизонтальный дренаж в сочетании с вертикальным трубчатым дренажем обычно применяется в земляных плотинах для снятия напора в основании, когда более проницаемый слой основания прикрыт сверху менее проницаемым грунтом или когда возникает необходимость понизить выходные градиенты при выходе потока в непосредственной близости от подошвы плотины.

Вертикальный дренаж в основании плотины. В каменно-земляных и каменных плотинах вертикальный дренаж устраивают в основании в виде скважин для перехвата фильтрационного потока, чтобы предотвратить суффозию заполнителя трещин в скальном основании или выпор и суффозию в аллювиальном основании.

Поскольку трубчатый вертикальный дренаж выполняется в аллювиальных отложениях, он должен оборудоваться фильтром. Конструкции фильтров могут быть самыми различными: грунтовые, металлические, бетонные, керамические и т. д. Наиболее предпочтительными являются из пористого бетона или пластмасс.

Отвод воды осуществляется через горизонтальный трубчатый дренаж или галереи.

На рис. 14.5 показана Асуанская плотина с вертикальным трубчатым дренажем, выполненным в низовой упорной призме.

На рис. 14.6 показана плотина Инfernильо с дренажем в скальном основании, выполненным за противофильтрации и н о й завесой.

Конструкции вертикального трубчатого дренажа показаны на рис. 14.7. На Цимлянском и Волгоградском гидроузлах с 1958 г. работают трубчатые дренажи из винипласта. Глубина их достигает 60 м ($d = 16,5$ см). Длина отдельных перфорированных труб 4 м. Перфорированная часть дренажа обернута гофрированной вишиеластовой сеткой или стеклотканью и обсыпана песком. Работают дренажные скважины на самоизлив или с откачкой воды.

Размеры отводящих дренажных устройств рассчитывают исходя из ожидаемого расхода фильтрации и с учетом методов строительства дренажа. Сечение горизонтальных дренажных труб определяют из условия безнапорного движения воды. Вдоль по длине дренажной трубы устраивают смотровые колодцы. Выход воды из трубы обычно осуществляют в дренажный банкет в русловой части плотины. Диаметры труб могут достигать 2 м.

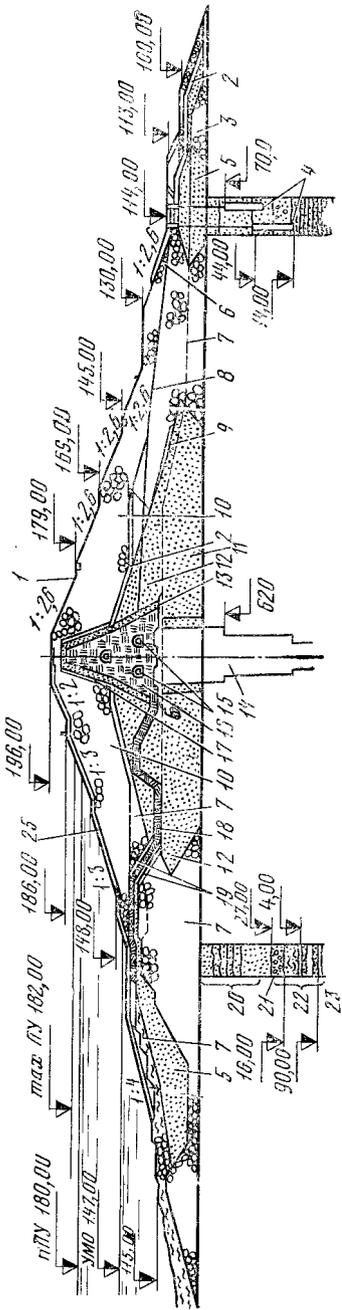


Рис. 14.5. Высокая Асуанская плотина:

1 — мостовая по щебню; 2 — трехслойный фильтр (щебень 40 → 150 мм — 1 м, щебень 5 → 35 мм — 0,5 м и крупный песок $d = 1,5$ мм — 1,0 м); 3 — карьерная мелочь; 4 — дренажные скважины; 5 — дренажные скважины; 6 — уплотненный дюнный песок; 7 — камень крупнее 150 мм, замтый песком; 8 — кривая депрессия; 9 — щебень 40 → 150 мм; 10 — каменная наброска с гидроуплотнением; 11 — щебнистый песок; 12 — уплотненный щебнистый песок; 13 — уплотненный щебнистый песок; 14 — цементно-глинистая завеса; 15 — цементационные и смотровые галереи; 16 — ядро из ила; 17 — щебень; 18 — щебень 40 → 150 мм; 19 — щебень 40 → 150 мм; 20 — песок различной крупности; 21 — галька и валуны с песчаным заполнителем; 22 — переслаивание супесей, суглинков, песков и песчанников; 23 — магниты

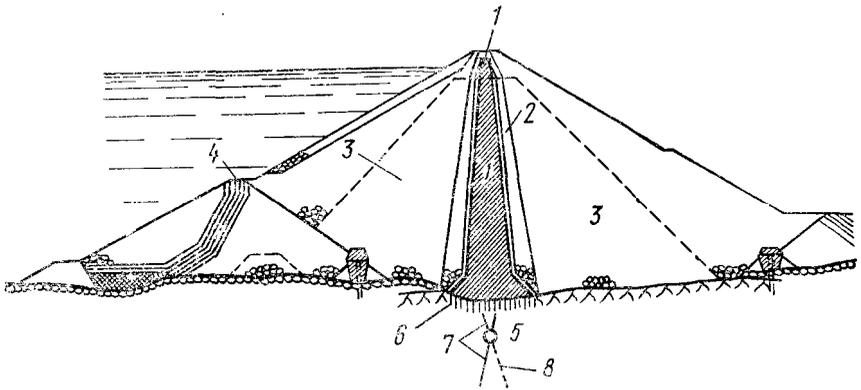


Рис. 14.6. Плотина Инфернильо (Мексика):

1 — ядро плотины; 2 — переходные зоны; 3 — зоны каменного материала (конгломерат); 4 — экран перемычки; 5 — галерея в основании плотины; 6 — площадная цементация; 7 — скважины цементационной завесы; 8 — дренажные скважины

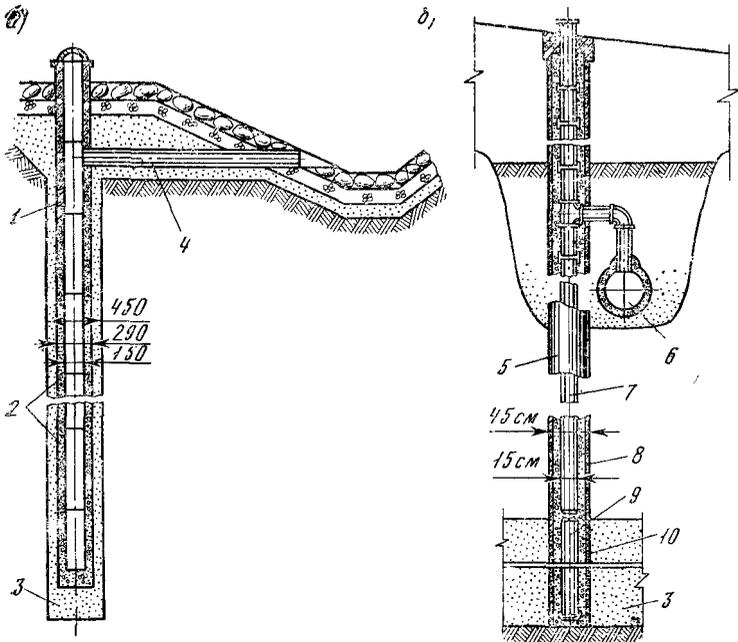


Рис. 14.7. Дренажные скважины:

а — из пористого бетона; б — из пластмасс; 1 — бетон плотный; 2 — бетон пористый; 3 — песок; 4 — асбестоцементная труба; 5 — обсадная труба; 6 — отводная труба; 7 — поливинилхлоридная труба; 8, 9 — непроницаемый и проницаемый материал; 10 — перфорированная часть трубы

Устройство дренажей. Методы производства работ при создании дренажных сооружений должны обеспечить его нормальную работу в период эксплуатации дренажного сооружения.

Во всех случаях создания дренажных сооружений из камня или галечника нельзя допускать расслоения (сегрегации) материала. В практике принято считать, что грунт с $\eta < 10$ не расслаивается, но последние исследования В. В. Буренковой показали, что практически любой грунт расслаивается и должны быть предусмотрены специальные технические условия укладки грунта для предотвращения расслоения (мозаичная отсыпка с небольшой высоты, перебивание при разравнивании и т. д.).

Зерновой состав фильтров и переходных зон. Характер фильтрационных деформаций грунтов изложен в гл. 3. Здесь необходимо рассмотреть подбор состава фильтров дренажных сооружений в зависимости от вида фильтрационных деформаций и условия работы противofильтрационного устройства на контакте с фильтром, имеющих некоторые специфические особенности по сравнению с дренажем под бетонными плитами (см. гл. 3).

Большое внимание этому вопросу уделяется в СССР. Это прежде всего исследования, проведенные во ВНИИ ВОДГЕО В. С. Истолиной, В. В. Буренковой, Г. В. Мишуровой, во ВНИИГе им. Ведычева Б. Е. — В. Н. Жиленковым, Г. Х. Праведным и др., НИСе Гидропроекта — М. П. Малышевым и др.

Суффозия. Подбор фильтров с учетом суффозии следует проводить при сопряжении дренажа с песчаным грунтом тела плотины и при подборе второго и последующих слоев фильтра.

Если толщина (ширина) первого слоя фильтра невелика и кривая депрессии может выйти из первого слоя фильтра во второй, то может возникнуть контактный размыв грунта первого слоя фильтра потоком воды, движущимся по контакту между слоями.

Размыв не будет иметь место, если

$$D_{10}^{II}/D_{10}^I \leq 10, \quad (14.1)$$

где D_{10}^I и D_{10}^{II} — соответственно диаметр частиц, меньше которых в первом и во втором слоях фильтра 10%. Степень неоднородности слоев фильтра должна быть $\eta < 10$. Аналогичным образом следует поступить при рассмотрении контакта: грунт тела плотины — первый слой фильтра, причем роль первого слоя будет выполнять грунт тела плотины, а роль второго слоя в зависимости (14.1) — грунт первого слоя фильтра. Такой расчет следует выполнять, если линия контакта грунт тела плотины — фильтр с подошвой образует угол, острый или больший 90° , что имеет место в каменно-земляных плотинах с ядром и земляных плотинах с дренажными сооружениями типа I, IIIa, IIIб, IIIв.

Кроме условий устойчивости грунта от контактного размыва, если он может иметь место, следует рассмотреть непрсыпаемость астиц грунта первого слоя во второй, второго в третий и т. д.

Для того чтобы построить такой критерий, необходимо знать соотношения между размерами частиц, слагающих грунт, и образуемыми ими порами. Задача очень сложная и в настоящее время далека от строгого решения. Для практических целей удобно пользоваться предположением, что размеры пор в грунте зависят от интегральной кривой его зернового состава и кривая распределения размера пор в грунте подобна кривой зернового состава [45]. В этом случае

$$d_i^0 = \alpha_n d_i, \tag{14.2}$$

где d_i^0 — диаметр пор, меньше которых по кривой распределения пор i , %; d_i — диаметр частиц, меньше которых по кривой зернового состава i , %; α_n — коэффициент, учитывающий пористость грунтов n .

Значение коэффициента α_n в зависимости от пористости грунта и коэффициента разнородности приведено на рис. 14.8 [46]. Как видно из этого рисунка, величину α_n в большинстве случаев можно принимать равной 0,155, имея в виду, что этот коэффициент соответствует уплотненному грунту. В случае отсутствия уплотнения величина $\alpha_n > 0,155$. Предельное значение $\alpha_n = 0,41$, что соответствует предельно рыхлому (неустойчивому) сложению или однородному грунту.

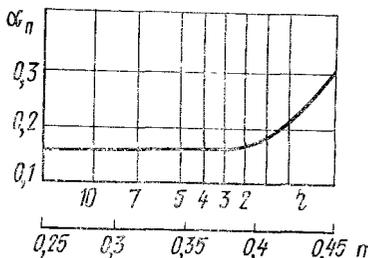


Рис. 14.8. Зависимость α_n от пористости грунта (n) и степени его неоднородности η

Отсутствие проникновения частиц одного грунта в поры другого выражается соотношением

$$D_{10}^{II} \leq \frac{D_{50}^I}{\alpha_n}, \tag{14.3}$$

где α_n определяется в соответствии с пористостью второго слоя фильтра.

Если линии контакта грунт тела плотины — фильтр с подошвой образует угол меньше 90° , что имеет место в земляных плотинах с дренажными сооружениями типа Пг, Пд, ППа и в каменно-земляных плотинах с наклонным ядром или экраном, то проверка на суффозию выполняется только на непросыпаемость.

В каменно-земляных плотинах ядра и экраны выполняются обычно из глинистых грунтов, поэтому проверку на суффозию выполняют для подбора состава второго слоя фильтра и проверку контакта второго слоя с дренажем (грунт низовой упорной призмы в случае каменно-земляной плотины). В этом случае выявляется необходимость подбора состава третьего слоя фильтра.

Подбор состава второго слоя фильтра (переходной зоны) каменно-земляной плотины с центральным ядром по условию контактного размыва может не производиться, если толщина фильтра до-

статочна, чтобы фильтрационный поток не вышел во второй слой. Толщину первого слоя фильтра можно в этом случае определять исходя из максимального радиуса растекания потока при выходе его из трещины в ядре, если таковая может иметь место в сооружении (см. § 14.4).

Ширина первого слоя фильтра в плотине с ядром может быть определена согласно предложению ВНИИ ВОДГЕО

$$b^I = R + a', \quad (14.4)$$

где b^I — ширина первого слоя фильтра; R — радиус растекания потока из трещины, где

$$R = 1,329 H_{\text{тр}} \sqrt{\frac{1}{\ln \frac{8 H_{\text{тр}}}{\delta}}}, \quad (14.5)$$

где δ — раскрытие трещины, м; $H_{\text{тр}}$ — глубина воды в трещине, м; a' — запас ширины фильтра, равный 0,5 м.

Часто толщину фильтров в каменно-земляных плотинах (переходная зона) назначают из удобства производства работ не менее 3 м.

Отслаивание и контактный выпор. При сопряжении дренажного сооружения с глинистым грунтом первый слой фильтра рассчитывается из условия отслаивания и контактного выпора.

В подводном состоянии влажность глинистого грунта, не имеющего нагрузки на поверхности, увеличивается из-за расклинивающего действия тонких слоев воды между частицами грунта и их агрегатами. Уравновешивание расклинивания и изменения влажности наступает при отодвигании частиц и их агрегатов друг от друга, поэтому некоторые группы частиц и агрегатов выходят из радиуса действия молекулярных сил и молекулярное сцепление (по Б. В. Дерягину) при определенных диаметрах этих агрегатов перестает действовать.

Экспериментально В. С. Истоминой установлено, что отсутствие отслаивания глинистого грунта на всей поверхности контакта грунт — фильтр можно считать обеспеченным, если максимально возможный размер пор будет удовлетворять неравенству

$$D_{90}^0 \leq 4,0 \text{ мм.} \quad (14.6)$$

Как уже говорилось выше, деформации отслаивания происходят только на свободной поверхности глинистого грунта, на которой отсутствует нагрузка, т. е. на той части контакта, которая приходится на поры между частицами.

Основной вид фильтрационных деформаций глинистого грунта — контактный выпор, который может иметь место под действием фильтрационного потока.

Допустимый градиент контактного выпора можно определить по формуле, предложенной Г. В. Мишуровой

$$I_{\text{доп}}^{\text{к.в}} = \frac{2c_p}{k_3 \gamma_0 D_{\text{св}}}, \quad (14.7)$$

где c_p — сцепление на разрыв глинистого грунта; k_3 — коэффициент запаса на точность определения c_p , который следует принимать от 3 до 5 в зависимости от класса капитальности сооружения; γ_0 — объемный вес воды; $D_{\text{св}}$ — расчетный диаметр свода, образующегося в глинистом грунте в подводном состоянии вследствие отслаивания грунта на контакте с фильтром над расчетной максимальной порой.

Величина c_p должна определяться опытным путем, как и прочие характеристики грунта, и только для приближенного определения можно воспользоваться зависимостью

$$c_p = 0,14 \cdot 10^{-3} \frac{1}{d_{80}}, \quad (14.8)$$

где d_{80} — диаметр частиц, см (80% обеспеченности).

Величина c_p , определяемая по выше приведенной формуле, соответствует сцеплению на разрыв при влажности на пределе текучести, так как в подводном состоянии в глинистом грунте на контакте с порами (в ненагруженном состоянии) постепенно влажность повышается за счет расклинивающего действия воды. Глубина, на которую распространяется повышение влажности, небольшая (по данным В. С. Истоминой) и зависит от размера пор фильтра и нагрузки.

Величину диаметра свода можно определить из условия

$$D_{\text{св}} = D_p + D_0 = D_p (1 + \alpha_n), \quad (14.9)$$

где $D_p = D_{90}$ — расчетный диаметр частиц фильтра; $D_0 = \alpha_n D_p$ — диаметр пор, создаваемых расчетными частицами фильтра.

Таким образом,

$$I_{\text{доп}}^{\text{к.в}} = \frac{2c_p}{k_3 \gamma_0 D_{90} (1 + \alpha_n)}. \quad (14.10)$$

Отсутствие выпора будет обеспечено, если $I_{\text{доп}}^{\text{к.в}} > I_p$ (максимальный расчетный выходной градиент, определяемый согласно фильтрационным расчетам по гидродинамической сетке).

Приведенные выше расчеты справедливы, если противофильтрационное устройство монолитно и опасности образования сквозных трещин нет.

Если анализ напряженно-деформированного состояния показывает, что образование трещин возможно (см. § 14.4), что может иметь место в ядрах или экранах каменно-земляных плотин, то подбор первого слоя фильтра следует производить из условия самозалечивания трещин, что достигается кольматацией фильтра на контакте с трещиной выносимыми потоком частицами.

Контактный размыв. Имеются рекомендации по проверке крупности фильтров из условия размыва глинистого материала на контакте с фильтром. Такой вид фильтрационных деформаций, как и утае контактного размыва первого слоя фильтра (см. выше), этически может иметь место, если угол между линией контакта дошвой плотины больше 90° (дренаж типа Пд и переходные в каменно-земляных плотинах с центральным ядром). Практически контактная линия никогда не бывает прямолинейной, а имеет вид «елочки», так как этого требуют условия производства при послойной отсыпке и уплотнении грунта. При отсыпке ядра или дренажа с запаздыванием на один слой по отношению к призмам размыва грунта потоком воды, фильтрующей через него или вызванной инфильтрацией (атмосферные осадки), на контакте возможно не произойдет. В целом этот вопрос еще требует дальнейших исследований с учетом реальной конфигурации контакта.

Кольматация фильтра выносимым грунтом. Исследования самоочищения трещин выполнялись во ВНИИ ВОДГЕО, которые показали, что в процессе размыва стенок трещины выносятся не отдельные частицы, а агрегаты слипшихся частиц.

На рис. 14.9 приведен график для определения зернового состава агрегатов частиц, предложенный В. В. Буренковой. Для отыскания размеров частиц i -й обеспеченности требуется знать d_{10} и влажность грунта на пределе текучести. Приближенно с запасом можно брать $d_{10} \approx 0,03$ мм. Для более точного определения d_{10} имеются номограммы и графики, но для практических целей (с запасом) предложенная величина d_{10} вполне приемлема.

Экспериментально установлено, что кольматация имеет место, если 30% агрегатов задерживается в порах фильтра:

$$d_{70} \geq \alpha_{11} \frac{D_{60}^i}{2}, \quad (14.11)$$

d_{70} — размер агрегата (70% обеспеченности). Это условие получено экспериментально.

При больших напорах в трещинах необходимо рассмотреть устойчивость агрегатов под действием гидродинамического потока, так как агрегаты могут выдавливаться водой из пор фильтра, что может иметь место при крупнозернистых фильтрах.

Толщина и зерновой состав фильтров. Толщина фильтров в дренажных сооружениях (см. рис. 14.4) назначается из условия прочности работ не менее 0,15 м и не менее $3D_{90}^i$, где D_{90}^i — диаметр 90% обеспеченности i -го слоя фильтра. Все приведенные критерии оценки зернового состава фильтров позволяют найти только один характерный размер частиц в зерновом составе. Весь зерновой состав строится из условия неоднородности, принимая во внимание (14.11). Если нужно использовать природный материал для фильтров в переходных зонах, у которого $\eta > 10$, то необходимо перестроить зерновой состав, предполагая возможное расслоение

при отсыпке, чтобы наиболее крупная часть зернового состава имела $\eta \leq 10$, и исходя из этой части зернового состава проверить пригодность естественного материала для фильтра без сортировки или назначить размеры частиц (наиболее крупные), подлежащие удалению.

Вообще карьеры грунтов практически никогда нельзя характеризовать одной осредненной линией зернового состава, а строятся огибающие зерновых составов, поэтому фильтры подбирают из наихудшего случая соприкосновения грунтов, наиболее удаленных по крупности зерновых составов. К примеру, наиболее мелкозернистая часть карьера песка (верхняя огибающая) и наиболее крупнозернистая часть (нижняя огибающая) каменной наброски.

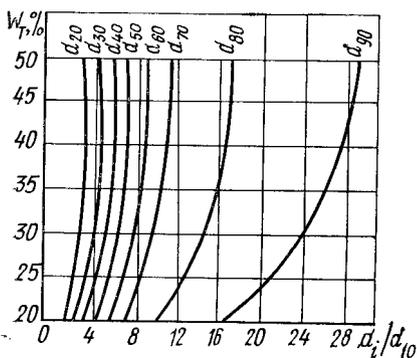


Рис. 14.9. Зависимость $d_i/d_{10} = f(W_T)$ при определении агрегатного состава грунта

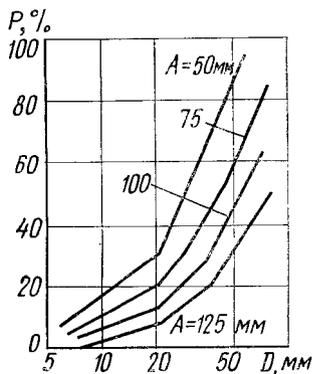


Рис. 14.10. Кривые зерновых составов щебня, получаемого в щековой дробилке при различных размерах выходной щели (A) по данным К. Д. Аверина

Приемы графического построения зерновых составов при отсеве некоторого количества фракций изложены в § 15.2.

Если фильтр создается дроблением крупнозернистого грунта, то зерновой состав фильтра можно оценить по рис. 14.10.

При подборе зернового состава фильтров из условия кольматации трещин, что может иметь место в тонких противофильтрационных элементах высоких каменно-земляных плотин, нужно помнить, что возможность образования трещин существует не на всей площади контакта ядро (экран) — фильтр, а только на части этой площади (см. § 14.4) и только в этих областях требуется более мелкозернистый фильтр. Во всех случаях следует самым тщательным образом изучать возможность использования для фильтров естественных грунтов, так как это существенно может уменьшить стоимость плотины. С другой стороны, эффективность работы фильтра — надежность сооружения. Правильный подбор зернового состава фильтра, высокое качество работы при отсыпке фильтров — залог успешной эксплуатации сооружения, его надежности.

§ 14.3. ПОРОВОЕ ДАВЛЕНИЕ И КОНСОЛИДАЦИЯ ГРУНТОВ

Обычно в грунте выделяют три основные составляющие фазы: твердые составляющие, вода и воздух. Когда в грунте присутствуют все три фазы, то считается, что грунт трехфазный; если грунт состоит из твердой фазы и воды, то грунт — двухфазный; если в грунте вода отсутствует, то грунт однофазный. Совокупность физических уравнений, описывающих состояние грунта, т. е. уравнения, связывающие между собой напряжения, деформации и прочность грунта, называют уравнениями состояния или физической моделью грунта. В зависимости от количества присутствующих в грунте фаз, модели грунта бывают однофазные, двухфазные и трехфазные. Каждая фаза (твердая, жидкая и газообразная) обладает своими специфическими физическими уравнениями, общее уравнение состояния должно, с одной стороны, описывать эти свойства, а с другой — отражать взаимодействие этих фаз между собой. Создать такую обобщенную модель грунта еще предстоит. Существующие модели грунта упрощены.

Наибольшего распространения применительно к плотинам из грунтовых материалов получила так называемая модель фильтрационной консолидации, разработанная в СССР В. А. Флориным. Основы этой теории заложил К. Терцаги.

Сущность теории консолидации заключается в распределении действующей на грунт нагрузки между твердой и жидкой фазами. Важность этой задачи трудно переоценить, так как только та часть нагрузки, которая передается на твердую фазу, создает внутреннее трение в грунте. Действующее в рассматриваемой точке среднее нормальное напряжение (часто называемое тотальным) распределяется на две составляющие: среднее нормальное напряжение, действующее в скелете грунта, называемое эффективным; среднее нормальное напряжение, которое воспринимает вода, — нейтральное, т. е.

$$\sigma = \sigma_{\text{эф}} + \sigma_{\text{нейтр}} \quad (14.12)$$

Поскольку модуль объемного сжатия воды во много раз выше модуля объемного сжатия совокупности частиц твердой фазы, то обычно принимают, что вода несжимаема. Тогда, в случае двухфазной модели грунта, при приложении нагрузки к грунту в начальный момент ($t=0$, где t — время), $\sigma_{\text{нейтр}} = \sigma$ и $\sigma_{\text{эф}} = 0$, затем под действием появившегося избыточного давления в порах грунта (по отношению к атмосферному давлению) начнется процесс неустановившейся фильтрации воды из пор грунта, давление воды в порах начнет падать и неуравновешенная часть давления будет передаваться на твердую фазу грунта — появится $\sigma_{\text{эф}} \neq 0$. Грунт начнет деформироваться, уменьшая свой объем. Одновременно с деформированием твердая фаза грунта начнет накапливать прочность за счет появления нормальных сил в контактах соприкасающихся частиц и появления в этих контактах трения. Спустя какое-то время зависящее от коэффициента фильтрации грунта поровое давление снизится до величины атмосферного давления (математически при

$t \rightarrow \infty$). В этот момент $\sigma_{\text{нейтр}} = 0$ и $\sigma_{\text{эф}} = \sigma$. В этот же момент грунт достигает максимальной прочности, так как с учетом порового давления закон Кулона записывают в виде

$$\tau = (\sigma - \sigma_{\text{нейтр}}) \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (14.13)$$

В случае трехфазного грунта в момент времени $t=0$ $\sigma_{\text{нейтр}} < \sigma$, так как за счет сжатия воздуха не вся нагрузка передается на воду — часть нагрузки сразу будет восприниматься скелетом грунта (твердой фазой). Таким образом следует, что с уменьшением коэффициента водонасыщения условия работы грунта улучшаются.

Наличие воды в порах любого грунта создает потенциальные возможности к образованию порового давления, но время его существования будет различным в зависимости от проницаемости грунта. На практике при рассмотрении работы сооружения под действием статических сил поровое давление имеет смысл определять только в глинистых грунтах (супесь, суглинки, глина). В песчаных и более крупнозернистых грунтах его не определяют, так как оно быстро уменьшается (рассеивается) за счет высокой водопроницаемости этих грунтов.

Определение порового давления по методу компрессионной кривой. Метод компрессионной кривой — простой метод определения максимального значения порового давления ($t=0$) для трехфазной модели грунта. Метод был предложен Л. В. Гамильтоном и Д. У. Хильфом и основан на предположении о равенстве порового давления в жидкой и газообразной фазах грунта. Предполагается, что грунт находится в закрытом объеме (закрытая система). В процессе приложения всесторонней нагрузки сжатие грунта протекает только за счет сжатия воздуха. Предполагая, что в процессе нагружения грунта температура не меняется, можно применить к газообразной части грунта закон Бойля — Мариота

$$PV = \text{const},$$

где P — давление в газе; V — объем газа.

$$P_a (\epsilon_{\text{возд}}^0 + \beta \epsilon_{\text{вод}}) = (P_a + P_v) (\epsilon_{\text{возд}}^0 - \delta \epsilon + \beta \epsilon_{\text{вод}}), \quad (14.14)$$

где P_a — атмосферное давление; P_v — давление в газообразной фазе сверх атмосферного за счет объемного сжатия грунта; $\epsilon_{\text{возд}}^0$ — коэффициент пористости грунта, полученный только для пор, занятых воздухом; $\epsilon_{\text{вод}}$ — то же, для пор, занятых водой; $\delta \epsilon$ — изменение коэффициента пористости грунта, полученное после приложения внешней нагрузки; β — коэффициент растворимости воздуха в воде согласно закону Генри*, который можно принять равным 0,0245; величина $\beta \epsilon_{\text{вод}}$ — количество растворимого воздуха в воде, содержащейся в единице объема грунта.

* В общем случае коэффициент растворимости воздуха зависит от температуры. Для более точного его определения можно пользоваться справочной литературой. Закон Генри устанавливает, что количество растворенного в жидкости газа не зависит от давления.

Из выражения (14.14) легко найти величину

$$P_v = \frac{P_a \delta \varepsilon}{\varepsilon_{\text{возд}}^0 - \delta \varepsilon + \beta \varepsilon_{\text{вод}}} \quad (14.15)$$

Можно легко найти значение P_v , при котором объем воздуха в грунте станет равным объему растворимого воздуха, приняв $\delta \varepsilon = \varepsilon_{\text{возд}}^0$. В этом случае

$$P_v = P_a \delta \varepsilon / \beta \varepsilon_{\text{вод}} \quad (14.16)$$

Всякое дополнительное изменение внешней нагрузки будет целиком передаваться на воду (выражение (14.16) определяет давление в газообразной фазе грунта), когда грунт переходит из трехфазной системы в двухфазную.

Постулируя условие, что давления в газообразной и жидкой фазе равны, мы тем самым имеем возможность определять нейтральное давление в грунте по приведенным выражениям для случая отсутствия оттока воды $(P_v)_{\text{max}}$.

Важнейшей характеристикой грунта, необходимой для расчетов порового давления, является коэффициент порового давления, равный отношению максимального порового давления к общему среднему давлению, действующему в грунте (тотальному среднему давлению):

$$\alpha = (P_v)_{\text{max}} / \sigma \quad (14.17)$$

Определение максимальных значений порового давления возможно на основе компрессионных свойств грунтов и полученных зависимостей $\sigma_{\text{ск}} = f(\varepsilon)$.

Построение компрессионной зависимости осуществляется по открытой системе, т. е. вода по мере приложения нагрузки к грунту имеет возможность фильтровать. В этом случае поровое давление в грунте постепенно падает до величины атмосферного давления (рассеивается). Приложение следующей ступени нагрузки на грунт осуществляется после стабилизации объема на предыдущей ступени нагружения, тем самым происходит рассеивание порового давления после приложения каждой ступени нагрузки. Именно такая методика принята в механике грунтов для построения компрессионной кривой. На рис. 14.11, а и б показана компрессионная кривая $\sigma_{\text{ск}} = f_1(\varepsilon)$, где $\sigma_{\text{ск}}$ — среднее напряжение в скелете после рассеивания порового давления. На этом же графике нанесено значение $P_v = f_2(\varepsilon)$ для случая закрытой системы, построенное по зависимости (14.15).

Имея эти два графика, можно установить те средние напряжения (полные), которые необходимо создать в грунте, чтобы грунт в закрытой системе деформировался так же, как в открытой. Сумма $P_v = f_2(\varepsilon)$ и $\sigma_{\text{ск}} = f_1(\varepsilon)$ даст нам новую кривую деформации в закрытой системе $\sigma = \varphi(\varepsilon)$. Точка А на графике указывает значение P_v и коэффициент пористости, соответствующие полному водонасыщению пор водой (переход к двухфазной системе). В закрытой системе грунт будет деформироваться только до точки А. Затем вся нагрузка будет передаваться на воду.

Теперь легко построить графики $P_B = f(\sigma)$ и $\alpha = f(\sigma)$, что и показано на рис. 14.11, б.

Зависимость $P_B = f(\sigma)$ имеет криволинейный характер только на участке сжатия воздуха (точка А), затем приращение внешней

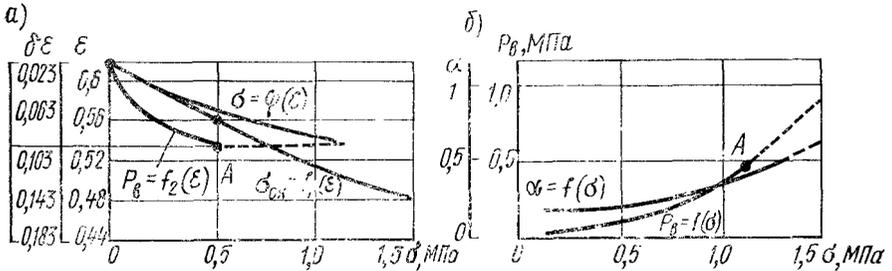


Рис. 14.11. Поровое давление (P_B) и коэффициент порового давления (α) в зависимости от $\gamma_{сж}$, ϵ и δ по результатам экспериментов в одометре или стабилометре

нагрузки передается только на воду и кривая графика $P_B = f(\sigma)$ становится прямолинейной, наклоненной под углом 45° к оси σ .

Построение вспомогательных графиков открыло возможность определить $P_B(x, y)$ в теле плотины при отсутствии оттока воды, т. е. $(P_B)_{\max}$ в точке. Для этого надо знать напряжение σ . Если сведения о тотальных средних напряжениях отсутствуют, то, принимая коэффициент Пуассона в грунте равным 0,5, а $\sigma_y = \gamma_{гр}h$, где h — мощность вышележащей толщи грунта, можно считать $\sigma = \sigma_y = \gamma_{гр}h$. Принятые допущения соответствуют распределению среднего давления в жидкости, что приводит к завышению порового давления.

На рис. 14.12 показаны линии равных значений $(P_B)_{\max}$ в ядрах плотины к концу строительного периода, предполагая, что по сечению ядра поровое давление распределяется по закону синуса, т. е. $P_B \max$ устанавливается только по оси ядра и

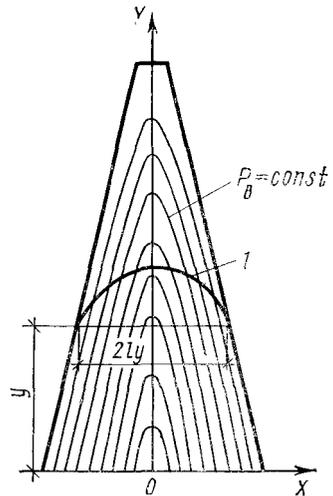


Рис. 14.12. Линии $P_B = \text{const}$ в ядре плотины к концу строительного периода от действия сил собственного веса:
 1 — эпюра порового давления на уровне y

$$P_B(x, y = \text{const}) = P_B(x = 0, y = \text{const})_{\max} \sin \frac{\pi(l_y - x)}{2l_y} \quad (14.18)$$

(полузакрытая система — по оси оттока воды нет, а в других точках имеется место до момента, когда $P_B(x, y = \text{const})$ не уменьшится согласно (14.18), где $P_B(x, y = \text{const})$ определяется по формуле (14.18) для различных точек по оси ядра, l_y — полуширина ядра на уровне y).

Настоящее решение дает значение порового давления в ядре плотины только от действия вышележащей толщи грунта. В действительности давление в поровой воде возникает не только за счет сжимаемости грунта, но и за счет напора воды со стороны верхнего бьефа. На рис. 14.13, а показана гидродинамическая сетка в ядре

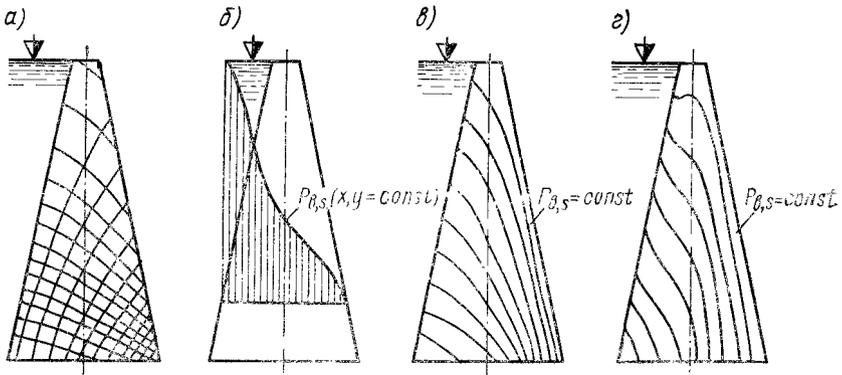


Рис. 14.13. Поровое давление в ядре плотины

плотины. Эта сетка может быть перестроена в линии равного давления. Распределение давления по горизонтальному сечению ядра показано на рис. 14.13, б. В точках пересечения горизонтального сечения с эквипотенциалами откладывается величина пьезометрического напора в этих точках. На рис. 14.13, в показаны линии равных давлений $P_{B,s}$, вызванных подъемом воды верхнего бьефа. Сопоставляя поровое давление в точках ядра плотины из рис. 14.12 и 14.13, в и выбирая максимальные значения из двух решений, строим картину суммарного порового давления в ядре рис. 14.13, г.

Изложенный метод в силу приведенных выше допущений и предположения об изменении порового давления в зависимости от напора, определенного по гидродинамической сетке, построенной на момент образования установившегося фильтрационного потока, довольно неточен и дает завышенные значения порового давления. Значительно более точный метод основан на фильтрационной теории консолидации.

Метод фильтрационной теории консолидации может включать метод компрессионной кривой, изложенный выше для определения $\alpha = f(\sigma)$, или эта зависимость может определяться непосредственно из экспериментов. Эксперименты следует проводить с глинистыми

грунтами в стабилометре и только в крайнем случае допускается использовать одометры, так как в стабилометре мы знаем все компоненты напряжений, прикладываемых к грунту. В одометре нам известно только σ_y и переход к σ сопровождается допущениями о предполагаемой величине коэффициента Пуассона.

Составив уравнение неразрывности для трех фаз грунта, В. А. Флорин получил уравнение консолидации трехфазной земляной среды, которое для условий плоской деформации имеет вид

$$\frac{1}{1+\epsilon} \frac{\partial \epsilon}{\partial t} + \beta \frac{\partial P_v}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k_{\Phi}^x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_{\Phi}^y \frac{\partial H}{\partial y} \right), \quad (14.19)$$

где ϵ — коэффициент пористости; β — коэффициент объемного сжатия газообразной фазы; P_v — поровое давление; k_{Φ}^x — коэффициент фильтрации в горизонтальном направлении; k_{Φ}^y — коэффициент фильтрации в вертикальном направлении; H — напорная функция; t — время.

Плоская задача в фильтрационном отношении может быть сведена к одномерной, если принять условие горизонтального оттока воды, что равносильно учету большой фильтрационной анизотропии в грунте, когда $k_{\Phi}^x \gg k_{\Phi}^y$. Учитывая сказанное в § 14.2, это допущение в общем случае не должно приводить к серьезным отклонениям от действительности. Последующая проверка этого допущения, предложенного А. А. Ничипоровичем, выполненная различными авторами, показала, что допущение применительно к тонким грунтовым противофильтрационным элементам (ядра, экраны) не дает существенных отклонений по сравнению с более строгими решениями. Это допущение позволило А. А. Ничипоровичу совместно с Т. И. Цыбульник получить решение консолидации в замкнутом виде, кроме того, авторы приняли характеристики грунта и среднее напряжение постоянными вдоль горизонтального сечения противофильтрационного элемента и предположили, что на величину порового давления (на объемные деформации) деформации формоизменения влияния не оказывают. Как будет видно из § 14.4, это дополнительные допущения и предположения, по крайней мере, для ядра плотины являются приемлемыми. Ниже приводится сделанный авторами (А. А. Ничипорович, Т. И. Цыбульник) вывод зависимости $P_v(x, y, t)$. Окончательное выражение для порового давления, рассмотренного в рассматриваемом горизонтальном сечении:

$$P_{v,g}(x, y = \text{const}) = \frac{4\alpha u_{\sigma}}{\pi c} \sum_{i=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{i^3} \left[e^{-i^2 \mu (t-t_k)} - e^{-i^2 \mu (t-t_y)} \right] \sin \frac{i\pi (l_y - x)}{2l_y}, \quad (14.20)$$

где $\mu = \frac{\pi^2 c}{4l_y^2}$, а $c = \frac{\alpha(1+\epsilon_{cp})k_{\Phi}}{\gamma_0 a}$ — коэффициент консолидации. Величина $a = -\Delta\epsilon/\Delta\sigma$, как и ϵ , α , k_{Φ} , принимается постоянной и равной среднему значению на диапазоне изменения напряжений σ от 0 до максимальных на рассматриваемом уровне y . Величину a луч-

ше определять из опытов в приборе трехосного сжатия. Скорость нарастания нагрузки равна

$$u_{\sigma} = \frac{\sigma(y, t_k)}{t_k - t_y}. \quad (14.21)$$

В этом выражении $\sigma(y, t_k)$ — максимальное значение среднего напряжения к концу строительства t_k на уровне y ; t_y — время строительства ядра до уровня y . Полученная зависимость позволяет находить значения порового давления в любом горизонтальном сечении по высоте сооружения. Часто для получения решения достаточно учесть один член ряда, хотя встречаются случаи, когда требуется учитывать первые три члена ряда ($i = 1; 3; 5$).

Второй индекс подчеркивает происхождение порового давления от веса вышележащего грунта.

Уравнение (14.21) позволяет учесть переменность любых характеристик по высоте сооружения: коэффициента фильтрации, начального объемного веса, влажности и т. д. В случае если заранее неизвестны из решения задачи о напряженно-деформированном состоянии плотности распределения напряжений в противифильтрационном элементе сооружения, можно использовать допущения, что $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \gamma_{гр}(H - y)$. Это допущение даст завышенные значения σ и порового давления. Для случая изменения напора Т. И. Цыбульник получила общее решение о поровом давлении:

$$P_{вс}(x, y = \text{const}, t) = v\gamma_0 \left\{ \frac{l_y - x}{2l_y} (t_s - t_{s,y}) + \frac{2}{\pi\mu} \sum_{i=1}^{\infty} \frac{\bar{\alpha}(i)}{i^3} \sin \frac{i\pi(l_y - x)}{2l_y} [e^{-i^2\mu(t-t_s)} - e^{-i^2\mu(t-t_{s,y})}] \right\}, \quad (14.22)$$

где $v = \frac{H_s}{t_s - t_n}$ — скорость подъема воды в верхнем бьефе; $t_n - t_s$ — моменты времени, соответствующие началу и окончанию наполнения водохранилища; $t_{s,y}$ — время, соответствующее наполнению до уровня y ; H_s — напор на сооружение; $\bar{\alpha}(i) = \alpha + (-1)^i(1 - \alpha)$, при i четных $\bar{\alpha}(i) = 1$ при i нечетных $\bar{\alpha}(i) = 2\alpha - 1$; все остальные обозначения прежние.

Зависимость (14.22), по существу, является решением задачи неустановившейся фильтрации, вызванной подъемом воды в верхнем бьефе при анизотропных свойствах грунта ($k_{\phi y} = 0$).

Эти решения относительно $P_{вг}$ и $P_{вс}$ несправедливы в диапазоне времени между началом и окончанием строительства и началом и окончанием наполнения водохранилища соответственно. Для случая $t \rightarrow \infty$ будем иметь $P_{вг} = 0$ (по определению для открытой системы) и $P_{вс} = v\gamma_0 \frac{l_y - x}{2l_y} (t_s - t_{s,y})$. Следовательно, $P_{вс}$ распределяется по линейному закону.

В практических случаях мы можем иметь самые разнообразные графики возведения сооружения, причем скорость подъема воды в

верхнем бьефе может значительно отставать от скорости строительства. Все эти сложные сочетания подъема воды в верхнем бьефе и возведения сооружения могут разбиваться на элементарные сочетания, отвечающие полученным зависимостям. Если подъем воды идет (условно) равномерно со строительством, то при определении $P_{вг}$ следует учитывать взвешивание, т. е. σ следует брать с учетом взвешивания. Когда $\sigma = \gamma_{гр}H$, то в таком случае $\gamma_{гр} = \gamma_{взв}$.

Если подъем уровня «запаздывает» по сравнению со скоростью возведения ядра, надо вводить $P_{в,в}$ — поровое давление от взвешивания, тогда полное давление

$$P_{в} = (P_{вг} - P_{в,в}) + P_{п,с}. \quad (14.23)$$

Определение $P_{в,в}$ производят по (14.20), но при $u_{\sigma} = \gamma_0 v$ (моменты времени принимаются такими же, как и при определении $P_{вс}$).

Определение $P_{в,в}$ требуется, когда накладывается условие $\sigma = \gamma_{гр}(H - y)$. В случае если используются значения σ из решения задачи о напряжениях, учитывать $P_{в,в}$ не требуется, так как взвешивание уже должно быть учтено в σ при решении задачи о напряжениях. Но и в случае, когда напряжение неизвестно и принимается по выше приведенным зависимостям, $P_{в,в}$ определяется редко. Можно воспользоваться приближенным приемом, изложенным выше, сопоставляя линии равных $P_{вг}$ и $P_{вс}$, строить общую картину $P_{в}$, выбирая в каждой точке максимум из двух рассматриваемых картин порового давления.

Характер распределения $P_{вг}$ аналогичен $(P_{в})_{\max}$ (рис. 14.12), а $P_{вс}$ аналогичен $P_{вс}$ при $t \rightarrow \infty$, но абсолютные значения, естественно, будут иные. Линии равного суммарного давления ($P_{в} = P_{вг} - P_{в,в} + P_{вс}$) будут иметь такой вид, как показано на рис. 14.13, г.

Рассмотренное решение задачи консолидации не учитывало ползучести грунта. Решение такой задачи в квазиоднородной постановке дал А. П. Гольдин.

Рассмотренные выше допущения позволяют решать задачи о распределении порового давления в сравнительно тонких противифльтрационных элементах, когда применима «открытая» система (средний градиент $I_{ср} \geq 2$).

На рис. 14.14 показаны расчетная схема и сопоставление расчетов, выполненные А. А. Ничипоровичем и Т. И. Цыбульник, и натурные наблюдения за поровым давлением в плотине Серро-Понсон (Франция), которые говорят о хорошем совпадении результатов расчета и натуральных наблюдений (рис. 14.15).

Одновременно с этим следует отметить наличие данных, которые показывают, что величины порового давления значительно превышают расчетные, т. е. «открытая схема» неприменима. А. А. Ничипорович предлагал в этом случае пользоваться зависимостью (14.18) для определения $P_{вг}$. Это явление чаще имеет место при массивных ядрах или в однородных глинистых плотинах, когда

практически в центральной части отсутствует рассеивание порового давления (закрытая система).

Необходимость учета реальных значений σ видна из рис. 14.16. Как видно из рисунка, коэффициент α резко возрастает во втором случае. Построение выполнено А. Пенменом по данным натуральных наблюдений за поровым давлением и напряжениями в плотине Лин-Бриан (Англия). Как видно из результатов, поровое давление достигло исключительно больших значений в нижней половине ядра плотины ($\alpha \rightarrow 1$). Практически это поровое давление вывело ядро

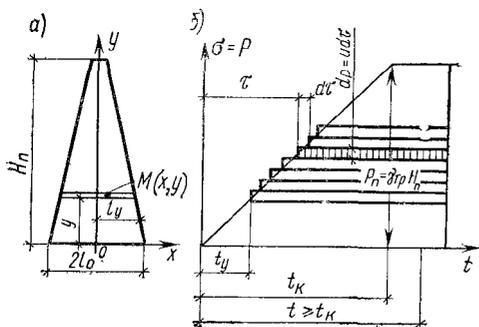
плотины из работы на устойчивость, так как почти вся нагрузка передалась на воду, защемленную в порах грунта.

Важнейшее условие снижения порового давления консолидации — снижение коэффициента водонасыщения при укладке грунта в тело плотины.

Большое обобщение по данным натуральных наблюдений за поровым давлением выполнил Ю. П. Ляпичев. По ним можно сделать вывод, что не только толщина ядра определяет применимость «открытой системы» для решения задачи о поровом

Рис. 14.14. Схема уплотнения ядра под действием нагрузки от веса вышележащей толщи грунта:

а — ядро; б — график изменения нагрузки на слой ($y = \text{const}$)



давлению, но и свойства грунта. Сейчас можно предварительно сформулировать условие применимости «открытой системы» следующим образом: применение «открытой системы» возможно для элементов плотин с $I \geq 2$ (I — средний градиент напора на ядро) при условии, что эти элементы выполнены из грунтов с числом пластичности $W_p \leq 8 \div 9$ и $G < 0,85$, в противном случае рассеивание порового давления очень медленное, ядро работает в условиях «полузакрытой системы» и решение надо строить по «полузакрытой системе», используя выражение (14.18).

Работа ядра (экрана) по закрытой системе заключается в том, что около зоны дренажа оно быстрее отдает воду и деформируется. В результате в этих зонах уменьшается коэффициент фильтрации и фильтрация из центральной части ядра практически прекращается. Формула (14.18) в целом отражает эту картину, так как учитывает первоначальное рассеивание порового давления. Вопрос снижения порового давления актуален и достижение этого возможно главным образом снижением начального коэффициента водонасыщения. С этих позиций нельзя допускать укладку грунта с влажностью выше оптимальной. Лучше влажность снижать против оптимальной на $0,5 \div 1\%$ (в зависимости от высоты плотины).

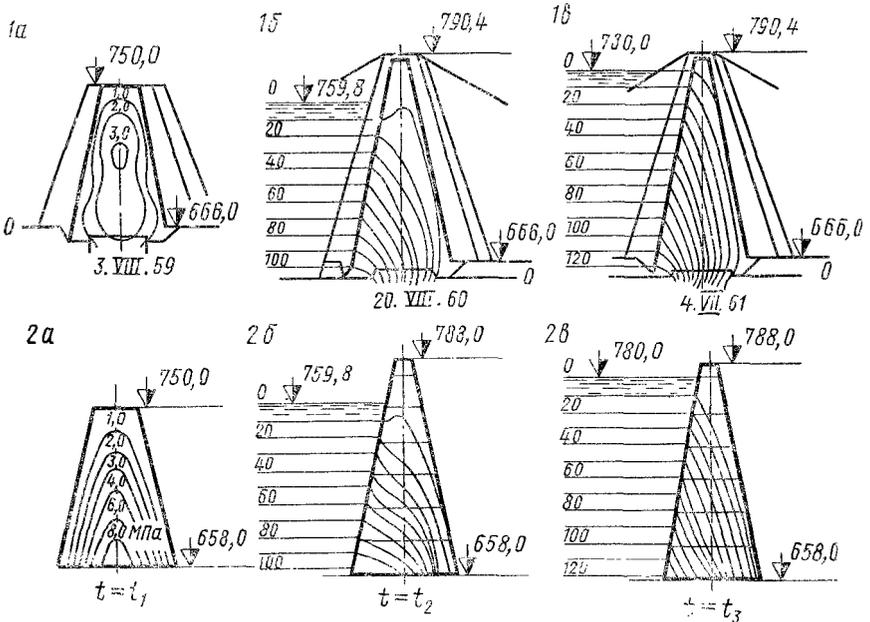


Рис. 14.15. Линии разных поровых давлений в ядре плотины Серро-Понсон (Франция):

1а, 1б, 1с — натурные данные; 2а, 2б, 2с — результаты расчета; 1а и 2а — фактические и расчетные данные незадолго до начала заполнения водохранилища ($t=t_1=850$ сут); 1б, 2б — к концу строительного периода ($t=t_2=1236$ сут); 1с, 2с — в период эксплуатации ($t=t_3=1576$ сут)

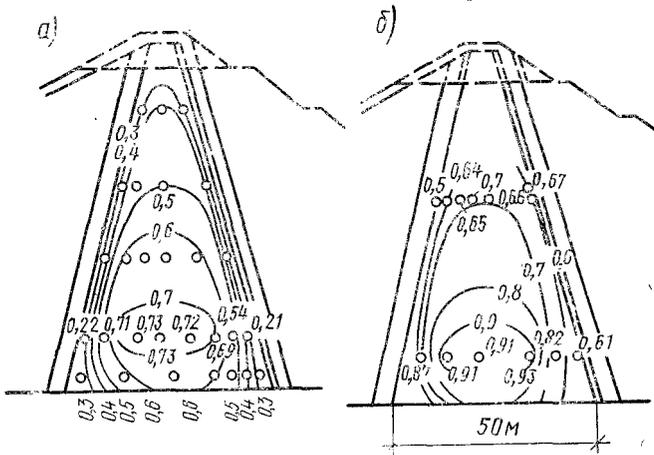


Рис. 14.16. Ядро плотины Лип-Бриан (Англия):

а — линии равных $\alpha = P_u / \sigma_y$; б — линии равных $\alpha = P_u / \sigma_y$

Устройство специального дренажа в теле противофильтрационного элемента обычно не делается. Иногда для снижения величины порового давления даже вынуждены снижать темпы возведения или вообще останавливать на несколько месяцев отсыпку грунта, но это дает эффект в случае строительства плотины или ядра из

сравнительно сильно проницаемых грунтов (легкие суглинки, супеси).

Снижение порового давления имеет большое влияние на устойчивость откосов. По данным Мура (X конгресс по большим плотинам, Монреаль, 1970) увеличение α на 0,1 снижает k_{min} на 0,12.

Экспериментальное изучение коэффициента порового давления и осадки глинистых плотин в эксплуатационный период. Выше был рассмотрен способ получения коэффициента порового давления α по результатам компрессионных исследований грунтов, но коэффициент порового давления может быть определен непосредственно замером порового давления в грунте. В настоящее время такие исследования выполняются во многих лабораториях. Наиболее полные и первые систематические исследования в одометрах были выполнены В. М. Павилонским. На рис. 14.17 показаны изолинии α для различных грунтов, которые характеризуются числом пластичности и влажностью на пределе раскатывания и различной плотностью этих грунтов.

Эксперименты в стабилеометре показывают,

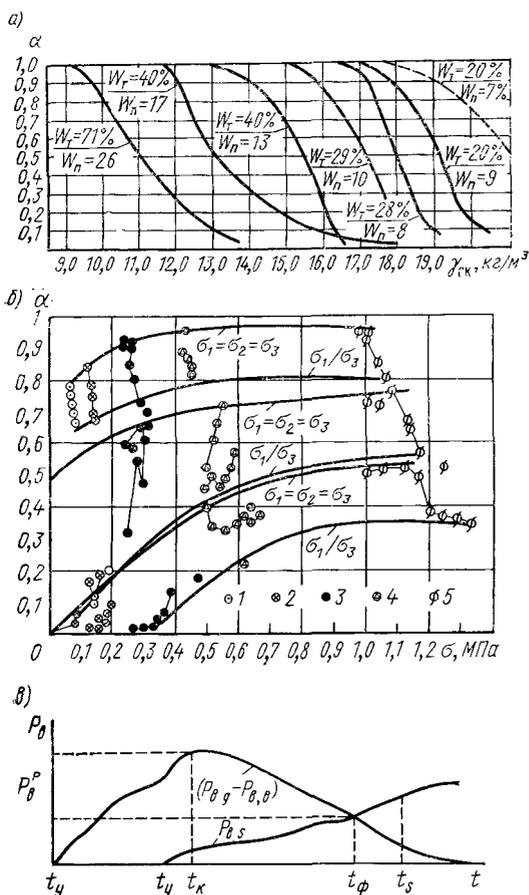


Рис. 14.17. Зависимость коэффициента порового давления (α):

α — от показателей консолидации и объемного веса скелета грунта; σ — от изменения коэффициента порового давления в грунте в зависимости от состояния суглинистого грунта в процессе его разрушения при $\tau_{\text{ск}} = 17 \text{ кн/м}^2$ ($1,7 \text{ т/м}^2$) и различных значениях влажности; σ — схема изменения порового давления в произвольной точке ядра (экрана) плотины; P_p — величина рассеивания порового давления; t_y — время начала наполнения водохранилища выше ординаты рассматриваемой точки; t_x — конец строительного периода; t_ϕ — конец наполнения водохранилища. время до момента выравнивания величин P_{pg} и P_{ps}
 1 — $\sigma_3 = 0,06 \text{ МПа}$; 2 — $\sigma_3 = 0,12 \text{ МПа}$; 3 — $\sigma_3 = 0,24 \text{ МПа}$; 4 — $\sigma_3 = 0,48 \text{ МПа}$; 5 — $\sigma_3 = 0,96 \text{ МПа}$

что при развитии деформаций формоизменения, т. е. при доведении грунта из состояния всестороннего сжатия в предельное состояние поровое давление часто снижается, но может и повышаться. Результаты таких исследований, выполненных Л. Н. Рассказовым и Т. А. Якиманской, приведены на рис. 14.17, б. Выше использовалось допущение об отсутствии влияния на величину порового давления деформаций формоизменения. Из рис. 14.17 видно, что это допущение не очень сильно меняет результаты расчета для ядер плотины, так как в основном объеме ядра грунт не достигает предельного состояния, и ошибка в α не превысит $5 \div 7\%$. В то время как в экранях, наклонных ядрах в локальных зонах массивных ядер или однородных плотин ошибка может достигать 30% , особенно, когда влажность превышает предел раскатывания на $1 \div 2\%$.

До сих пор нами рассматривалось поровое давление в глинистых грунтах.

В сравнительно сильно проницаемых грунтах, таких, как средне- и крупнозернистые пески, песчано-гравелистые и песчано-гравелисто-галечниковые грунты, поровое давление имеет смысл рассматривать только при наличии динамических воздействий на плотину, так как время рассеивания порового давления обычно мало, хотя в мелкопесчаных грунтах (особенно, если есть глинистые частицы) рассеивание порового давления может происходить в течение дней, недель и даже месяцев, что учитывается при проектировании скорости намыва намывных песчаных плотин. Исследования порового давления в таких грунтах были выполнены П. Л. Ивановым.

Величина коэффициента порового давления в таких грунтах, в частности, зависит от величины динамического уплотнения грунта.

Опасность разжижения таких грунтов ($\alpha = 1$) возрастает при отсуствии пригрузки из грунтов с k_{ϕ} значительно большим, чем рассматриваемые.

Осадки. Рассеивание порового давления консолидации ($P_{вг} - P_{в,в}$) приводит к сжатию грунта, т. е. появлению осадок во времени. Осадки, которые наблюдаются в сооружении после окончания строительства, называются эксплуатационными. Обычно рассматривают эксплуатационные осадки на момент времени $t \rightarrow \infty$. Осадки глинистых элементов плотины происходят не только за счет оттока воды из грунта, но и за счет ползучести скелета (его вязких свойств), однако величины этих осадок сравнительно малы и возможна оценка осадок в ядрах только за счет фильтрационной консолидации ядра

$$S(t_1 - t_2) = \sum_{i=1}^{i=k_{t_2}} \Delta h \frac{\varepsilon_{1i} - \varepsilon_{2i}}{1 + \varepsilon_{1i}}, \quad (14.24)$$

где $S(t_1 - t_2)$ — осадка за период времени по расчетной вертикали; Δh — мощность сжимаемого элементарного слоя грунта; k_{t_2} — по-

рядковый номер элементарного слоя, возведенного к моменту времени t_2 , если определяется осадка в процессе строительства, в эксплуатационном случае — это последний номер слоя; ε_{1i} , ε_{2i} — коэффициенты пористости грунта, определяемые по компрессионной кривой в зависимости от величин сжимающих напряжений σ_{t1} и σ_{t2} в скелете грунта на уровне слоя i в соответствующие моменты времени t_1 и t_2 .

Технология расчета проста и сводится к следующему. 1. Сооружение (однородная плотина, ядро или экран) разбивается на k слоев толщиной Δh . Обычно толщина слоев одинаковая. 2. В каждом слое i определяется значение $\sigma_{\text{эф}}$ в момент t_1 (к примеру на конец строительного периода) и ему соответствующее значение ε_{1i} по связи $\varepsilon = f(\sigma_{\text{эф}})$ компрессионной зависимости. 3. В каждом слое i устанавливается $\sigma_{\text{эф}}$ на момент t_2 и соответствующее ε_{2i} .

Если $t_2 > t_{\text{ф}}$ (рис. 14.17, в), то $t_2 = t_{\text{ф}}$, так как в последующее время $P_{\text{в}}$ будет расти, и осадка за счет консолидации прекратится. Графики, аналогичные приведенному, для определения времени консолидации необходимо строить относительно каждого слоя. Решая задачу приближенно, обычно принимают, что процесс рассеивания $P_{\text{вг}}$ не прекращается и при $t_2 > t_{\text{ф}}$. При $t_2 \rightarrow \infty$ $\sigma_{\text{эф}} = \sigma$. 4. Величина $S(t_1 - t_2)$ подсчитывается по (14.24).

Величина вертикальных осадок в эксплуатационный период обычно не превышает 1% от высоты, но встречаются случаи, когда $S_{\text{эксп}}$ достигает 3%.

Для предварительного определения величины эксплуатационной осадки можно воспользоваться имперической формулой Лаутона

$$S_{\text{эксп}} = 0,001H^{3/2}, \quad (14.25)$$

где H — высота плотины.

Формула дает хорошее совпадение с натурой для плотин высотой до 150 м.

Горизонтальные эксплуатационные перемещения обычно составляют $(0,5 \div 1) S_{\text{эксп}}$.

Поровое давление в глинистом основании грунтовой плотины. Поровое давление возникает не только в теле плотины, но и в нескальном глинистом основании, если последнее имеет место. В силу того что основание полностью водонасыщено и коэффициент порового давления в начальный момент приложения нагрузки равен 1, правильность оценки рассеивания порового давления в основном определяет не только экономику строительства, но может в некоторых случаях определять вообще возможность строительства плотины без специальных мероприятий по снижению порового давления.

При расчете порового давления в основании следует различать два основных случая: 1) глинистый слой дренируется грунтом как сверху, так и снизу; 2) глинистый слой дренируется только с одной стороны (сверху или снизу).

Если толщину глинистого слоя принять за $2h$, то для случая мгновенного приложения внешней нагрузки P давление в скелете P_z равно

$$P_z = P \left[1 - \frac{4}{\pi} \sin \frac{\pi z}{2h} e^{-N} - \frac{4}{3\pi} \sin \frac{3\pi z}{2h} e^{-9N} \dots \right], \quad (14.26)$$

где $N = \frac{\pi^2 ct}{4h^2}$; c — коэффициент консолидации (обозначения прежние), $c = \frac{k_{\Phi}(1 + \varepsilon_{cp})}{a\gamma_0}$, a — коэффициент сжимаемости; P — полная нагрузка на слой грунта.

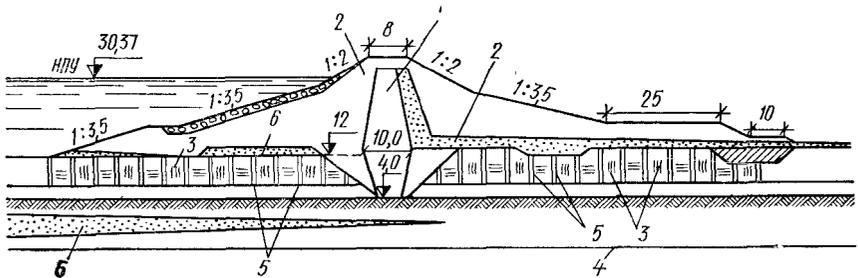


Рис. 14.18. Плотина Саури (Япония):

1 — ядро из аргелитов; 2 — водопроницаемая зона из песка; 3 — аллювиальные илстые отложения; 4 — аргелиты; 5 — песчаные дрены ($d=250$ мм); 6 — слой песка

Как правило, достаточная точность обеспечивается при использовании одного члена ряда в уравнении (14.26), т. е.

$$P_z \approx P \left[1 - \frac{4}{\pi} \sin \frac{\pi z}{2h} e^{-N} \right]. \quad (14.27)$$

Собственный вес грунта основания в этом случае не учитывается, так как поровое давление возникает только за счет действия внешней нагрузки.

Считать, что нагрузка приложена мгновенно, можно только в случае малых по высоте плотин и больших темпов строительства.

При приложении нагрузки переменной во времени, но меняющейся по линейной зависимости получаем

$$P_z = u \left[t - \frac{z(h-z)}{2c} + \frac{4h^2}{c\pi^2} \sum_{i=1,2,3} \frac{1}{i^3} \sin \frac{i\pi z}{h} e^{-\frac{i^2\pi^2 c}{h^2} t} \right], \quad (14.28)$$

где $u = P/t$ — угловой коэффициент графика изменения нагрузки (скорость приложения нагрузки); t — время приложения нагрузки.

Поровое давление $P_v = P - P_z$.

Изложенные решения получены из общей теории фильтрационной консолидации в предположении, что глинистый грунт дренируется с верхней и нижней сторон. В случае если дренаж находится

с одной стороны, следует рассчитывать фиктивный слой приблизительно в 2 раза более мощный действительного.

Поровое давление рассматривается только в верхней половине слоя, а рассчитанные осадки [зависимость (14.24)] фиктивного слоя должны быть в 2 раза уменьшены.

Для определения величины сжатия слоя грунта имеются и замкнутые решения, которые изложены в курсе механики грунтов [96]. При строительстве плотин на слабых иловатых основаниях часто возникает необходимость ускорить процесс консолидации основания. Это достигается устройством в таком основании вертикальных песчаных дрен (рис. 14.18 и 14.33). Расчеты однослойных и двухслойных оснований с вертикальными дренажами подробно рассмотрены Л. В. Гореликом.

Устройство вертикальных дрен в основании для ускорения процесса консолидации считается эффективным, когда $k_{\phi} < 1 \cdot 10^{-3}$ см/с, а коэффициент консолидации $c < 0,1$ м³/сут.

Диаметр дрен из условия производства работ назначают 35 ÷ ÷ 45 см. Располагают дренажи в шахматном порядке на одинаковом расстоянии друг от друга или по углам квадратов. Зону действия дренажи для удобства расчета принимают в плане в виде круга.

§ 14.4. НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ПЛОТИН

Исследование напряженно-деформированного состояния грунтовых плотин — задача исключительно сложная, так как деформативные свойства грунта зависят от очень многих факторов: действующего среднего напряжения $\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3}$;

компонент девiatorа напряжений; от той последовательности приложения нагрузки, которая привела к рассматриваемой картине напряжений — пути нагружения; от времени между началом приложения нагрузки и рассматриваемым и т. д. Еще далеко не все вопросы работы грунта под нагрузкой выяснены и существует много различных теорий. Не менее сложно и реализовать ту или иную теорию работы грунта под нагрузкой в решении конкретной задачи.

Развитие вычислительной техники позволило начать поиск решений на основе численных методов решения задачи.

В настоящее время используют различные методы численного решения задачи, описание которых даны в специальной литературе: метод конечных разностей (МКР), метод конечных элементов (МКЭ), метод локальных вариаций* и др. Решения задач о напряженно-деформированном состоянии каменно-земляных плотин методом фотоупругости были получены В. И. Титовой. На основе этих решений построены таблицы определения компонент напряжений.

Результаты использования численных методов при решении задач применительно к грунтовым плотинам. Метод конечных разностей и метод конечных элементов использовались и используются для решения задач о напряжениях и деформациях в грунтовых плотинах, но эти методы удобны для применения с физическим уравнением в виде закона Гука. Следовательно, физические свойства грунта следует выразить через закон Гука. На рис. 13.6 приведен в качестве примера график изменения модуля Юнга и коэффициента Пуассона в зависимости от величины минимального главного напряжения σ_3 и соотношения главных напряжений (σ_1/σ_3). При описании свойств грунтов такого рода зависимостями предполагается, что прочность грунта не зависит от пути нагружения и вре-

* Черноуцько Ф. П., Боничук Н. В. Вариационные задачи механики и управления. М., 1974, с. 236.

мени, что оси тензора главных напряжений и тензора главных деформаций совпадают и что грунт квазиоднофазен. Все эти допущения достаточно серьезны, но они позволяют заменить решение задачи о напряженно-деформированном состоянии грунтовой плотины при нелинейных свойствах материала, каким является грунт, последовательным решением ряда линейных неоднородных задач теории упругости, когда в каждом узле при использовании МКЭ можно от решения к решению менять характеристики деформируемости грунта в зависимости от типа грунта и главных напряжений, действующих в узле или элементе.

В настоящее время получено много решений при некоторых дополнительных допущениях. К примеру, коэффициент Пуассона — константа для данного материала (решение С. Я. Гуна для случая плоской и пространственной задачи теории упругости), а модуль Юнга зависит только от величины σ_y . Величина $E = f(\sigma_y)$ в этом случае принимается на основе компрессионных свойств грунта

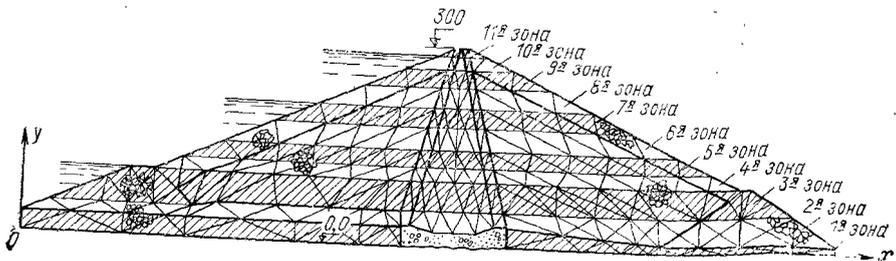


Рис. 14.19. Разбивка расчетного профиля плотины на элементы и зоны воздействия

(испытания в одометре). Американские исследователи накладывали ограничения на характер объемных деформаций, принимая связь между средним напряжением в грунте и объемной деформацией в виде линейной функции (модуль объемной деформации — константа, а модуль сдвига — переменная величина).

Решение задачи без дополнительных ограничений на характер связи между напряжениями и деформациями было получено Л. Н. Рассказовым и М. В. Витенбергом, причем это решение было получено как для условия мгновенного возведения сооружения, так и с учетом поэтапности возведения из предположения, что плотина возводится горизонтальными слоями.

Учет поэтапности возведения — исключительно важный элемент решения задачи. В особенности это важно при решении нелинейных задач, когда принцип независимости действия сил (принцип суперпозиции) неприменим.

При учете поэтапности возведения условия равновесия выполняются в приращениях напряжений. Были решены задачи относительно продольного и поперечного сечений плотины.

Такой метод выражения нелинейных и пластических свойств грунта с помощью упругих констант, к примеру модуля деформируемости и коэффициента Пуассона ν , называется в отечественной литературе методом деформационной теории пластичности. Ниже в качестве примера приведены результаты решения задачи напряженно-деформированного состояния каменно-земляной плотины с центральным суглинистым ядром и призмами из гравийно-галечникового грунта, полученные на основе так называемой энергетической модели грунта, при использовании МКЭ в сочетании с методом локальных вариаций, что позволило учесть многие особенности поведения грунтов под нагрузкой и, главным образом, путь нагружения, который косвенно задается графиком возведения плотины и наполнения водохранилища. На рис. 14.19 показана разбивка плотины на элементы и зоны возведения.

В этой работе принимается, что грунт изотропен на любых путях нагружения в допределенном состоянии, т. е. коаксиальны (соосны) и пропорциональны между собой приращение компонент девиатора напряжений и приращение девиатора

Рис. 14.20. Напряженно-деформированные состояния плотины с учетом схемы возведения:

a — вертикальные перемещения к концу строительного периода; *b* — горизонтальные перемещения к концу строительного периода; *в* — изолинии нормальных напряжений ($1 - \sigma_y$, $2 - \sigma_x$); *г* — изолинии напряжений ($3 - \sigma_z$, $4 - \sigma_{xy}$); *д* — изолинии коэффициентов запаса; *5* — возведение горизонтальными слоями; *б* — возведение «наклонными» слоями

деформаций. Связь между средним напряжением и объемной деформацией принимается в виде степенной функции. В модели учитывается дилатансия грунта в процессе сдвига, течение в предельном состоянии и разгрузка*. На рис. 14.20 приведены результаты решения задачи (поперечное сечение) о напряженном состоянии плотины с центральным ядром при возведении горизонтальными слоями. Рассмотрение картины вертикальных перемещений в теле плотины (рис. 14.20, *a*) показывает на значительное увеличение перемещений в ядре плотины, так как материал ядра более сжимаем, чем материал призм.

Передача давления воды на верховую грань ядра вызывает преобладающие перемещения именно верховой грани ядра. На рис. 14.20, *a* по вертикальным сечениям показаны эпюры вертикальных перемещений (эпюры перемещений реперов) в процессе возведения плотины. Характерным является тот факт, что максимум находится на высоте $\sim 1/2 H$ от основания. Этот же результат дают натурные наблюдения за построенными сооружениями. Решение на основе деформационной теории пластичности обычно дают пик вертикальных перемещений на $\sim 1/2 H$ от основания.

Горизонтальные перемещения (рис. 14.20, *б*) имеют максимальные значения на верховой грани ядра и распределяются сравнительно равномерно по высоте плотины. Горизонтальные перемещения достигают $\sim 75-80\%$, даже 100% от вертикальных перемещений.

Большой интерес представляют изобары σ_y (рис. 14.20, *в*). Как результат разницы деформативных свойств грунтов тела плотины происходит существенная разгрузка ядра с концентрацией напряжений в переходной зоне. Эффект зависания ядра на упорных призмах (арочный эффект) известен давно из натуральных наблюдений за плотинами и из решений задачи методом фотоупругости (В. И. Титова) и различными другими способами. Он имеет весьма серьезное значение, так как снижение напряжений в зависимости от соотношения деформативных свойств ядра и призм и ширины ядра может достигать 60% и более. В приведенном решении он достигает $\sim 25\%$.

Столь существенная разгрузка может привести к тому, что σ_y на верховой грани ядра станет ниже соответствующего значения $\gamma_0 h$. В этом случае может произойти нарушение сплошности ядра и образования трещины — гидравлический разрыв. Такое явление имело место на плотине Боддерхед (рис. 14.21).

Вертикальные сжимающие напряжения на напорной грани ядра (экрана) должны быть больше $\gamma_0 h_y$ (h_y — столб воды над уровнем y).

Исследование напряженно-деформированного состояния плотины, таким образом, позволяет проверить условие возможности образования гидравлического разрыва в ядре (экране).

На рис. 14.20, *в* показаны изобары σ_x . Характерным является концентрация напряжений σ_x на верховой грани ядра как результат воздействия воды со стороны верхнего бьефа и давления грунта верховой упорной призмы.

График τ_{xy} (см. рис. 14.20, *г*) дополняет представления о работе конструкции, так как показывает значительную концентрацию τ_{xy} на грани ядро — переходные зоны. Изобара σ_z (напряжение из плоскости чертежа) (рис. 14.20, *д*) дает возможность оценить допустимость исследований грунтов в стабиллометре при использовании деформационной теории пластичности и возможность гидравлического разрыва ядра по вертикальной площадке, если $\sigma_z + c_p < \gamma_0 h$, где c_p — сцепление на разрыв.

* Рассказов Л. Н. Схема возведения и напряженно-деформированное состояние грунтовой плотины с центральным ядром. — Энергетическое строительство, 1977, № 2.

Действительно, σ_z — нормальное напряжение из плоскости чертежа — главное напряжение σ_2 .

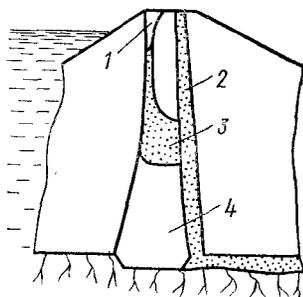
Величина σ_z близка σ_3 почти во всей нижней части области, т. е. параметр Лоде близок к -1 (см. гл. 13), что соответствует работе грунта в условиях стабильности. Но все же имеются зоны, где параметр Лоде достигает величин 0 и даже $+1$. Для точности решения задачи это должно быть учтено в экспериментах при определении характеристик деформируемости в рамках деформационной теории пластичности.

Линии равных коэффициентов запаса построены на рис. 14.20, д. Анализ устойчивости сооружения — наиболее ответственная часть при проектировании. Изложенная методика позволяет выявить зоны предельного состояния грунта в сооружении, коэффициент запаса в каждой точке сооружения, т. е. дифференциальный коэффициент запаса, но при этом интегральный коэффициент запаса устойчивости всей конструкции в целом остается неопределен. Принципиально без дополнительных допущений такой коэффициент получить нельзя.

В качестве дополнительного условия можно принять, что возможная поверхность обрушения — плавная кривая. Наметь ряд возможных плавных кривых, по дифференциальным значениям k_s находят средневзвешенное k_s для каждой кривой. Плавная кривая с минимальным значением k_s даст показатель устойчивости сооружения. Такое построение можно выполнять для верхового и низового откосов. На рис. 14.20, д показаны наиболее опасные зоны и вдоль огибающей зоны указаны k_s на основе энергетического условия прочности.

Рис. 14.21. Трещина в плотине Болдерхед (Англия):

1 — провальная воронка; 2 — переходная зона; 3 — зона разрушения; 4 — ядро из моренного суглинка



Оценка общей и местной устойчивости сооружения в проектной практике выполняется на основе инженерного приема, основанного на предположении о форме поверхности обрушения (см. § 14.5). Аналогичные решения могут быть получены и для продольного сечения плотины.

Трещинообразование в грунтовых плотинах. Трещины сдвига появляются, когда в грунте достигается предел прочности на сдвиг. Они опасны с точки зрения разрыхления грунта при сдвиге (дилатансия) и, как следствие этого, повышения коэффициента фильтрации в зоне предельного состояния ядра. В результате эта зона может стать дренажем к неразрыхленной части грунта, и будут повышены средние градиенты движения воды в ядре, что в свою очередь может привести к образованию локальных прорывов («свишей») ядра (экрана). Эти зоны требуют пристального внимания с точки зрения подбора состава и укладки фильтров переходной зоны. Такую информацию можно получить из решения поперечной и продольной задач о напряжениях в плотине. На рис. 14.20, д показаны эти зоны предельного состояния.

Трещины отрыва обычно появляются на гребне плотины и опасны с точки зрения возможности их размыва водой со стороны верхнего бьефа.

Трещины часто образуются в бортовых примыканиях при малом значении коэффициента створа $m < 2$, на гребне над местом излома профиля каньона и имеют простирание из верхнего бьефа в нижний (рис. 14.22, 14.23).

Трещины отрыва появляются и в продольном сечении параллельно оси плотины за счет разных деформативных свойств материала ядра и упорных призм. О трещинах отрыва за счет «арочного» эффекта говорилось выше.

В последнее время появляются сведения о трещинообразовании в крупнообломочных грунтах и на границе крупнообломочных грунтов и ядра плотины. Раскрытие трещин достигает $20 \div 40$ см и они уходят вглубь до $10 \div 15$ м, причем грунт держит обратный уклон. Простираются такие трещины обычно вдоль гребня плотины. Наличие их говорит о реализации в крупнообломочных грунтах зацепления.

Характерной особенностью образования трещин является тот факт, что появляются они спустя некоторое время после возведения сооружения. Действительно, крупная плотина строится несколько лет и, если в процессе строительства образовались трещины отрыва вследствие появления растягивающих напряжений и недопустимых величин деформаций удлинения, то они немедленно были бы устранены. Грунт обладает ползучими свойствами (деформируемость под нагрузкой во времени), причем, чем ближе состояние грунта к предельному, тем интенсивней проявляются эти свойства, кроме того в грунте протекает процесс консолидации. В результате после окончания строительства идет процесс неравномерного деформирования и перераспределения напряжений: в отдельных зонах

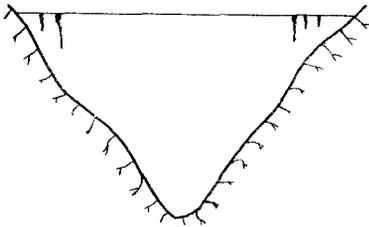


Рис. 14.22. Трещины в примыканиях к бортам каньона на гребне с простираем из верхнего бьефа в нижний

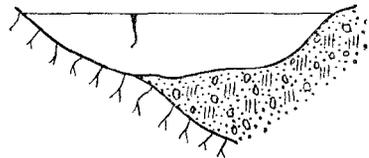


Рис. 14.23. Трещины на гребне плотины, возникающие из-за излома профиля каньона

грунт достигает предела прочности на разрыв и образуются трещины. Если расчет напряженно-деформированного состояния выполняется без учета ползучих свойств, то он не может выявить этот процесс, но позволяет очертить зоны, опасные с точки зрения трещинообразования.

Опытные данные и натурные наблюдения позволили установить (по данным А. А. Ничипоровича), что грунты с числом пластичности $W_p < 15$ более склонны к трещинообразованию, чем грунты с мелкими фракциями и более высокими числами пластичности, которые выдерживают значительно большие деформации растяжения без образования трещин.

Увлажненные и недоуплотненные грунты менее склонны к трещинообразованию, чем неувлажненные и хорошо уплотненные. Эти данные заставляют иногда рекомендовать верхнюю часть ядра высоких плотин выполнять или из более пластичных грунтов, если они имеются, или из переувлажненных (влажность на границе раскатывания и выше) и несколько недоуплотненных глинистых грунтов.

Распределение напряжений в противофильтрационном элементе плотины (ядре или экране) позволяет также правильное оценить поровое давление (см. § 14.3).

Учет сейсмических воздействий. Сейсмические нагрузки в большой мере могут изменить работу плотины и учет их воздействия необходим.

Напряженно-деформированное состояние грунтовой плотины при действии сейсмических сил может быть получено на основе численных методов, в том числе и метода конечных элементов (МКЭ) в сочетании с общей теорией колебаний.

Особенностью решения задачи о напряжениях в плотине на основе теории колебаний является необходимость отыскания собственных векторов, т. е. частот собственных колебаний и форм. Обычно требуются только 4–6 низкочастотных форм, но иногда требуется учитывать до 30 векторов.

В результате решения на основе заданной (предполагаемой) акселерограммы землетрясения можно получить изменение всех компонент напряжений во времени в любой заранее заданной точке плотины. Такие решения в настоящее время получены многими исследованиями в предположении упругой работы грунта. Основное достоинство их — возможность определения собственных частот и собственных форм колебаний плотины, определение зон в плотине с пониженной

сейсмостойчивостью, учет влияния скорости распространения сейсмических волн в основании плотины. На основе этих решений найдено, что зона, в которой статические и сейсмические напряжения соизмеримы, невелика — δ -зона. δ -Зона окаймляет внешний контур плотины. В высоких плотинах δ -зона имеет мощность до 10% от высоты плотины. В низких плотинах относительная мощность этой зоны может достигать 100%, т. е., чем ниже грунтовая плотина, тем она опасней с точки зрения сейсмостойчивости.

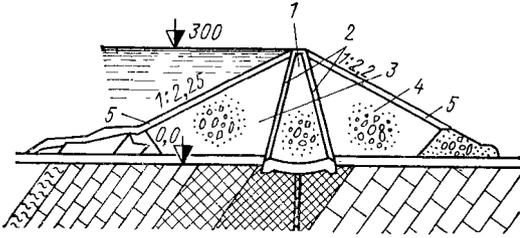


Рис. 14.24. Нурекская плотина:

1 — ядро из материала коуса выноса (скелетный материал); 2 — переходные зоны; 3, 4 — верховая и низовая упорные призмы из гравийно-галечникового грунта; 5 — «пригрузка» из горной массы

Случайный характер землетрясений в створе плотины создает трудности при выборе расчетной акселерограммы.

Несмотря на недостатки, данный метод исследований каменно-земляных плотин усиленно развивается и находит

Трудность оценки устойчивости сооружения единым коэффициентом, как это выполняется при статических расчетах, вызывает необходимость перехода к оценке работоспособности сооружения с позиций допустимых перемещений. Использование закона Гука не позволяет оценивать остаточные перемещения в плотине после прохождения сейсмической волны прямым методом.

Анטיсейсмические конструктивные элементы. Анализ работы сооружения позволяет выявить зоны, опасные с точки зрения деформируемости и устойчивости. На основании этих данных можно предусмотреть конструктивные антисейсмические мероприятия.

Самым простым из них является уположение откосов в верхней части плотины. Другим достаточно распространенным мероприятием является укладка в поверхностных частях откосов более прочного с точки зрения устойчивости материала, так как именно в этих зонах создаются наиболее неблагоприятные условия устойчивости. Горная масса из прочных горных пород при сравнительно малом количестве мелочи, хорошо уплотненная часто выполняет эту роль (рис. 14.24). Уплотненная горная масса обладает при малых напряжениях высоким углом внутреннего трения и зацеп-

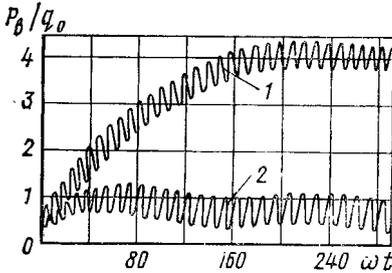


Рис. 14.25. Изменение избыточно-порового давления P_v во времени при действии на водонасыщенный грунт периодической нагрузки с амплитудой q_0 и частотой ω . Параметр k_f/ω для кривой 2 в 10 раз больше соответствующего значения для кривой 1

лением, что особенно важно, а в поверхностных зонах напряжения малы. Малое содержание мелких фракций обеспечивает при $I_D \geq 0,9$ большую пористость ($\sim 30\%$), что обеспечивает k_f более 2000 м/сут.

Задача определения гидродинамических сил в грунте при сейсмическом воздействии может быть строго решена при описании модели грунта на основе уравнений двухфазной среды, но это решение в рамках динамической задачи сложно, поэтому определение гидродинамического давления имеет смысл делать упрощенными способами оценкой накопившегося избыточного порового давления в зависимости от времени действия землетрясения на основе решений одномерной задачи, принимая за путь фильтрации кратчайшее расстояние от рассматриваемой точки до дренажа.

На рис. 14.25 показано изменение относительного порового давления в водонасыщенных грунтах с различными k_f во времени при действии периодической нагрузки с амплитудой q_0 и частотой ω , полученное Б. И. Дидуком и В. Ф. Коломенским. Из рис. 14.25 видно, что при малом k_f может накопиться поровое давление, значительно превышающее амплитуду действующей динамической нагрузки.

Роль дренажа может выполнять пригрузка из горной массы.

Если основное тело верховой призмы плотины выполнено из сравнительно малопроницаемого песчано-гравийно-галечникового материала, то кроме более проницаемой пригрузки песчано-гравийно-галечниковый материал прорезается ленточным дренажем из гравийно-галечникового или галечникового материала, как это выполнено, к примеру, на плотине Шиме: (рис. 14.26).

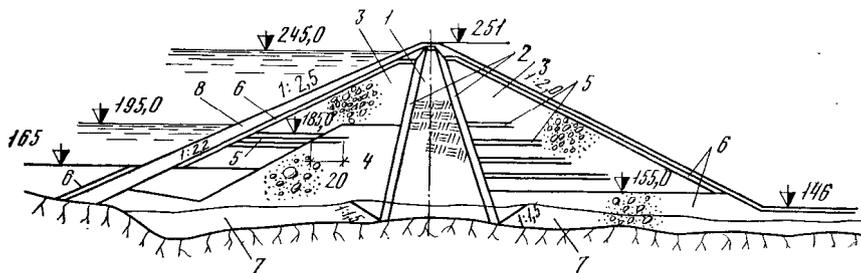


Рис. 14.26. Плотина Шимен (о. Тайвань):

1 — ядро из материала речных террас; 2 — переходная зона; 3 — гравийно-галечниковый грунт террасовый; 4 — гравийно-галечниковый грунт русловой; 5 — дренаж; 6 — речной гравий; 7 — гравийно-галечниковый аллювий; 8 — горная масса

§ 14.5. УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ

Расчет устойчивости откосов земляных масс остается до сих пор наименее изученной и наиболее ответственной частью проектирования грунтовых гидротехнических сооружений. Первый значительный шаг в этом направлении был сделан Кулоном, который, исследуя работу подпорных стенок, установил, что поверхностью обрушения в песках является плоскость и, исходя из этого положения, разработал метод расчета давления грунтов на подпорную стенку.

В 1916 г. шведские инженеры Петерсен и Гюлтин, исследуя работу морских набережных, обнаружили, что поверхности их обрушения в глинистом грунте криволинейны и могут быть приближенно приняты цилиндрическими. В поперечном сечении эта поверхность дает примерно дугу круга. С этого времени началась усиленная разработка метода круглоцилиндрических поверхностей обрушения. Этот метод во всех своих многочисленных вариантах является приближенным инженерным приемом оценки устойчивости откосов. Главное условие в основе метода — необходимость удовлетворить три условия статики для предполагаемого к обрушению массива, но количество неизвестных обычно больше трех и в зависимости от принимаемых допущений можно получить необыкновенно широкий ряд методов, которые в настоящее время известны.

Предпринимались попытки отказаться от круглоцилиндрической поверхности, заменив ее логарифмической спиралью или какой-либо другой плавной криволинейной поверхностью, но во всех этих случаях основное противоречие, когда количество неизвестных превышает количество уравнений, сохранялось, а расчеты усложнялись и создавались новые трудности теоретического характера.

На основании сказанного постепенно в проектной практике остановились на предположении о круглоцилиндрической поверхности обрушения с довольно простыми допущениями, выдвинутыми в 30-х годах К. Терцаги, тем более, что большое количество сделанных сопоставительных разработок по различным методам в различных странах (в СССР такие разработки в 60-х годах были выполнены Р. Р. Чугаевым) показали, что для большинства встречающихся объектов различие в результатах расчетов меньше точности определения исходных характеристик.

Иногда при решении задачи об устойчивости грунтовых откосов появляется необходимость расчета устойчивости по заранее установленной плоской поверхности скольжения (плотина с тонким глинистым экраном или к примеру при наличии прослойки слабого грунта в основании сооружения). Для этого случая имеются свои инженерные приемы.

Метод расчета устойчивости по круглоцилиндрической поверхности обрушения *. Предположим, что сползающий грунтовый массив обрушения в теле грунтовой плотины ограничен круглоцилиндрической поверхностью и разделен на отсеки обрушения вертикальными плоскостями (рис. 14.27).

Расчет выполняется в предположении плоской деформации на участке плотины толщиной 1 м. Разделим массив обрушения на столбики шириной b и выразим коэффициент запаса устойчивости массива обрушения как отношение момента реактивных сил к моменту активных сил. Момент будем брать относительно произвольного центра дуги круга, ограничивающей массив обрушения. Моменты подсчитывают как сумму моментов всех сил, действующих на каждый столбик отсека обрушения

$$k_3 = \frac{M_p}{M_a} = \frac{\int_e R \tau_p dl}{\int_e R \tau_a dl} = \frac{\sum_n \tau_p \Delta l_n}{\sum_n \tau_a \Delta l_n}, \quad (14.29)$$

где τ_p — реактивные касательные напряжения; τ_a — активные касательные напряжения; l — дуга обрушения.

Возьмем n -й отсек (рис. 14.27, б) и приложим действующие силы к отсеку: собственный вес отсека; T_n и T_{n+1} — силы трения по боковым граням отсека; W_n и W_{n+1} — фильтрационное давление по боковым граням отсека; E_n и E_{n+1} — давление грунта от рядом расположенных отсеков на боковые грани рассматриваемого отсека;

* Излагается широко используемый в проектной практике метод, основанный на использовании одного условия статического равновесия.

σ_n и τ_n — соответственно нормальные и касательные напряжения по поверхности обрушения.

Если отсек находится в предельном состоянии, то τ_p достигает своего максимального значения при действующем нормальном напряжении:

$$\tau_p = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi_n + c_n, \quad (14.30)$$

где φ_n и c_n — угол внутреннего трения и сцепление грунта в n -м столбике откоса обрушения. Спроектируем все силы на ось $O-O$,

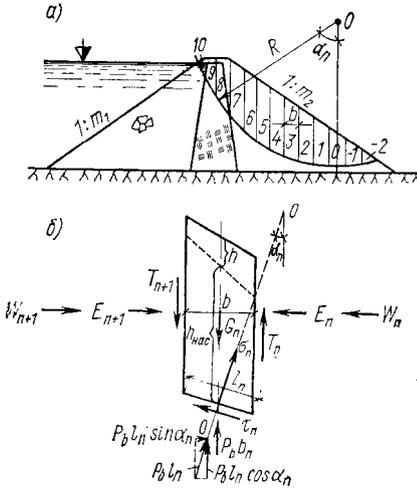


Рис. 14.27. Схема к расчету устойчивости низового откоса:

a — по круглоцилиндрической поверхности обрушения; b — силы, действующие на откос обрушения

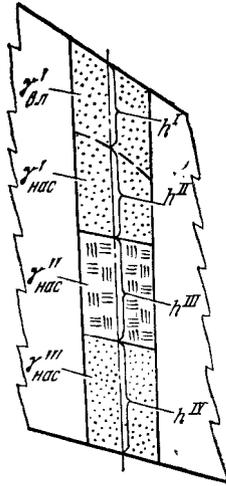


Рис. 14.28. Схема подсчета веса n -го отсека обрушения

нормальную к поверхности скольжения и, считая, что $T_n = T_{n+1} = 0$, $E_n = E_{n+1}$, $W_n + W_{n+1}$, как силы внутренние, взаимно уравновешиваются и получаем $(G_n - P_b b_n) \cos \alpha_n - \sigma_n l_n = 0$ или

$$\sigma_n l_n = (G_n - P_b b_n) \cos \alpha_n, \quad (14.31)$$

где P_b — поровое давление по подошве n -го отсека обрушения. Поровое давление может быть вызвано давлением грунта вышележащей толщи, давлением воды, фильтрацией или динамическими воздействиями (см. § 14.3).

Условие $T_n = T_{n+1} = 0$ говорит о том, что вертикальные площадки являются главными, т. е. движение отсеков относительно друг друга отсутствует:

$$G_n \sin \alpha_n = \tau_n. \quad (14.32)$$

Условие (14.32) требует, чтобы $\sigma_y = \gamma_r H$, где γ_r — объемный вес грунта с учетом воды в порах; H — высота отсека.

Это условие справедливо с учетом сделанного допущения для однородного сухого отсека. В случае если отсек сложен из разнородного грунта и имеет депрессионную поверхность (рис. 14.28), подсчет веса отсека ведется по формуле

$$G_n = b_n (\gamma'_{вл} h^I + \gamma'_{нас} h^{II} + \gamma''_{нас} h^{III} + \gamma'''_{нас} h^{IV}), \quad (14.33)$$

где $\gamma'_{вл}$, h^I , h^{II} — соответственно объемный вес грунта и толщина слоев влажных при укладке; $\gamma''_{нас}$, $\gamma'''_{нас}$, h^{III} , h^{IV} — соответственно объемные веса и толщины слоев насыщенного грунта водой (ниже депрессионной поверхности); b_n — ширина столбика, принимаемая обычно для удобства расчета равной $1/10$ или $1/20$ R ; R — радиус дуги обрушения.

Теперь (14.29) приобретает вид:

$$k_3 = \frac{\sum_n (G_n - P_B b_n) \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi_n + \sum_n c_n l_n}{\sum_n G_n \sin \alpha_n}. \quad (14.34)$$

Учет порового давления в выражении (14.34) предложил В. А. Флорин. Величина $G_n \sin \alpha_n$ включает сдвигающую составляющую фильтрационных сил.

Таким образом, при выводе (14.34) использовалась гипотеза «отвердевшего массива обрушения», так как предполагается, что весь массив обрушения движется вдоль поверхности обрушения как единое целое, не меняя своей формы.

Величина P_B определяется согласно § 14.3. Если устойчивость рассматривается на момент времени $t \rightarrow \infty$, то $P_B = W_\phi$ (W_ϕ — вертикальная составляющая фильтрационной силы);

$$W_\phi = h_n \gamma_0, \quad (14.35)$$

где h_n — пьезометрический напор в центре рассматриваемого отсека; $l_n \approx b \cos \alpha_n$.

В низовом отсеке $h_n \approx h_B$, где h_B — глубина воды в рассматриваемом столбике отсека обрушения, так как эквипотенциали близки к вертикалям.

Допустимость использования (14.35) для расчета верхового отсека указанного допущения $h_n \approx h_B$ зависит от наклона эквипотенциалей (рис. 14.29).

Для определения коэффициента запаса устойчивости откоса необходимо выполнить цикл расчетов, задаваясь различным положением кривой обрушения и отыскивая такую кривую, которая даст минимальное значение k_3 .

Поиск наиболее опасной кривой выполняется последовательно, задаваясь центрами дуги обрушения. Из каждого центра проводится несколько поверхностей и за основу сравнения выбирается такая поверхность, которая дает минимальный коэффициент запаса. Для различных центров строятся графики k_3 согласно рис. 14.30. Целью построения этих графиков является определение $k_{\min \text{ min}}$.

Величина $k_3 = k_{\min \min}$ должна быть для плотин согласно СНИП II-50—74 при нормальных условиях эксплуатации не менее величин:

I класс капитальности	—1,25	
II »	»	—1,2
III »	»	—1,15
IV »	»	—1,1

Чрезвычайные условия эксплуатации допускают $k_3 = 1,0 \div 1,1$ и даже 0,95, так как эти условия эксплуатации сопряжены с кратковременностью действия нагрузки.

Следует обратить внимание на то, что нормативные величины коэффициентов запаса невелики. Это объясняется тем, что в самих методах расчета (в силу допущений, которые идут в запас прочности), в методике назначения расчетных характеристик грунтов (чаще всего назначаются среднеминимальные) уже заложены существенные запасы.

Процессы оползания развиваются сравнительно медленно — этим объясняется допущение $k_3 \leq 1$ при кратковременном действии нагрузки (чрезвычайные условия эксплуатации).

Учет сейсмических сил в решении задачи об устойчивости плотины изложен в гл. 5.

Все расчеты устойчивости низового откоса обычно выполняют при уровне воды в верхнем бьефе на отметке НПУ, ФПУ и соответственно минимальном и максимальном уровне воды в нижнем бьефе.

Расчет устойчивости верхового откоса выполняют при различных положениях воды в верхнем бьефе на отметках НПУ, УМОм $1/3h$ от основания, если такая схема возможна с точки зрения производства работ и эксплуатации плотины.

Если уровень $1/3h$ является расчетным только в период наполнения водохранилища и не может держаться долго, то к нему применим критерий чрезвычайных условий эксплуатации.

При расчете устойчивости верхового откоса интерес представляет случай быстрого снижения уровня воды в водохранилище, если он может иметь место. В случае быстрой сработки воды в во-

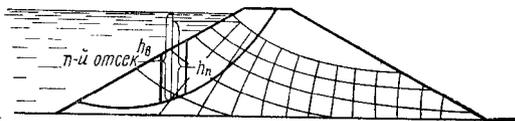


Рис. 14.29. Величины h_b и h_n в n -ом отсеке обрушения при расчете устойчивости верхового откоса однородной плотины

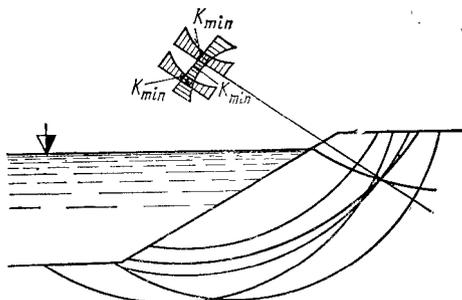


Рис. 14.30. Схема к определению минимального значения

дохранилище образуется неустановившийся фильтрационный поток из тела плотины в водохранилище. Приблизительно можно считать грунт выше уровня воды в водохранилище в водонасыщенном состоянии.

При предварительном назначении положения поверхности обрушения можно руководствоваться следующим: а) если грунт основания прочнее грунта тела плотины, то поверхность обрушения может не захватывать основание; б) если грунт основания или прослойка грунта в основании менее прочны, чем грунт плотины, то необходимо стремиться, чтобы максимально возможная часть поверхности обрушения прошла через основание.

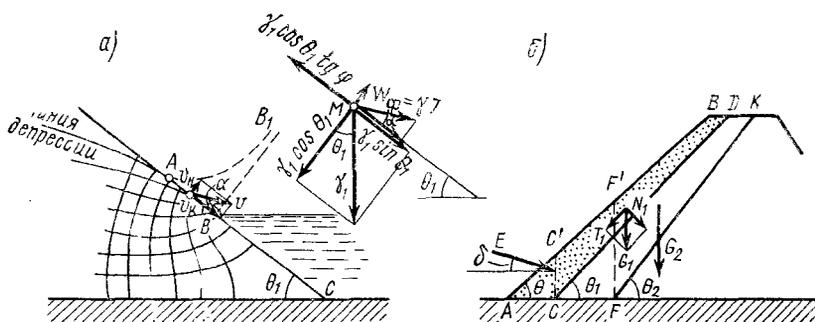


Рис. 14.31. Схемы к расчету устойчивости откоса:

а — на оплывание; б — к расчету устойчивости грунтового экрана и защитного слоя

Проверка опасности вымывания и сползания (оплывания) части грунта по откосу. При вытекании (высачивании) фильтрующейся воды на откос плотины скорость фильтрации в точке высачивания A (рис. 14.31) направлена по касательной к линии депрессии (по откосу) и равна $v = k_{\phi} \sin \theta$, где k_{ϕ} — коэффициент фильтрации. В различных точках зоны высачивания AB направление выходной скорости постепенно изменяется, становясь нормальной к откосу в точке B . Касательная составляющая скорости $v_{\tau} = k_{\phi} \sin \theta_1$ остается постоянной, нормальная составляющая $v_n = k_{\phi} \sin \theta_1 \operatorname{tg} \alpha$ возрастает и теоретически в точке B достигает бесконечности (эпюра AB на рис. 14.31, а), а практически некоторой конечной величины.

Под уровнем воды на участке откоса BC линии токов выходят нормально откосу со скоростями меньшими, чем скорости на участке высачивания, поэтому устойчивость частиц грунта на участке высачивания меньше, чем на подводном участке откоса.

Единичный объем несвязного грунта в точке M (рис. 14.31, а), находящийся под действием силы веса γ_1 и фильтрационного давления $\gamma_0 I$, направленного под углом α к откосу, удерживается на откосе благодаря силе трения. Условие равновесия записывают так (проектируя все силы на линии откоса):

$$\gamma_1 \sin \theta_1 + \gamma_0 \sin \theta_1 = (\gamma_1 \cos \theta_1 - \gamma_0 \sin \theta_1 \operatorname{tg} \alpha) \operatorname{tg} \varphi,$$

откуда угол трения грунта должен иметь значение

$$\operatorname{tg} \varphi \geq \frac{(\gamma_1 + \gamma_0) \sin \theta_1}{\gamma_1 \cos \theta_1 - \gamma_0 \sin \theta_1 \operatorname{tg} \alpha} = \frac{\gamma_1 + \gamma_0}{\gamma_1 \operatorname{ctg} \theta_1 - \gamma_0 \operatorname{tg} \alpha}. \quad (14.36)$$

В точке высачивания A угол $\alpha = 0$ и

$$\operatorname{tg} \varphi \geq \frac{\gamma_1 + \gamma_0}{\gamma_1} \operatorname{tg} \theta_1 \approx 2 \operatorname{tg} \theta_1 \quad (14.37)$$

или

$$\operatorname{tg} \theta_1 \approx 1/2 \operatorname{tg} \varphi. \quad (14.38)$$

В случае возведения плотины на проницаемом основании величина $\operatorname{tg} \theta_1$ должна быть, по данным В. М. Шестакова, несколько меньше (примерно на 15%).

При увеличении угла α ниже точки A значение $\operatorname{tg} \varphi$ должно возрасти, но на откосе AB будет уже не только фильтрационный поток, но и открытый поток с иными закономерностями.

Четкого решения для этих условий пока нет; практически можно пользоваться выражением (14.38), вводя лишь некоторый запас.

Для предотвращения оплывания откоса достаточно уложить наклонный дренаж. Более радикально задача решается устройством дренажа в теле плотины, благодаря которому кривая депрессии вообще не выходит на откос (см. § 14.2).

Устойчивость откоса из связных грунтов, обладающих сцеплением между частицами, на участке высачивания обеспечена лучше.

Расчет устойчивости экранов плотин из связного грунта сводится к проверке возможности оползания: 1) защитного слоя из пористого грунта по экрану; 2) самого экрана вместе с защитным слоем.

Проверка защитного слоя и экрана вместе с защитным слоем может быть выполнена по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения, проводимых внутри защитного слоя и внутри экрана.

Для случая тонких экранов можно проверку проводить по методу плоской поверхности скольжения.

Расчет защитного слоя ведут в предположении, что часть его $C'CDB$ (см. рис. 14.31, б) весом G_1 , может сползти по наклонной плоскости CD под действием составляющей веса $T_1 = G_1 \sin \theta_1$, чему препятствуют сила трения $S_1 = N_1 \operatorname{tg} \varphi = G_1 \cos \theta_1 \operatorname{tg} \varphi$ (φ — угол трения материала экрана) и реакция E призмы ACC' . Основание плотины обычно принимается прочным. Условие равновесия защитного слоя

$$E \cos \delta + G_1 \cos^2 \theta_1 \operatorname{tg} \varphi - G_1 \sin \theta_1 \cos \theta_1 = 0, \quad (14.39)$$

откуда

$$E = G_1 \frac{\sin \theta_1 \cos \theta_1 - \cos^2 \theta_1 \operatorname{tg} \varphi}{\cos \delta}, \quad (14.40)$$

где δ — угол, составленный направлением реакции E с горизонтом (в частном случае $\delta = 0$).

Фактически отпор E_p призмы $AC'C$ (может быть определен по Понселе или Кульману) должен быть более E или $k_3 = E_p/E \geq 1,2 \div 1,5$.

При расчете следует проверить наиболее опасный случай быстрого опорожнения водохранилища, когда вес защитного слоя выше сниженного уровня воды верхнего бьефа надо принимать как для насыщенного или полунасыщенного водой, а не взвешенного.

Расчет экрана ведется аналогично расчету защитного слоя, но в формуле (14.40) за величину веса принимается G_2 — суммарный вес части защитного слоя и экрана в объеме $FF'BK$; вместо угла θ_1 принимается угол θ_2 , а реакция E должна учитываться для призмы $AF'F$:

$$E = G_2 \frac{\sin \theta_2 \cos \theta_2 - \cos^2 \theta_2 \operatorname{tg} \varphi}{\cos \delta} \quad (14.41)$$

§ 14.6. СОПРЯЖЕНИЕ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН С ОСНОВАНИЕМ

Контакт между грунтовой плотиной и основанием является наиболее уязвимым для фильтрации, поэтому подготовке основания и сопряжению плотины с основанием должно уделяться наибольшее внимание. Само основание может быть значительно более проницаемо по отношению к проницаемости тела однородной плотины или к противифльтрационным элементам тела разнородной плотины. В этом случае в основании необходимо создание противифльтрационных устройств, которые выполняются для предотвращения механической или химической суффозии, снижения кривой депрессии при обходной фильтрации, снижения фильтрационного расхода и т. д.

Тип и конструкция противифльтрационных устройств в основании зависит от геологических условий, конструкции и высоты плотины. При подготовке основания во всех случаях следует предусматривать съем почвенного слоя.

Противифльтрационные устройства в основании плотины. Из всего многообразия геологического строения створов можно выделить следующие характерные случаи.

а. Мощность проницаемых (коэффициент фильтрации грунтов основания больше коэффициента фильтрации тела плотины или ее противифльтрационного элемента) грунтов (аллювиального, делювиального или эллювиального происхождения) велика и практически водоупор находится на недостижимой для шпунтовой стенки, грунтовой противифльтрационной стенки или даже инъекционной завесы глубине.

В этом случае в основании может устраиваться «висячая» инъекционная завеса или завеса, доведенная до водоупора, если плотина имеет ядро или диафрагму, причем глубина завесы может быть равна $(0,5 \div 1,0) H$, где H — напор на сооружение. Устройство завесы возможно из потерн, расположенных в теле ядра (см. рис. 14.5) или в основании (см. рис. 14.6). Часто за завесой перед

выходом потока в нижний бьеф устраивается плоский или лучше глубинный дренаж, который облегчает работу сооружения и позволяет устанавливать эффективность завесы (рис. 14.32).

В случае если плотина однородная или имеет экран, удобным противофильтрационным устройством является понур (рис. 14.33), но в некоторых случаях одновременно возможно применение и всякого рода завес или стенок, требующих специального обоснования. Понур иногда устраивается в сочетании с ядром (см. рис. 14.5 и 15.29) хотя это менее желательно, так как он несколько снижает устойчивость верховой упорной призмы. Призма выполняется обычно из более прочного материала, чем ядро, а в основании призмы оказывается грунт,

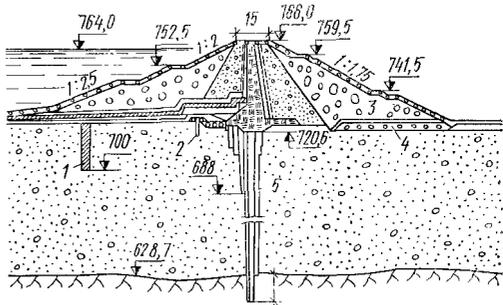


Рис. 14.32. Плотина Зильверштейн (ФРГ) с инъекционной завесой и горизонтальным дренажем:

1 — бетонный зуб (для увеличения пути фильтрации); 2 — иглофильтры; 3 — речной галечник; 4 — горизонтальный дренаж; 5 — инъекционная завеса

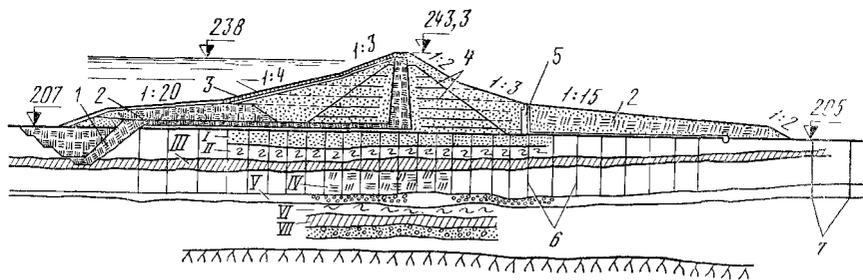


Рис. 14.33. Плотина Дервент (Великобритания) с ядром и понуром:

I — песчанистый гравий; II — илстый песок и ил; III — моренная глина; IV — слоистая глина; V — песок и гравий; VI — ил; VII — ленточные глины; 1 — глиняный понур; 2 — песчанистая глина; 3 — бетонные блоки; 4 — дренажные прослойки; 5 — дренажная стенка; 6 — вертикальные дренажные скважины; 7 — разгрузочные скважины

способствующий формированию поверхности обрушения, поэтому понур, если и выполнять, то лучше проектировать его ломаного очертания. На такое решение идут, когда необходимо повысить фильтрационную устойчивость грунта основания в исключительно ответственных сооружениях, как например, Асуанская плотина.

Длина понура определяется на основе фильтрационных расчетов в зависимости от выходных градиентов, а иногда в зависимости от фильтрационных расходов, когда основание сложено очень проницаемыми грунтами (к примеру, галечниками, см. гл. 3).

На участках, где возможно промерзание понура или его размыв вследствие значительных скоростей воды, понур следует покрывать защитным слоем. Сочетание понура, завесы и дренажа в основании также иногда встречается в практике строительства (см. рис. 14.5).

б. Мощность проницаемых аллювиальных отложений такова, что их можно пересечь шпунтовой стенкой (до 40 м), грунтовой стен-

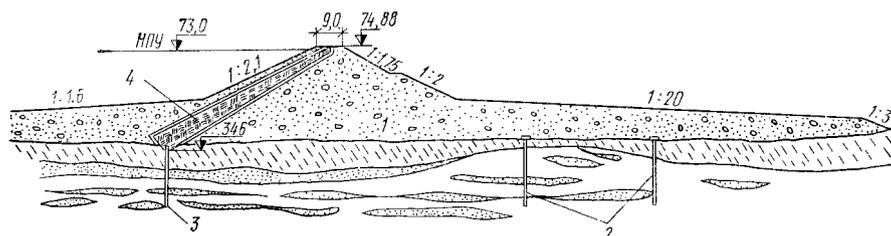


Рис. 14.34. Плотина Нехраниле (ЧССР):

1 — гравелистый песок; 2 — разгрузочные дренажные скважины; 3 — противофильтрационная стенка; 4 — экран из лёссовидных суглинков

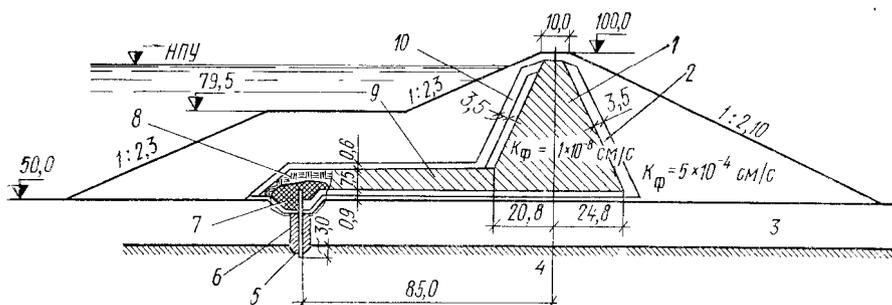


Рис. 14.35. Плотина Пенеос (Греция, о-в Пелопонес):

1 — глиняное ядро; 2 — фильтр; 3 — аллювий; 4 — глинистый мергель; 5 — зона распространения бентонитового раствора; 6 — армобетонная стенка толщиной 0,6 м; 7 — пластичная глина; 8 — глина; 9 — понур; 10 — фильтр (переходная зона)

кой (до 80 м) или инъекционной завесой (до 100÷200 м). В этом случае устройство этих противофильтрационных конструкций возможно при строительстве плотины с грунтовым ядром или экраном, а также с негрунтовым экраном или диафрагмой.

Грунтовые противофильтрационные стенки в основании плотин выполняются созданием траншеи драглайном или специализированным механизмом. При устройстве траншеи шириной, зависящей от типа механизма (от 0,2 до 3 м), в траншею заливается глинистый в виде суспензии (лучше суспензии из бентонитовой глины) раствор, который и обеспечивает устойчивость стенок траншеи. Объемная масса суспензии 1,05÷1,2 т/м³. Траншея может заполняться тем же вынутым грунтом в смеси с глиной (глинобетон), глинистым материалом или глинистым материалом в смеси с цементом (расход

цемента достигает 30% от массы грунта). Засыпка осуществляется прямо в траншею, заполненную раствором (рис. 14.34 и 14.35).

Дополнительное уплотнение грунта обычно не производят.

При малой глубине стенок (до 8÷10 м) их можно делать жесткими, опуская в траншею плиты из сборного железобетона с последующим омоноличиванием швов. В этом случае образуется в основании диафрагма. Устройство диафрагмы возможно укладкой в траншею бетона. В отдельных случаях перед укладкой бетона спускают армокаркас и создают железобетонную диафрагму.

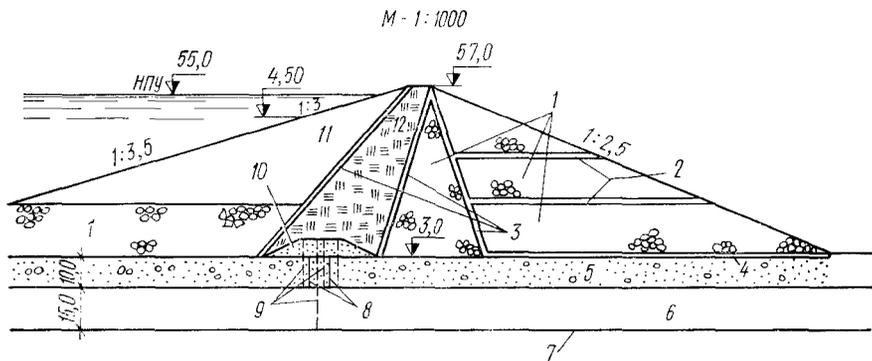


Рис. 14.36. Плотина Щек-Пик (Гонконг):

1 — каменная наброска; 2 — дренажные слои; 3 — фильтр; 4 — дренажный туюфак; 5 — аллювий; 6 — сильно разрушенные граниты; 7 — кварцевый парфери́т; 8 — шпунты; 9 — инъекционные скважины; 10 — пригрузка из песка; 11 — песок; 12 — ядро из суглинка

Иногда целесообразно устраивать дренажные скважины за перечисленными противофильтрационными устройствами в основании, которые позволяют проверить и контролировать эффективность работы противофильтрационных устройств в различные периоды эксплуатации сооружения.

На рис. 14.36 показана плотина со шпунтовой стенкой и инъекционной завесой в основании. Могут устраиваться и буробетонные стенки (рис. 14.37).

Пример плотины с инъекционной завесой в аллювиальной части основания показан на рис. 14.37. В этом случае мощность аллювиального слоя из условия производства работ увеличивалась искусственно.

в. Мощность проницаемых отложений мала (до 10÷20 м): В этом случае возможно применение самых разнообразных устройств в основании. При проектировании плотины с ядром возможна выемка проницаемого аллювия и сопряжения ядра непосредственно с водопором в виде замка из материала ядра (рис. 14.38) или бетона.

Проницаемые отложения отсутствуют или их мощность мала, но скала, подстилающая их, сильно трещиновата. В этом случае

противофильтрационное устройство тела плотины непосредственно сопрягается с водопроницаемым трещиноватым скальным основанием. При быстро выветривающихся породах основание (обычно полускальное) после вскрытия котлована покрывают битумом, торкретом или глинистым грунтом.

Противофильтрационное устройство в основании в этом случае может выполняться в виде разного рода инъекционных завес.

Необходимость устройства завесы часто в сочетании с дренажем определяется геологическими изысканиями и фильтрационными расчетами. Во всех случаях завеса должна предотвратить вынос

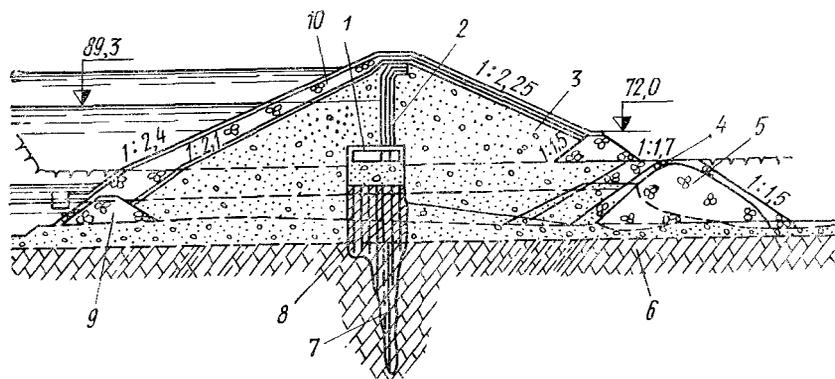


Рис. 14.37. Атбашинская плотина (СССР) высотой 75 м:

1 — бетонная пробка (плита); 2 — диафрагма из полиэтиленовой пленки между двумя слоями песка; 3 — галечниковый грунт; 4 — переходные зоны с обратным фильтром; 5 — банкет перекрытия реки; 6 — известняки; 7 — цементационная завеса в известняках; 8 — противофильтрационная завеса в галечниковом грунте; 9 — упорная призма из каменной наброски; 10 — защитный слой наброски из крупного камня

фильтрационным потоком заполнителя трещин основания. Для этой же цели служит и дренаж, который перехватывает фильтрационный поток за завесой и организованно отводит его в нижний бьеф. Завеса и дренажные скважины часто выполняются из потерн, расположенных в бетонной подушке, зубе или просто с поверхности основания, ядра или экрана (рис. 14.39).

При такой схеме устройства завесы возникают часто задержки в производстве работ по противофильтрационному устройству, так как работы в бортах (выемка скалы под потерну, бетонные работы, покрытие поверхности бетона водонепроницаемым покрытием и т. д.) трудоемки. Учитывая сказанное, удачным решением можно считать устройство завесы и дренажа для каменно-земляных плотин из галерей, заложенных в основании плотины (см. рис. 14.6).

Сопряжение завесы с ядром или экраном осуществляется восходящими скважинами.

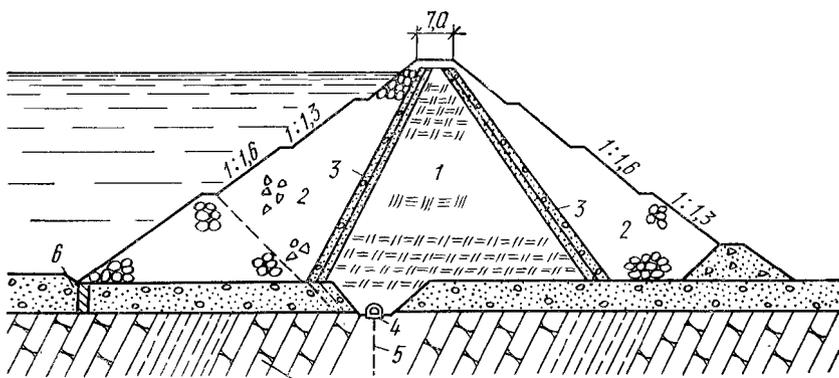


Рис. 14.38. Плотина Глабочица (Югославия):

1 — ядро из озерной глины; 2 — каменная наброска; 3 — переходные зоны — фильтры из песка (первый слой) и галечника (второй слой); 4 — цементационная галерея; 5 — цементационная завеса; 6 — бетонная стенка-диафрагма

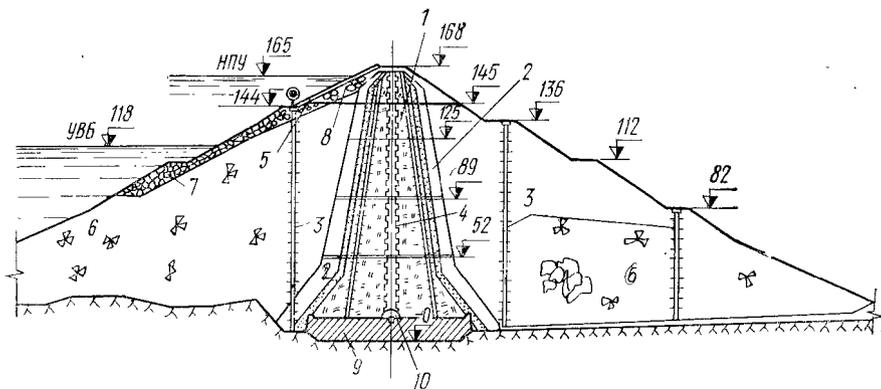


Рис. 14.39. Чарвакская плотина (СССР):

1 — ядро из суглинки; 2 — переходные зоны (двухслойные) из песчано-гравелистого грунта мелкого и крупного состава; 3 — трубы инклинометров для замера перемещений; 4 — смотровая шахта; 5 — бетонные крепления толщиной 0,5 м; 6 — каменная наброска (горная масса) с зональной укладкой по крупности; 7 — крепление крупным камнем; 8 — галечник; 9 — бетонная подушка (в русловой части); 10 — цементационная перегородка

В большинстве случаев дренажные скважины устраивают из тех же галерей, что и инъекционная завеса, но иногда выполняют и самостоятельные дренажные галереи.

Указанный способ создания противофильтрационного устройства в основании удобен еще тем, что позволяет более детально исследовать грунты основания при проходке штолен в основании и вести работы по созданию галерей и инъектированию независимо от ведения основных работ по плотине. Остается только один контрольный срок завершения работ (общий для всех видов работ по плотине) — наполнение водохранилища.

Глубина инъекционной завесы устанавливается на основе геологических изысканий и обычно составляет $(0,15 \div 0,6)H$, но имеются примеры, когда завеса достигает глубины $2H$.

г. Мощность проницаемых отложений мала или отсутствует, к примеру, в бортах и подстилаются они малопроницаемым скальным основанием. В этом случае специальных противофильтрационных устройств в скальном основании не требуется и ограничиваются врезкой противофильтрационного устройства тела плотины в скалу. Такие случаи очень редки.

При возведении плотины из грунтовых материалов на нескальном основании, водопроницаемость которого не превышает водопроницаемости ядра (экрана) тела плотины, последние сопрягаются с основанием аналогично сопряжению с малопроницаемым скальным основанием с предварительным удалением верхнего растительного слоя или слабых илистых отложений. В основании дополнительных противофильтрационных устройств не требуется.

Сопряжение упорных призм грунтовых плотин с основанием должно обеспечить максимальную прочность (устойчивость) плотины.

Все методы сопряжения разделяют на следующие основные случаи.

а. В основании залегают значительно более слабые грунты (часто илы), чем грунты упорных призм. Устойчивость сооружения на таком основании будет определяться прочностными показателями грунта основания. Примеров строительства сооружения в таких условиях много.

Прежде всего необходимо предусмотреть мероприятия повышения прочности и снижения деформируемости такого основания, если это возможно с точки зрения производства работ, созданием дренажа (см. § 14.3). Затем в независимости от упрочнения основания следует проверить грунт основания на фильтрационные деформации на контакте между основанием и упорной призмой. Если фильтрационные деформации могут иметь место, то необходимо укладывать фильтр между основанием и упорной призмой в соответствии с рекомендациями § 14.2. На Асуанской плотине укладка фильтра под воду на глубину до 20 м была затруднена и там был применен новый, ранее не встречавшийся в практике плотиностроения способ предотвращения фильтрационных деформаций — под-

водный замыв отсыпаемой каменной наброски песком (см. рис. 14.5).

Вообще возводить упорные призмы из значительно более прочного (по значениям φ и c) материала, чем основание, не всегда целесообразно и идти на это следует только при отсутствии менее прочного и более дешевого материала.

б. В основании залегают равнопрочные телу упорных призм грунты. В этом случае следует убрать только верхний почвенный слой.

в. Основание скальное, но прикрыто рыхлыми небольшой мощности отложениями. Эти отложения должны быть исследованы в лаборатории и определены прочностные показатели отложений в условиях ненарушенной структуры. Если эти показатели ниже соответствующих прочностных показателей грунта упорных призм, то рыхлые отложения должны быть убраны. Если разница в значениях сопротивления сдвигу материала упорных призм и отложений невелика, а рельеф местности не способствует формированию плавной поверхности обрушения по этим отложениям, то они могут быть оставлены в основании упорных призм.

КОНСТРУКЦИИ ГРУНТОВЫХ ПЛОТИН

§ 15.1. ПЛОТИНЫ ЗЕМЛЯНЫЕ НАСЫПНЫЕ

Земляные плотины — наиболее распространенный и наиболее древний тип плотин, но строятся они обычно небольшой высоты и значительно реже средней высоты.

В настоящее время к этому типу относят плотины, у которых объем тела на 50% и более выполнен из мелкозернистых грунтов. Земляные плотины по способу производства работ делятся на два типа: насыпные и намывные.

Чаще всего земляные насыпные плотины строят однородными, но иногда встречаются и разнородные с экраном, ядром и диафрагмой (см. классификацию грунтовых плотин).

Намывные земляные плотины могут быть однородными, с ядром (очень редко с экраном) или шпунтовой диафрагмой.

В однородной плотине грунтовая призма тела плотины выполняет двоякую роль — поддерживает напор и обеспечивает устойчивость. Кроме грунтовой призмы в теле плотины имеется другой важнейший конструктивный элемент — дренажное устройство.

Для обеспечения местной прочности грунта на откосе устраивают крепление. На верховом откосе крепление выполняется для защиты грунта от воздействия волн и льда со стороны водохранилища. На низовом откосе — для защиты грунта от воздействия атмосферных осадков и воды в нижнем бьефе.

Конструкция гребня плотины осуществляется из его назначения и чаще всего определяется транспортными требованиями (автодорожного или железнодорожного).

Крепление откосов. Верховые (напорные) откосы. Для защиты откосов от волнового воздействия применяют защитные покрытия или же уполаживают его. В качестве временной меры для гашения волн в низконапорных плотинах при малой волне иногда используют плавучие плотки перед откосом.

Обычно верхней границей крепления откоса является гребень, но в случае, когда превышение гребня значительно выше высоты наката волны, то верхней границей основного крепления является граница наката волны h_n [см. формулу (2.13)], а выше до гребня располагают облегченное крепление.

Расчетный уровень, при котором определяют h_n , является наихудшим из случаев: а) форсированный уровень верхнего бьефа и нагон при 50% обеспеченности; б) нормальный подпорный уровень и нагон при 1% обеспеченности для сооружений I и II классов и 3% обеспеченности для сооружений III и IV классов.

Таким образом, верхняя граница основного крепления

$$h_{кр} = h_n + \Delta h, \quad (15.1)$$

где $h_{кр}$ — превышение основного крепления над расчетным уровнем воды в водохранилище; Δh — высота ветрового нагона, см. (2.13).

Нижняя граница основного крепления располагается на глубине $H_{кр}$, от уровня сработки водохранилища. Ниже этой границы располагается облегченное крепление.

Каменное крепление в виде наброски или мощения устраивается обязательно по слою подготовки в виде обратного фильтра. Толщина обратного фильтра требуется не менее 15 см (каждого слоя) и иногда достигает общей толщины 60 см, как это устроено, например, на Каховском водохранилище. Каменное крепление устраивается при высоте волны до 2,5 м при наличии хорошей с точки зрения прочности ($[\sigma]=50,0$ МПа), морозостойкости (более 50 циклов), объемного веса ($\gamma > 2,4$ кН/м³) и требуемой крупности камня.

При заложении откоса $m=1 \div 3$ расчетный вес камня, устойчивого против разрушающего действия волн, согласно СНиП II-57—75 можно определять по формуле

$$Q = \frac{\mu \gamma_k h^2 \lambda}{\left(\frac{\gamma_k}{\gamma_0} - 1\right)^3 \sqrt{1 + m^2}}, \quad (15.2)$$

где μ — коэффициент, равный для бетонных массивов 0,021 и каменной наброски 0,025; γ_k — объемный вес отдельных камней или массивов; γ_0 — объемный вес воды; m — заложение откоса; h , λ — соответственно расчетные значения высоты и длины волны.

Переход от веса камня к размеру, приведенному к шару ($D_{ш}$), можно определить по формуле

$$D_{ш} = \sqrt[3]{\frac{Q}{0,524 \gamma_k}}. \quad (15.3)$$

В наброске рекомендуется применять несортированный камень, при этом максимальный размер камня в наброске не ограничивается, но количество камней расчетного и большего размеров не должно быть менее 50% от общего количества камней. Получающаяся в результате учета волнового воздействия толщина наброски камня должна быть достаточной и для защиты от размыва фильтра и тела плотины, т. е. при несортированном камне δ равно не менее $3D_{ш}$, а при наличии сортированного камня — не менее $2,5 D_{ш}$.

На рис. 15.1 показана возможная конструкция крепления верхнего откоса каменной наброской. Каменная наброска является надежным гибким креплением, выполняемым механизированными способами в любое время года.

Каменное мощение по слою гравийной или щебенистой подготовки требует значительно меньше камня; его толщина определяется формулой

$$\delta = 1,7 \frac{\gamma_0}{\gamma_k - \gamma_0} \cdot \frac{\sqrt{1 + m^2}}{m(m+2)} h \quad (15.4)$$

(все обозначения прежние).

При этом необходимы подобранные штучные камни, и крепление менее гибко, чаще разрушается, требует большей затраты руч-

ного труда. Это крепление применяют при малой высоте волны и наличии дешевого камня.

Расчет обратных фильтров следует проводить из условия невымывания волной более нижнего слоя через поры вышележащего, при этом можно пользоваться рекомендациями § 14.2.

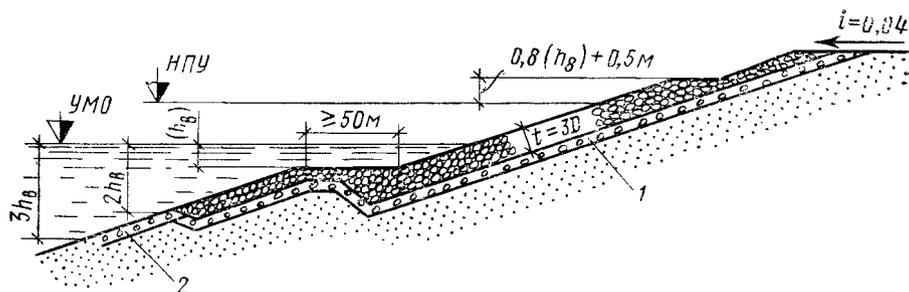


Рис. 15.1. Пример крепления откоса каменной наброской:
1 — обратный фильтр; 2 — гравий или щебень (толщина слоя 0,3 м)

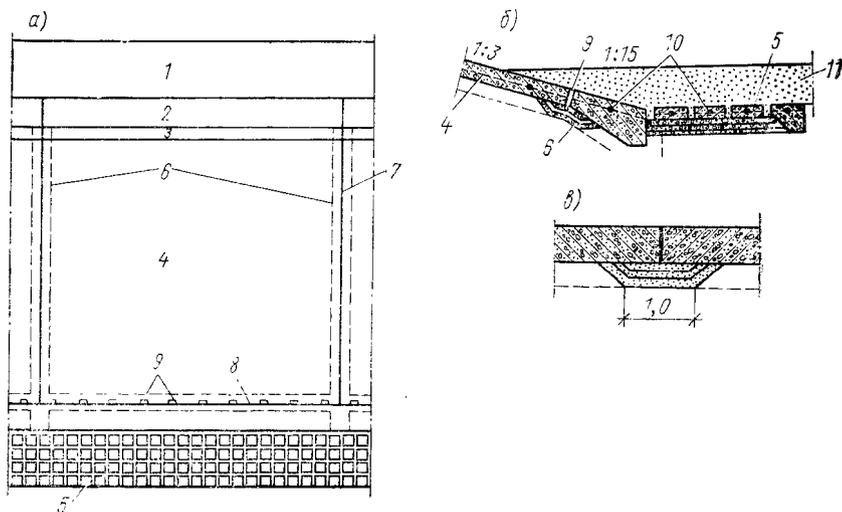


Рис. 15.2. Крепление откоса большими железобетонными плитами:

а — план крепления; б — низовой конец крепления; в — обратный фильтр под швом; 1, 2 — легкое крепление за пределами наката волны; 3 — бетонная берма; 4 — плита; 5 — железобетонный туюфак; 6 — обратные фильтры; 7, 8 — швы; 9 — дренажные отверстия; 10 — арматура; 11 — пригрузка

Бетонные и железобетонные крепления выполняются в виде монолитных плит, бетонируемых на месте (рис. 15.2), или сборных плит (рис. 15.3).

Монолитные плиты толщиной от 15 до 50 см имеют размеры от 5×5 до 20×20 м и более, швы между ними бывают открытые и закрытые. Сборные плиты делают толщиной от $8 \div 10$ до $15 \div 20$ см и размерами от $1,5 \times 1,5$ до 5×5 м в зависимости от имеющегося

подъемного оборудования. Их укладывают на сплошном обратном фильтре с шарнирным соединением между ними. Небольшие плиты могут на месте объединяться в более крупные (от 10×10 до 20×20 м и более), образуя сборно-монолитные плиты путем замоноличивания (бетонирования) швов, как показано на рис. 15.3, г. Швы между большими плитами уплотняют асфальтобетоном или фасонной резиной, что сообщает крепление известную гибкость, необходимую для сохранения его работоспособности при возможных деформациях откосов в результате осадки сооружений.

Размеры плит и их армирование назначают по расчету. Железобетонное покрытие испытывает динамическое давление волн (см. гл. 2), а при откате волны — фильтрационное противодействие со стороны откоса, стремящееся приподнять крепление.

Распределение противодействия показано эюрой на рис. 15.4; максимальное значение W_{ϕ} приложено на глубине от уровня покоя $z=0,9h/m$ (более точно СНиП II-57—75):

$$W_{\phi} = 0,46\gamma_0 h_n \sqrt{1+m^2}.$$

(15.5)

Прочность плиты (как балки на упругом основании) рассчитывают по величине наибольшего изгибающего момента от динамического давления волны, по которому подбирается арматура (обычно 0,4—0,6% армирования);

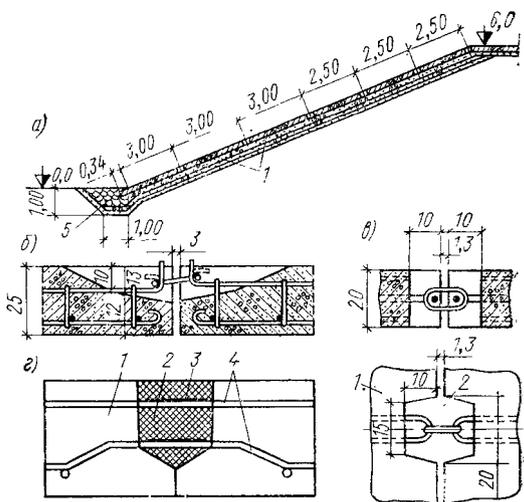


Рис. 15.3. Крепления откоса сборными железобетонными плитами:

а — разрез крепления; б — шарнирное соединение плит; в — соединение плит с помощью особых стержней, служащих для захвата их стропами; г — замоноличенный шов; 1 — плита; 2 — заполнение шва асфальтобетоном; 3 — сварка; 4 — арматура; 5 — упорная призма

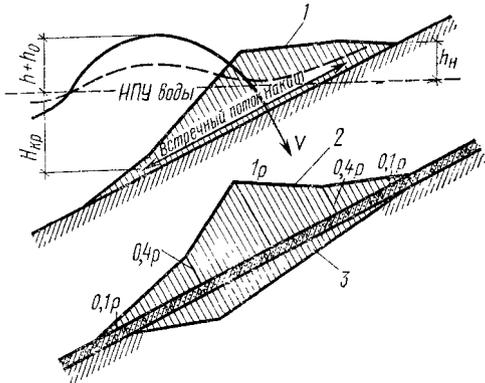


Рис. 15.4. Волновое воздействие на откос:

1 — эюра распределения скоростей; 2 — эюра волнового давления при обрушении волны; 3 — эюра волнового противодействия; v — напряжение скорости струи при обрушении волны

Толщину монолитной плиты проверяют расчетом против всплытия всей плиты целиком от точки O_1 до O_2 под действием противодействия

$$\delta_{\text{п}} = 0,07k_3h \frac{\gamma_0}{\gamma_6 - \gamma_0} \cdot \frac{\sqrt{m^2 + 1}}{m} \sqrt[3]{\frac{\lambda}{B}}, \quad (15.6)$$

где $\delta_{\text{п}}$ — толщина плиты; B — длина плиты по нормали к урезу воды; k_3 — коэффициент запаса; $k_3 = 1,25 \div 1,5$.

Исследования устойчивости покрытия из сборных плит показали, что наибольшему взвешивающему давлению подвержены плиты, расположенные по линии уреза воды; расчетная величина нагрузки в ряде случаев обуславливается действием волн, не обладающих предельным запасом энергии; существенное влияние на взвешивающее давление оказывает аэрация потока с объемным весом воды $\gamma_0 = 2,5 \div 3,0$ кН/м³ (0,25 ÷ 0,3 г/см³). В. С. Шайтан предложил зависимость для определения толщины плиты на откосе с учетом аэрации потока

$$\delta_{\text{п}} = 0,6 \frac{k_{\text{ср}}^2 \sqrt[4]{B_{\text{пр}}^3}}{B \cos \alpha} \cdot \frac{\gamma_0}{\gamma_6 - 0,3\omega\gamma_0}, \quad (15.7)$$

где $h_{\text{ср}}$ — средняя высота волны (50% обеспеченности); $B_{\text{пр}} = B/h_{\text{ср}}$ — приведенная длина ребра плиты; γ_6 — объемный вес бетона; ω — коэффициент полноты нагружения; B — длина ребра плиты, нормального урезу воды.

$B_{\text{пр}} = B/h_{\text{ср}}$...	1	1,2 ÷ 1,5	2,2 ÷ 2,8	3,5 ÷ 4,3	5 ÷ 6
ω	...	1	0,75	0,67	0,6	0,5

Необходимо отметить, что из бетонных покрытий наибольшее распространение получили монолитные плиты. Выбор типа бетонного или железобетонного покрытия зависит от многих факторов. Если не ожидается значительных деформаций откоса, то лучше применять крупные монолитные плиты; если ожидаются деформации откоса, предпочтительней покрывать его плитами меньших размеров, сборными или сборно-монолитными. На выбор типа влияют также сроки выполнения крепления и производственные возможности строительства; при выборе важно технико-экономическое сопоставление вариантов.

Прочие типы крепления. За рубежом для крепления верхового откоса применяют в некоторых случаях асфальтовое покрытие с металлической сеткой. Это гибкое, водонепроницаемое и достаточно прочное покрытие для плотин малой и средней высоты (при отсутствии мощного ледяного покрова в верхнем бьефе) представляет собой покрытие из асфальта или асфальтобетона общей толщиной 6 ÷ 8 см, укладываемый в два-три слоя. При быстрых колебаниях уровня воды в водохранилище необходима укладка дренажа для снятия противодействия на покрытие.

Волногасящие пологие откосы. С увеличением пологости откоса (величины m) разрушительное воздействие волны уменьшается и

откос может оказаться устойчивым без всякого крепления или потребуется лишь легкое крепление, например, слоем гравия. Данные натуральных наблюдений Е. Г. Качугина* за переработкой берегов волнами позволили Б. А. Пышкину составить график (рис. 15.5) для предварительного определения заложения откосов m при разной высоте волн h и разных грунтах, слагающих откос. Давая некоторый запас ($k_3 = 1,2 \div 1,4$), можно использовать этот график при проектировании плотин малой и средней высоты с неукрепленным верховым откосом или облегченным креплением. Такой откос простирается от НПУ на высоту наката волны, а вниз — до $H_{кр}$, далее откосы проектируют по условиям их статической устойчивости.

Поскольку каменные и бетонные крепления дороги, в ряде случаев пологий откос может оказаться экономичным решением.

Низовой откос, не подвергающийся действию волн, обычно крепится посевом трав или одерновкой по предварительно уложенному слою растительной земли в 20 ÷ 30 см; реже низовой откос укрепляется слоем гравия (10 см) с обязательным организационным отводом поверхностных вод, или одиночной мостовой. Если возможно волнение, то нижняя часть откоса (до высоты вскатывания волн нижнего бьефа) крепится аналогично верховому в зависимости от высоты пологих волн. В зоне высачивания фильтрационной воды на откосе выше уровня нижнего бьефа устраивают крепление в виде слоя гравия или щебня.

Защитные или утепляющие слои из песка и сулеси толщиной 2 ÷ 3 м отсыпаются для защиты глинистого грунта экрана или тела плотины от промерзания в случае, если грунт пучинистый, а кривая депрессии заглублена от поверхности откоса менее чем на 2,5 м.

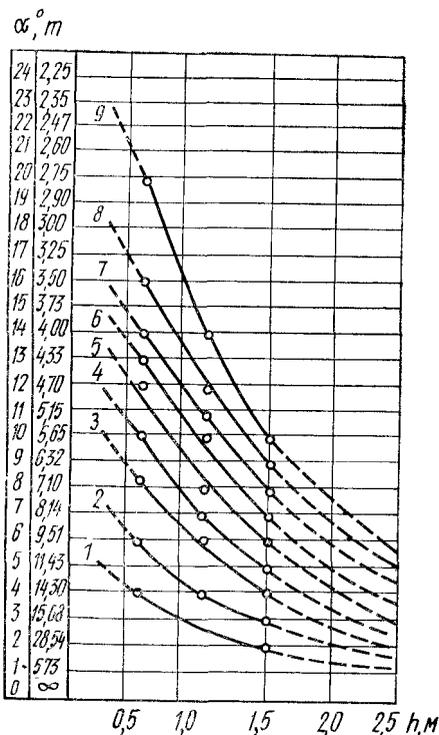


Рис. 15.5. График для определения заложения m неразмываемого верхового откоса:

1 — глина; 2 — лёсс; 3 — суглинок; 4 — мелкий песок; 5 — среднезернистый песок; 6 — суглинок со щебнем и валуном; 7 — крупный песок; 8 — гравий; 9 — галька; (пунктир — экстраполяция)

устраивают крепление в виде

* Качугин Е. Г. О размерах переработки берегов при подпоре рек. — Гидротехническое строительство, 1951, № 12; Цайтц Е. С. О проектировании верхового откоса земляных плотин без крепления. — Гидротехника и мелиорация, 1954, № 1.

Гребень и откосы плотины. Возвышение гребня плотины d над расчетным статическим уровнем воды определяют по формуле

$$d = h_{\text{н}} + \Delta h + a, \quad (15.8)$$

где a — запас, остальные обозначения такие же, как в (15.1).

Запас по высоте сооружения независимо от его класса следует учитывать для всех плотин. Минимальная величина запаса должна приниматься (согласно СНиП II-53—73) не менее 0,5 м.

Иногда для снижения отметки гребня плотины, что может дать большой экономический эффект, так как одновременно облегчается весь профиль плотины, на гребне или на откосе устраивается волноотбойная стенка — парапет. При этом превышение гребня плотины над НПУ должно быть не менее 0,3 м. Если предусматривается существование форсированного уровня воды в водохранилище, то отметку гребня назначают не ниже этого уровня.

Гребень плотины обычно используется для прокладки автомобильных и железных дорог. В этом случае его конструкция должна удовлетворять требованиям нормативных документов на проектирование дорог, но с учетом нужд эксплуатации плотины.

Ширина гребня, если на нем не прокладывается дорога, устанавливается из условия производства работ, но не менее 4,5 м.

При сопряжении земляной плотины с другими сооружениями гидроузла гребень обычно уширяется до величин, определяющихся конструкцией сопряжения и назначением создаваемых площадок. К примеру, при сопряжении водосливной бетонной плотины с земляной плотиной гребень последней расширяется для образования площадки, на которой возможно устройство шандора и затворохранилищ или того и другого одновременно (см. гл. 10). Эта же площадка может использоваться для ремонта крана, обслуживающего водосливные отверстия и т. п.

Если плотина сложена из глинистого грунта, гребень ее покрывают защитными слоями из песчаного или гравийного грунта. Толщину защитного слоя, включая толщину покрытия, назначают не менее глубины промерзания грунта в данном районе.

Заложение откосов плотины зависит от грунтов тела и основания плотины и проверяется расчетом устойчивости (см. § 14.5).

Обычно заложение откосов находится в пределах 2,5÷4. Более пологие верховые откосы часто получаются при необходимости пригрузки длинных понуров или устройства экрана из слабого по прочности грунта. Пологий низовой откос получается при необходимости пригрузки основания для обеспечения общей устойчивости плотины.

На низовом откосе устраивают через каждые 15÷20 м бермы, на которых оборудуются кюветы для отвода атмосферных вод. Бермы на низовом откосе также могут устраиваться для служебных проездов, прокладки шоссейных или железных дорог, иногда даже канала или трубопровода. На верховом откосе бермы устраивают для создания упора в конце крепления. Обычно бермы устраи-

вают в месте сопряжения основного тела плотины и дренажного банкета или перемычки, входящей в тело плотины.

Некоторые особенности возведения земляных насыпных плотин. Наиболее надежным, испытанным и распространенным способом постройки земляных плотин является отсыпка грунта с последующим его механическим уплотнением.

Механическое уплотнение грунта производят для уменьшения фильтрации (особенно неравномерной) воды из водохранилища, создания более прочного материала тела плотины, обеспечения экономичное заложение откосов, и уменьшения деформаций плотины под действием собственного веса и давления воды со стороны верхнего бьефа.

Уплотнение грунта производят самоходными или прицепными катками — гладкими, ребристыми, шиповыми, на пневмоходу, виброкатками, трамбуемыми катками или плитами, а иногда грузевыми автосамосвалами, гусеничными тракторами или самоходными скреперами.

Достаточно эффективные шиповые катки, у которых давление на 1 см^2 поверхности грунта составляет до 4,0 МПа. Масса современных катков достигает 100 т и более. Число проходов катка по одному и тому же месту, зависящее от типа катка, заданного объемного веса скелета грунта и его влажности, обычно находится в пределах $5 \div 8$. Толщина укладываемого слоя обычно $15 \div 20$ см (после укатки), но использование очень тяжелых катков позволяет ее поднять до 60 см.

Трамбующие катки или плиты мало производительны и обычно используются для уплотнения грунта в примыканиях к другим негрунтовым сооружениям или на крутых склонах основания, где катки не могут обеспечить качественное уплотнение грунта.

Виброкатки наиболее эффективны при уплотнении несвязных грунтов.

Наибольший эффект при уплотнении глинистого грунта достигается, если грунт обладает так называемой *оптимальной влажностью*. Влажность, соответствующая получению наибольшего объемного веса при прочих равных условиях, называют оптимальной. В общем случае величина оптимальной влажности зависит от типа грунта, типа катка, числа проходок и т. д.

Для предварительного назначения можно руководствоваться рекомендацией $W_{\text{опт}} = W_p - (2 \div 4 \%)$, где W_p — влажность на границе раскатывания, %. Уменьшение влажности на 2% ниже предела раскатывания соответствует более жирному грунту, а на 4% — более тощему. При укатке грунта тяжелыми катками оптимальная влажность имеет меньшее значение, чем при укатке легкими (при всех прочих равных условиях).

Для уменьшения величины порового давления необходимо стремиться к возможно меньшей величине влажности при укладке грунта в тело плотины. Иногда даются рекомендации по снижению влажности грунта против оптимальной на 1%.

Величина оптимальной влажности может быть достаточно точно определена в лабораторных условиях методом Проктора (или ему подобным). Согласно этому методу грунт испытывают в лаборатории на уплотняемость при действии ударной нагрузки. Опыты проводят в цилиндре диаметром 10 см, в который укладывают последовательно три (пять) слоя испытуемого грунта общим весом 2,1 кг и утрамбовывают его падающим грузом. Масса груза, количество ударов и высота падения могут быть подобраны таким образом, чтобы эффект уплотнения от ударной нагрузки был эквивалентен тому или иному типу катка.

К примеру, если взять груз массой 2,5 кг, число ударов по каждому из трех слоев 25 и высоту падения 30 см, то оптимальная влажность соответствует уплотнению грунта пневмокатком массой 30 ÷ ÷50 т (средний каток). При моделировании эффекта уплотнения грунта тяжелым катком часто используют груз массой 4,5 кг, высоту падения 45 см и 25 ударов по каждому из пяти слоев, т. е. всего 125 ударов.

В качестве иллюстрации такого рода исследования на рис. 15.6 приведены графики испытаний грунта, где оптимальная влажность определялась в зависимости от затраченной работы на уплотнение. Влажность, соответствующая вершине каждой из кривых, является оптимальной для данного способа уплотнения.

В производственных условиях величину оптимальной влажности уточняют на основе опытной укатки грунта производственными механизмами.

Степень уплотнения грунта характеризуется объемным весом скелета $\gamma_{ск}$, которая достигается при оптимальной влажности, иногда называется оптимальной плотностью.

Большие исследования, которые были проведены при строительстве канала им. Москвы, показали, что объемный вес скелета грунта и влажность находятся между собой в зависимости

$$\gamma_{ск} = \frac{\gamma_r \gamma_o (1 - V)}{\gamma_o + W_{опт} \gamma_r}, \quad (15.9)$$

где γ_o и γ_r — удельный вес воды и грунта в г/см, V — объем заземленного воздуха в долях единицы; $W_{опт}$ — оптимальная влажность грунта в долях единицы. Величина $V=0,03 \div 0,05$ для суглинков и глин. Для лёссовых грунтов $V=0,07 \div 0,08$.

Иногда в теле плотины используют и всевозможные щебенисто-дресвяные, гравийно-галечниковые грунты с содержанием заполнителя (частицы $d < 2$ мм) более 50%, к которым относятся моренные глины и так называемые материалы конуса выноса в горных районах. Если заполнитель глинистый, то изложенное выше может быть отнесено к назначению влажности и плотности заполнителя и затем делается пересчет влажности и объемного веса скелета на весь грунт, имея в виду, что крупные фракции несут с собой влажность 2 ÷ 3% и их объемный вес равен удельному, так как они практически «плавают» в мелкозернистом грунте.

На рис. 15.7 приводится график, построенный В. С. Истоминой на основании данных натуральных наблюдений за построенными плотинами, по которому можно установить величину объемного веса грунта в целом, если известно количественное содержание фракций $d > 1$ мм.

Использование этих грунтов для укладки в тело плотины осложняется наличием фракций $d > 100 \div 200$ мм, так как фракции, допускаемые в тело плотины, должны составлять $0,75 h_{\text{слой}}$ поэтому

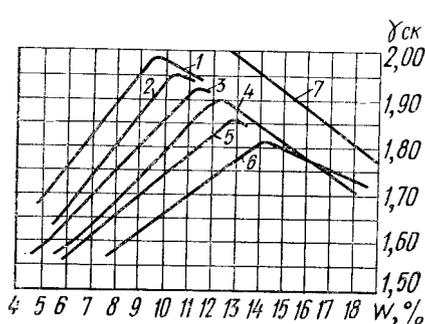


Рис. 15.6. Кривые зависимости работы по уплотнению грунта от его влажности:

1 — затраченная работа ~ 258 кгм, 2,5 кДж;
 2 — 1,68 кДж; 3 — 0,84 кДж; 4 — 0,42 кДж;
 5 — 0,21 кДж; 6 — 0,1 кДж; 7 — кривая предельной влажности

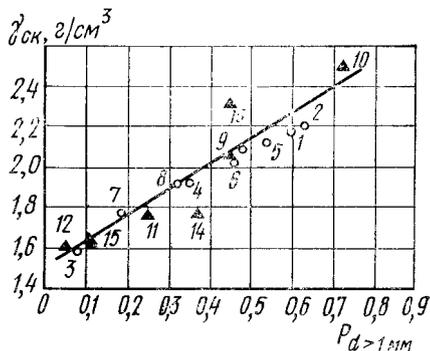


Рис. 15.7. Зависимость объемного веса грунтов $\gamma_{\text{ск}}$ от содержания в них фракций $P_{d > 1}$ мм для ядер плотин (кружки) и экранов (треугольники)

часто необходимо отсеивать крупные фракции в зависимости от принятой толщины слоя или увеличивать толщину слоя, что приводит к снижению плотности укладки грунта.

Отсев крупных фракций усложняет работы и, как следствие этого, вызывает удорожание строительства.

На строительстве плотины Слоттморбергет в Норвегии предпочли укладывать грунт толщиной слоя 90 см, что позволило допустить включения размером до 0,6 м.

При укладке такого рода грунтов в водонепроницаемые элементы плотины надо также тщательно следить и предотвращать возможное расслоение грунтов при их отсыпке в тело плотины (см. § 14.1).

Обеспечение равномерного уплотнения. Существующие механизмы уплотнения грунта позволяют получать $\gamma_{\text{ск}}$ в зависимости от типа грунта от 1,6 до 2,3 т/м³ (16 ÷ 23 кН/м³). Меньшее значение соответствует жирным глинам, а максимальное — для грунтов с крупнозернистыми включениями.

Создать плотность, равномерную по толщине слоя, обычно не удается: верхняя часть слоя получается более плотной, чем нижняя, и тело плотины получается как бы слоистым и анизотропным в фильтрационном отношении — в горизонтальном направлении ко-

эффект фильтрации может оказаться больше, чем в вертикальном. Поэтому стремятся к снижению толщины слоя, которую устанавливают опытной укаткой. При укладке суглинков в зависимости от массы катков обычно принимают толщину слоя 20÷40 см. Тяжелым каткам соответствует большая толщина слоя.

Перед укладкой глинистого грунта в тело плотины его влажность должна быть равна оптимальной. Если грунт в карьере имеет влажность меньше оптимальной, то доувлажнение может быть произведено в карьере, что наиболее удобно, на карте отсыпки, в самосвале, при транспортировке грунта из карьера в тело плотины или в промежуточном складе грунта, если таковой имеет место в технологическом цикле. Если грунт в карьере имеет влажность выше оптимальной, то снижение влажности может вызвать значительные трудности. Основным методом снижения влажности — дренажирование карьера. Подсушка грунта возможна только в сухих и жарких климатических поясах, но сопряжен этот технологический цикл с большими трудностями. Чаще всего в этом случае идут на укладку переувлажненных грунтов. За рубежом иногда для подсушки используют вращающиеся печи.

Контроль за уплотнением тела плотины очень важен: он осуществляется при производстве работ путем лабораторного определения объемного веса проб грунта, взятых из каждого укатанного слоя. В зависимости от класса сооружения, его конструкции, объема и т. д. регламентируется количество проб.

Пробы берутся с различной глубины слоя. Если грунт содержит крупнозернистые включения, то отбор проб осуществляется из лунки, причем минимальный линейный размер лунки должен не менее чем в пять раз превышать максимальный размер фракции (для грунтов с крупнозернистыми включениями). Если грунт мелкозернистый, то иногда используют особые полевые пробы — плотномеры различных конструкций, в том числе и с использованием радиоактивных изотопов.

Песчаные грунты укладывают обычно слоями 25÷40 см. Лучший эффект уплотнения достигается при использовании пневмокатков или вибрационных катков. При использовании катков вибрационного действия необходимо стремиться к минимальной влажности. Степень уплотнения грунта назначают, исходя из карьерной плотности или относительной плотности I_D .

Возведение земляных плотин отсыпкой грунта в воду. Этот метод возведения плотин иногда принимают при укладке лёссовых (главным образом в Средней Азии) и моренных грунтов.

Метод отсыпки лёссовых грунтов заключается в том, что плотина разбивается на карты отсыпки площадью от 400 до 800 м². Карты ограждают валиками из сухого грунта высотой от 0,25 до 0,7 м, их заполняют водой на 25÷40% толщины отсыпаемого слоя грунта. Спустя 1÷2 ч после заливки грунт отсыпают скреперами или бульдозерами вровень с валиками.

Плотность скелета лёссового грунта, отсыпанного таким образом, достигала 13÷14 кН/м³, но по мере отжатия воды (консолида-

ции) плотность повышалась, до $15 \div 16 \text{ кН/м}^3$ ($1,5 \div 1,6 \text{ т/м}^3$). Механизм уплотнения заключается в размокании отдельных комков грунта; под действием собственного веса и веса вышележащих слоев, веса транспорта, падающего грунта и т. д. грунт постепенно равномерно уплотняется.

При использовании этого способа возведения плотин отпадает необходимость подсушивать грунт, увеличивается длительность строительного сезона, так как возведение возможно и в неблагоприятных для «сухого» способа условиях: дождливый период, морозы до -10°С . Эти несомненные достоинства сопровождаются и крупными недостатками: грунт становится практически полностью

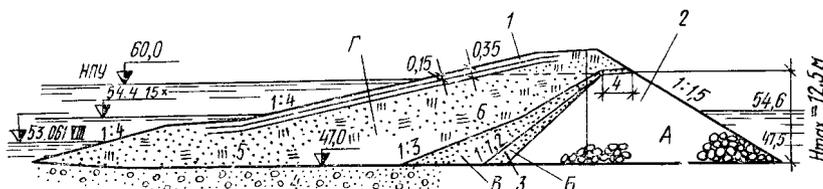


Рис. 15.8 Пало-Коргская плотина, возведенная отсыпкой грунта в воду:

1 — каменная наброска в плетневых клетках; 2 — камень и мелкий камень; 3 — щебень или галька $d=25 \div 80 \text{ мм}$ с гравием $d \approx 3 \text{ мм}$; 4 — валуны наносы; 5 — супесь; 6 — крупнозернистый песок с гравием $d > 1 \text{ мм}$

водонасыщен, несколько педоуплотнен, что приводит к возникновению большого порового давления — снижению несущей способности грунта, а это в свою очередь требует упрочнения откосов сооружения. Лёссовые грунты имеют малый коэффициент фильтрации, и поровое давление долго не рассеивается. В силу этих недостатков «мокрый» способ возведения из лёссовых грунтов используется для возведения невысоких земляных плотин. Использование этого метода возведения при отсыпке нижней части ядра Чарвакской каменно-земляной плотины положительных результатов не дало.

Моренные грунты характеризуются незначительным диапазоном влажности ($5 \div 8\%$), при которой их удобно уплотнять укаткой, а это вызывает определенные трудности работы с ними при возведении плотин, особенно в дождливый и морозный период. При «мокром» способе возведения дамбы ограждения достигают 4 м, а глубина воды на карте $2 \div 3 \text{ м}$. Это позволяет избавиться от необходимой сортировки морены для укладки обычным «сухим» способом. Вытесняемую воду из прудка отводят трубой на соседнюю карту. Моренные грунты обладают более высоким значением коэффициента фильтрации, чем лёссовые суглинки, и, следовательно, процесс консолидации протекает значительно быстрее. Кроме того, наличие крупнозернистых включений значительно снижает деформируемость морены. Все это создает предпосылки для использования этого метода укладки моренного грунта в тело плотины.

На рис. 15.8 показан поперечный разрез плотины, возведенной отсыпкой в воду из несвязных грунтов.

По этому способу возведения в русле реки после перекрытия его банкетом из камня (А) отсыпают фильтры (Б и В), что уменьшает фильтрацию через наброску и создает «тиховод», к этому моменту для отвода реки должны быть готовы водосбросы; последний этап — отсыпка тела плотины (Г) в воду и крепление откосов (камнем).

§ 15.2. ПЛОТИНЫ ЗЕМЛЯНЫЕ НАМЫВНЫЕ

Для собственно намывных плотин характерны транспортировка грунта к сооружению и укладка его в тело плотины при помощи воды; разработка грунта в карьере может осуществляться любыми способами, но большей частью производится гидромониторами или землесосами, если исходный грунт берется из реки.

В **полунамывных** плотинах методом гидромеханизации укладывается лишь внутренняя часть плотины — ядро, все же остальные работы ведутся сухим способом.

В сухом карьере грунт разрыхляют струей воды, выбрасываемой под большим напором гидромонитором; в карьере, лежащем ниже уровня воды, грунт извлекается на поверхность землесосом. И в том и в другом случаях грунт получается в разжиженном состоянии, в виде так называемой *пульпы*. Консистенция пульпы обычно около $1:7 \div 1:10$, т. е. на 1 часть грунта приходится 7—10 частей воды (в зависимости от рода грунта). В последнее время стремятся получать и транспортировать по трубопроводу более густую пульпу, что уменьшает затраты энергии на транспортировку грунта.

Транспортировка пульпы осуществляется или безнапорным движением по лоткам и канавам, или напорным — по трубам.

Вопросы добычи грунта и транспортировки его методом гидромеханизации здесь не рассматриваются (см.: В. А. Мелентьев, Н. П. Колпашников, В. А. Волнин. «Намывные гидротехнические сооружения». М., 1973).

Намывные плотины из разнородного грунта (с образованием ядра). Образование такой плотины возможно при наличии разнородного грунта с коэффициентом неоднородности $\eta > 3 \div 4$, содержащего достаточное (но не более $15 \div 20\%$) количество мелких ($d < 0,05$ мм) и крупных фракций ($d > 0,5 \div 1$ мм до $50 \div 60$ мм) грунтов I—III категорий. Намыв плотины с ядром производят с двух сторон профиля плотины — из двух боковых пульповодов (лотков или трубопроводов, подающих пульпу), идущих вдоль откосов на эстакадах (рис. 15.9), или безэстакадный непосредственно на грунте откоса, или по невысоким продольным дамбочкам, насыпаемым из грунта откоса. Пульпа выпускается из пульповодов на эстакадах через особые выпуски, располагающиеся через $5 \div 10$ м по длине пульповода, а при безэстакадном методе намыва — через торец звена пульповода*.

* Намыв из торца может производиться и с невысоких ($1 \div 2$ м) эстакад, но целесообразность этого должна быть обоснована технико-экономическим расчетом (подробнее см. ниже).

Пульпа, огражденная по откосу дамбочки, течет к середине плотины, где образуется так называемый *прудок-отстойник*. Скорость движения пульпы, наибольшая в месте выпуска из пульповода в откосах плотины, постепенно уменьшается к середине профиля сооружения, благодаря чему частицы грунта выпадают из потока в порядке убывающей их крупности. Середины профиля достигают лишь самые мелкие частицы, медленно оседающие в прудке-отстойнике. Они образуют относительно водонепроницаемое ядро плотины. Более проницаемые для воды боковые части профиля, складывающиеся из крупных частиц, называют наружными или боковыми призмами: между ними и ядром образуется промежуточная зона (около 20÷30% общего объема плотины).

Удаление осветленной (благодаря отстою) воды из прудка происходит частью через боковые призмы, а главным образом через специальные временные водосливы в виде деревянных вертикальных колодцев — труб с горизонтальными отводами у основания плотины. В некоторых случаях воду удаляют плавучими насосными установками. Для образования ядра в центре сечения плотины выпуск пульпы следует производить одновременно с обоих откосов.

Ширина прудка, а с нею и ширина будущего ядра должна быть в границах, намеченных проектом, примерно в пределах 15÷20% ширины профиля плотины на данной высоте. Это достигается регулированием отвода

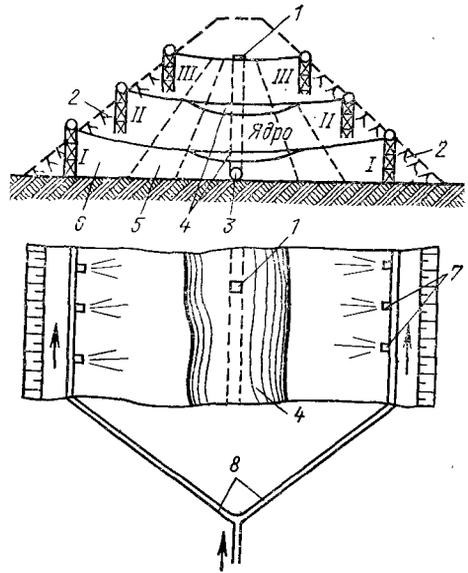


Рис. 15.9. Двусторонний эстакадный намыв плотины с ядром:

1 — колодец; 2 — дамба обвалования; 3 — коллектор; 4 — прудок-отстойник; 5 — промежуточная зона; 6 — боковая призма; 7 — выпуск; 8 — пульповод

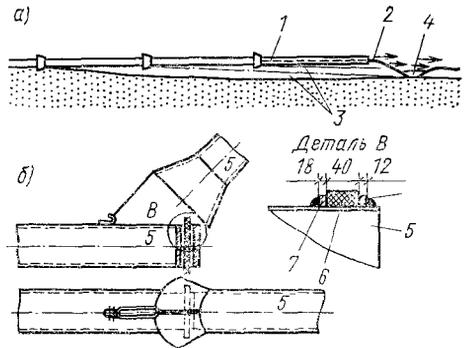


Рис. 15.10. Детали безэстакадного намыва:

а — продольный разрез вдоль пульповода; б — соединение труб, деталь; 1 — раструб трубы; 2 — раскеевание пульпы; 3 — намывные слои; 4 — углубление размыва струей пульпы; 5 — конец трубы; 6 — резиновое кольцо уплотнения; 7 — привариваемые бортики

воды из прудка, для чего в колодцах предусматриваются простейшие щиты — шандоры.

Прудок-отстойник должен иметь некоторую минимальную ширину, соответствующую пути, на котором должно произойти выпадение из пульпы частиц $d > 0,005$ мм, частицы $d \leq 0,005$ мм всегда «отмываются», т. е. сбрасываются из прудка вместе с водой.

В настоящее время обычно стремятся к отмыву фракций $d < 0,05$ мм или даже 0,1 мм для того, чтобы ускорить процесс выпадения частиц и в конечном счете ускорить процесс намыва. Длина необходимого для этого пути в прудке l_0 приближенно определяется формулой

$$l_0 = \frac{v_{\text{ср}}}{\omega} h, \quad (15.10)$$

где $v_{\text{ср}}$ — средняя скорость струи в прудке; ω — «гидравлическая крупность» (скорость падения частиц в стоячей воде) наиболее крупных частиц, подлежащих сбросу из прудка; h — глубина воды в прудке.

Приближенно можно принимать гидравлическую крупность песчаных частиц диаметром $d = 0,05$ мм $\omega = 0,173$ см/с; $d = 0,1$ мм $\omega = 0,6$ см/с; $d = 0,13$ мм $\omega = 1$ см/с; $d = 0,3$ мм $\omega = 3,0$ см/с.

Верхняя часть профиля с шириной, недостаточной для образования прудка, выполняется другими методами намыва или способом отсыпки насухо.

Намыв плотины производится по участкам или картам длиной 200 ÷ 400 м и более. При эстакадном намыве с одного положения эстакады можно намыть ярус плотины высотой до 5 ÷ 6 м, после чего пульповоды перемещаются на эстакады следующего яруса (см. рис. 15.9); старые эстакады остаются в грунте, за исключением связей и раскосов, снимаемых по мере роста плотины.

При безэстакадном намыве, который в настоящее время широко используется, с одного положения трубы пульповода намывается слой — конус грунта высотой 0,3 ÷ 0,5 м (рис. 15.10, а), после чего, не прерывая намыва, при помощи специального быстроразъемного соединения присоединяют краном следующую трубу (рис. 15.10, б) и намывают новый конус и так до конца карты (см. рис. 15.16). После этого намывают новый ярус высотой 0,3 ÷ 0,5 м, идя в обратном направлении вдоль карты путем постепенного отсоединения труб. Ход намыва по этому методу напоминает движение челнока и иногда называется «челночным».

Безэстакадный намыв впервые внедренный трестом «Гидромеханизация», получивший у нас широкое развитие, значительно экономичнее эстакадного. Отсутствуют эстакады (экономия лесоматериалов) и работы, связанные с их устройством, намыв идет непрерывно и выполняется механизированными способами, производительность труда более высокая. Все крупные земляные плотины вожских и других гидроузлов наматы безэстакадным способом.

Самой высокой намывной плотиной с ядром в СССР является

Мингечаурская плотина на р. Куре высотой 80,5 м и объемом 15 млн. м³ (рис. 15.11), возведенная безэстакадным способом на плотном основании в условиях восьмибалльной сейсмичности (1956) из песчано-гравелистых грунтов. Грунты доставлялись из нескольких карьеров (гравийных, песчаных) железнодорожным транспортом, смешивались и разжижались в особом бункере-сме-

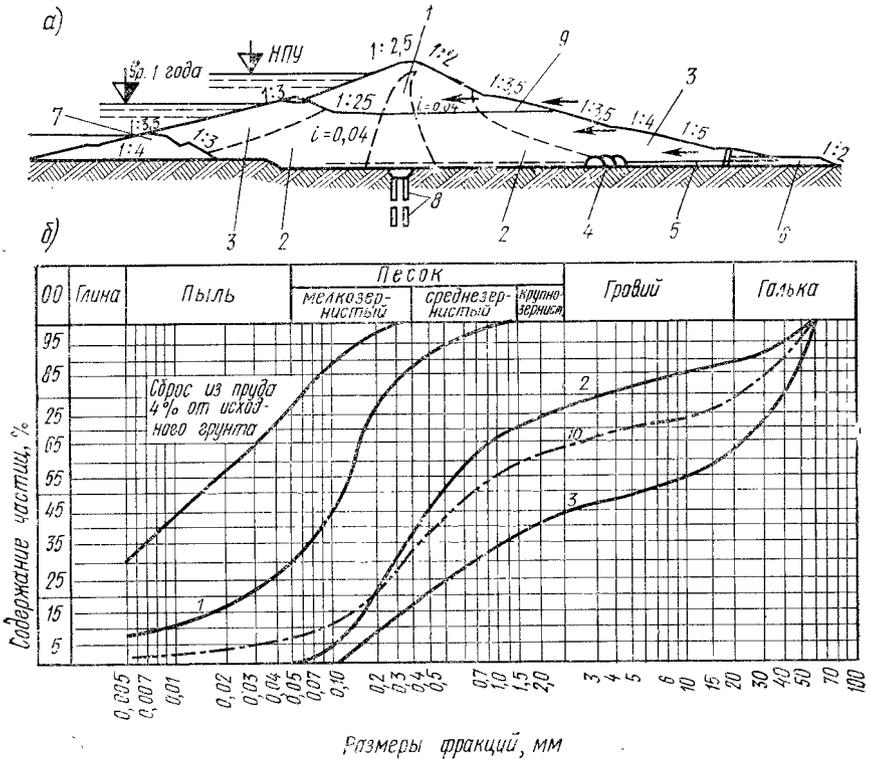


Рис. 15.11. Мингечаурская плотина:

а — разрез плотины; б — осредненные кривые гранулометрического состава грунтов плотины; 1 — ядро; 2 — промежуточные зоны; 3 — боковые призмы; 4, 5 — дренаж и выпуск из него; 6, 7 — перемычки; 8 — глиняный зуб и цементация; 9 — контур плотины первой очереди; 10 — осредненный состав грунта карьеров

сителе на месте постройки и затем направлялись на строящуюся плотину. Фракционирование грунта видно по профилю плотины из осредненных кривых гранулометрического состава. Несмотря на относительно небольшое различие в фильтрационных свойствах ядра и остальной части профиля, в ядре гасится до 70÷80% напора. Дренаж плотины выполнен из сборных бетонных блоков.

Прогноз раскладки фракций в теле плотины. Геотехнические показатели грунта в разных частях профиля плотины после намыва определяются предварительно в проекте. Для сооружений I и II классов это делают путем проведения опытного

намыва, а для прочих — путем примерных, приближенных расчетов (то же и для предварительных соображений по сооружениям I и II классов).

Существует ряд методов расчета гранулометрического состава намытого грунта, все они относительно условны. Наиболее прост и достаточно точен способ, предложенный П. И. Гордиско*. По

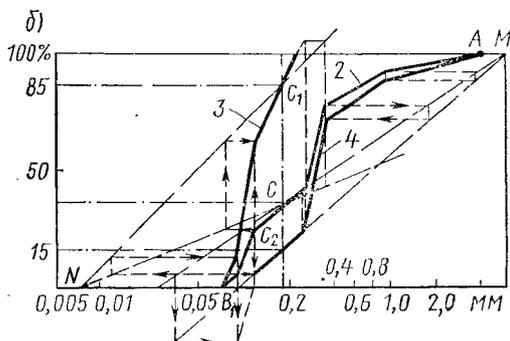
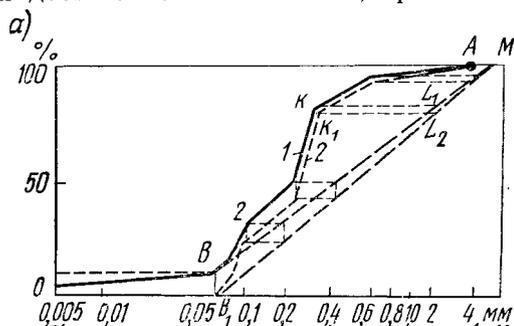


Рис. 15.12. Расчет раскладки грунта при намыве:

а — при отмыве мелких частиц; б — при образовании ядра; 1 — исходный грунт; 2 — грунт после отмыва фракций $d < 0,06$ мм; 3 — грунт ядра; 4 — грунт упорных призм

$n(100 - p_1) = 100(100 - p_1) : (100 - p) = 75,5\%$ и т. д. Графически это можно получить так: взять произвольную точку M и провести прямую в точку B_1 , отсекающую «отмытую» фракцию на оси $O\%$, и прямую MB на линии $p\%$. Для перестройки кривой BKA надо сносить вниз ее точки пропорционально высотной разнице между прямыми MB и MB_1 , например точка K переносится по горизонтали в L_1 , определяется L_1L_2 и на эту величину опускается точка K в положение K_1 .

Раскладка фракций в теле плотины с ядром прогнозируется аналогичным образом: устанавливают максимальный размер частиц, допускаемых в ядро (рис. 15.12, б, точка C), и затем кривая

этому способу, имея кривую гранулометрического состава карьерного грунта, например ОВКА (рис. 15.12, а), вначале строят кривую состава после отмыва из этого грунта мелких фракций: если желают отмыть частицы крупностью $d < 0,06$ мм (точка B), то в плотине останется грунт крупностью 0,06 мм и более. Если отмыто $p\%$ всего грунта (в данном примере около 10%), то количество частиц каждой фракции в оставшемся грунте станет больше в $n = 100 : (100 - p)$ раз, считая содержание фракции от линии, соответствующей 100%. Например, частиц крупнее 0,06 мм было $100 - p = 90\%$, станет $n \cdot (100 - p) = 100\%$; частиц крупнее 0,1 мм было 68% (рис. 15.12, а), т. е. $p_1 = 32\%$, теперь будет

* Гордиско П. И. Гидротехнические сооружения. — Сб. МИСИ им. В. В. Куйбышева, № 29. Госстройиздат, 1959.

CB_1 (часть кривой гранулометрического состава B_1CA) перестраивается в B_13C_1 , при помощи вспомогательных лучей NC и NC_1 в гранулометрическую кривую состава ядра; кривая же CA перестраивается аналогично в кривую состава боковых призм и переходных зон — C_2AA .

Особенностью настоящего построения является необходимость учета проникновения частиц, предназначенных для призм, в ядро и наоборот, которое имеет место в действительности. Экспериментально установлено, что в среднем 15% фракций из призм проникает в ядро и 15% фракций ядра проникают в призму. Для выполнения этого условия построение, предложенное П. И. Гордиенко,

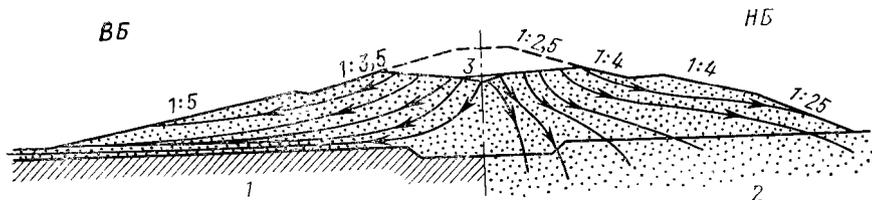


Рис. 15.13. Схема фильтрации в плотине в период намыва:
1 — основание — суглинок; 2 — пронизываемое основание; 3 — прудок

несколько преобразуется. При построении кривой зернового состава призмы следует провести два луча: один луч проходит через точку раздела фракций (C) на фракции для ядра и призм из полюса M . Второй луч из этого же полюса проходит через точку на вертикали раздела, соответствующей 15% (C_2), и выполняются построения, аналогичные изложенному.

Для построения кривой зернового состава ядра намывной плотины проводятся два луча из полюса N : один из лучей NC , а другой из этого же полюса через точку на вертикали раздела, соответствующей 85% (C_1). Построения выполняются аналогично предыдущему случаю. Кривая BC_1 — зерновой состав ядра плотины; кривая AC_2 — зерновой состав упорных призм.

После определения зернового состава ядра и упорных призм необходимо установить по этому составу примерные характеристики грунтов. В гл. 13 даны графики и необходимые таблицы для примерного определения необходимых характеристик.

Расчеты фильтрации воды в период намыва необходимы для оценки устойчивости плотины. Общая схема фильтрации показана на рис. 15.13 для случаев пронизываемого и непронизываемого основания. Сетку фильтрации можно построить графически.

Расчеты устойчивости плотины в период намыва. Наиболее опасным для намывной плотины с ядром является период, близкий к ее окончанию, когда рост плотины в высоту ускоряется (уменьшается ширина плотины), а давлению разжиженного и недостаточно уплотненного ядра сопротивляются относительно тонкие боковые призмы. Для расчета устойчивости призм

можно пользоваться методом М. М. Гришина и Б. Н. Федорова, разработанным для прямолинейных откосов в предположении, что материал боковых призм не обладает сцеплением и что поверхности скольжения в призмах — плоскости (по опытам Гильбоя это близко к действительности).

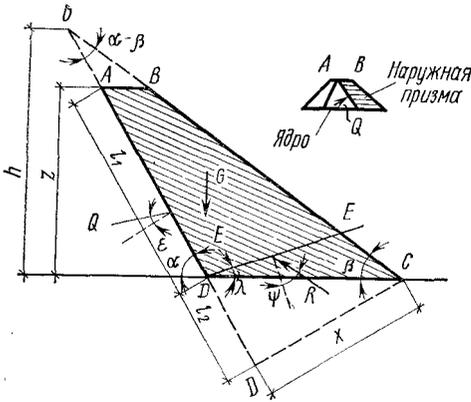


Рис. 15.14. Схема к расчету наружных призм плотин с ядром

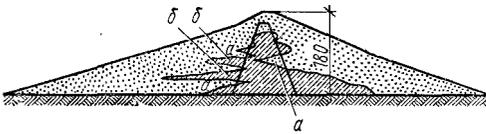


Рис. 15.15. Сестринская дамба

В период постройки на призму $ABCD$ (рис. 15.14) действует давление разжижения ядра, принимаемое распределенным по гидростатическому закону и направленное под углом ϵ к нормали плоскости AD ; под влиянием этого давления часть призмы $ABED$ может сдвинуться по некоторой плоскости DE под углом λ к горизонту, чему будет препятствовать трение грунта по плоскости DE . Для устойчивости отсека грунта $ABED$ надо, чтобы реакция R , равная равнодействующей сил давления ядра Q и веса G отсека $ABED$, была направлена к нормали линии DE под углом ψ , меньшим, чем угол внутреннего трения грунта наружной призмы φ , т. е. $\psi < \varphi$.

Наиболее опасной плоскостью скольжения будет та, для которой угол ψ достигает максимального значения. Анализ показывает, что этому максимуму соответствует положение плоскости DE под углом λ_0 , характеризуемым уравнением

$$\operatorname{tg} \lambda_0 = \frac{PS - rt \pm \sqrt{[(P-t)^2 + (r-S)^2](Pt+Sr)}}{P^2 + r^2 - (Pt+Sr)}, \quad (15.11)$$

где

$$\begin{aligned} S &= \gamma_r \frac{z}{h} \left(2 - \frac{z}{h} \right) (\operatorname{ctg} \beta - \operatorname{ctg} \alpha) - \frac{2Q}{h^2} \cos(\alpha + \epsilon); \\ r &= \frac{2Q}{h^2} \sin(\alpha + \epsilon) \operatorname{ctg} \beta; \\ t &= \frac{2Q}{h^2} \sin(\alpha + \epsilon), \end{aligned} \quad (15.12)$$

γ_r — средний объемный вес материала наружных призм; z — высота плотины от гребня до рассматриваемого сечения; h — высота тре-

угольника ODC ; Q — давление разжиженного ядра, принимается равным $\frac{\gamma_0 z^2}{2 \sin \alpha}$, $P = \gamma_r (\operatorname{ctg} \beta - \operatorname{ctg} \alpha)^2 - S \operatorname{ctg} \beta$ (γ_0 — объемный вес материала ядра как тяжелой жидкости); по мере уплотнения ядра давление уменьшается до величины обычного давления связного грунта на стенку. Угол ϵ в расчетах можно принимать равным нулю.

Наиболее опасная поверхность скольжения, как показывает анализ, всегда проходит через точку D пересечения откоса ядра с поверхностью основания или с поверхностью уже уплотнившейся части ядра. Приближенно линию DE можно принять горизонтальной и совпадающей с DC .

В зависимости от результата расчета для повышения устойчивости боковых призм могут быть приняты следующие меры: 1) уменьшена ширина ядра и тем увеличена ширина боковых призм (при данных откосах); 2) снижены темпы роста ядра в высоту, чтобы грунт ядра успевал уплотниться; 3) уложены наружные откосы профиля. Откосы плотин, намываемых из песчаных грунтов, в верхней части профиля (если основание надежно) могут иметь заложение в пределах $1 : 3 \div 1 : 4$, уполаживаясь книзу, а при гравелистых грунтах боковых призм — около $1 : 2,5 \div 1 : 3$.

Расчет устойчивости откосов намывной плотины в строительный период может выполняться и по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения при учете фильтрации из прудка.

Расчет устойчивости плотины в эксплуатационный период производится по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения аналогично обычным насыпным плотинам (см. § 14.5).

Регулирование процесса намыва. Процесс уплотнения тела плотины и особенно ядра идет вначале относительно быстро, а затем все медленнее и может тянуться годами. Во многих случаях за период постройки ядро все же успевает достаточно уплотниться, если состав его не очень однороден. Мало уплотненное ядро, оказывающее давление как тяжелая жидкость, может вызвать смещение боковых призм или оползень, поэтому темпы возведения плотины или интенсивность намыва в целом должны соотносываться с ходом уплотнения ядра. Средняя интенсивность намыва плотины с ядром (рост плотины в высоту) на практике составляет $0,1 \div 0,25$ м/сут. Регулировать приходится не только рост, но и ширину прудка и гранулометрический состав грунта.

В натуре ядро, конечно, не имеет в разрезе формы трапеции, а только приближается к ней (рис. 15.15). Нежелательными являются «языки», т. е. участки песчаного грунта, образующиеся в ядре из-за больших скоростей пульпы (a — на рис. 15.15), и «карманы» (b — на рис. 15.15) глинистого грунта в боковых призмах, так как они могут обусловить значительное гидростатическое давление пульпы на откос и оползание его по глинистой прослойке. Борьба с языками заключается в уменьшении скорости пульпы постановкой щитков по пути ее движения или в регулировании расхода пульпы

из труб и лотков. Борьба с карманами ведется регулированием ширины прудка или уровня воды в нем.

Контроль за процессом намыва исключительно важен и необходим для предотвращения аварий сооружения в период работ и обеспечения нужного качества сооружения. Подвергают контролю гранулометрический состав грунта в карьере и в теле плотины, консистенцию пульпы, плотность намытого грунта (объемный вес) и ее изменения во времени, размеры ядра, фильтрацию воды на откосах и состояние последних. Для контроля на строительстве организуется специальная полевая геотехническая лаборатория. Геотехнический контроль осуществляется путем периодического взятия грунтоносами проб грунта (одна проба на 300—600 м³ грунта) и определения объемного и удельного весов, влажности, гранулометрического состава, пластичности. Контроль за уплотнением ведется также при помощи специальных реперов и электроемкостными методами.

Полунамывные плотины. Полунамывные плотины отличаются от намывных тем, что в них ядро образуется путем размыва грунта отсыпанных сухим способом боковых призм и отстоя мелких частиц в прудке-отстойнике, причем происходит фракционирование грунта при помощи воды, как и при обычном намыве.

Однородные (безъядерные) намывные плотины получили свое развитие впервые в СССР при использовании однородных песчаных грунтов ($\eta=3\div 4$) с небольшим (не более 10%) содержанием фракций $d < 0,05$ мм (главным образом I категории). При намыве таких грунтов раскладки фракций для образования ядра практически не получается, хотя фракционирование и происходит, но в очень узких пределах из-за однородности материала.

Однородные (безъядерные) плотины могут образоваться: 1) двусторонним намывом, как и с ядром (рис. 15.16, а), только вместо ядра здесь получается центральная зона, сложенная несколько более мелким материалом, чем остальная часть профиля; 2) односторонним намывом (рис. 15.16, б) с подачей пульпы эстакадным и безэстакадным путем, с образованием прудка у противоположного откоса или без него, со свободным откосом; 3) «торцовым» намывом (рис. 15.16, д, е) из торцов пульповодов, укладываемых параллельно оси плотины. Плотины без ядра могут образовываться и из более неоднородного грунта путем применения «мозаичного» намыва, при котором пульпа выпускается из ряда отверстий, распределенных на карте намыва более или менее равномерно, образуя «конусы», между которыми осветленная вода движется к отводящим колодцам.

Односторонний намыв применяется чаще всего при возведении русловых плотин без перемычек. В этом случае поперек реки возводится *каменный банкет* (рис. 15.16, д), отсыпается грубый обратный фильтр (иногда обходятся без него), а затем в образовавшийся тиховод начинается намыв грунта из пульповодов, располагаемых вначале на банкете, а затем — по мере роста плотины на наружных дамбочках низового откоса. С каждого положения пуль-

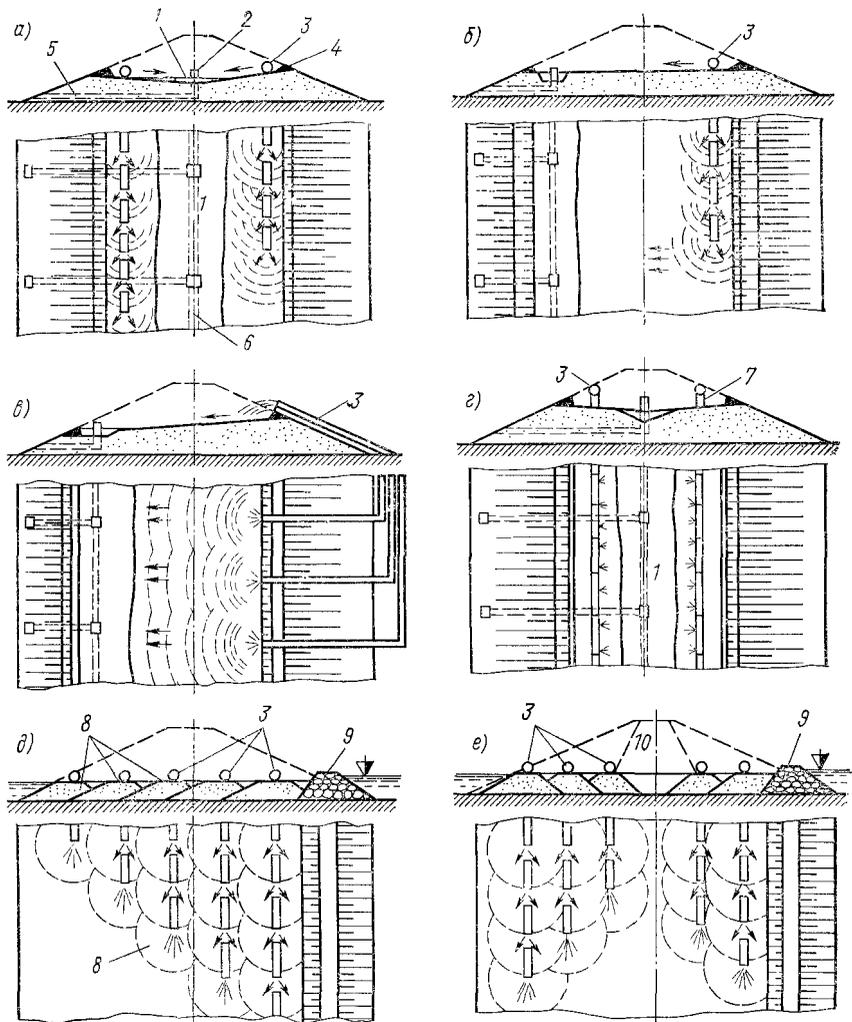


Рис. 15.16. Схемы намыва:

а-г — надводного; д-е — подводного; 1 — прудок-отстойник; 2 — колодец; 3 — пульповод; 4 — дамба обвалования; 5 — отводящая труба; 6 — коллектор; 7 — эстакада; 8 — конусы намыва; 9 — банкет; 10 — ядро

повода намывается слой b_1, b_2, \dots, b_n , у которого надводный откос очень пологий: для средне- и мелкозернистых песков $1:12 \div 1:40$ (в зависимости от крупности песка), чаще всего $1:17 \div 1:18$, а подводный — более крутой (около $1:4$); при мелких песках и большей глубине откос составляет до $1:8 \div 1:10$.

При подводном намыве не происходит раскладка фракции. В подводной части получаем однородное тело в состоянии, очень близком к предельно рыхлому ($13—14 \text{ кН/м}^3$). Когда плотина полностью выйдет из воды, напорный откос желаемой крутизны образуют при помощи фильтрующих дамбочек (из гравия, щебня) или плетней, пропускающих воду и удерживающих песчаные фракции, или же переходят на двусторонний намыв (см. рис. 15.16, *a*). Односторонний метод намыва удобен для образования и нерусловых плотин с пологим напорным откосом, не требующим защиты от волнения (15.5). При этом осветленная вода стекает в сборную канаву за пределами намываемого профиля.

Торцовый намыв (рис. 15.16, *d, e*) позволяет вести работы сразу по всей ширине плотины из нескольких пульповодов, осуществляя высокие темпы намыва*. Применяется он главным образом для намыва под воду.

Условия работы однородной плотины несколько отличны от плотины с ядром, плотность ее (при торцовом намыве) несколько выше. Устойчивость откосов (вследствие отсутствия разжиженного ядра в период постройки) выше и может рассчитываться теми же методами, что и устойчивость откосов насыпных плотин. Интенсивность роста профиля плотины характеризуется величиной $0,5 \div 0,6 \text{ м/сут}$ и более. Однако при повышенной интенсивности возведения большую роль играют фильтрационные силы, вызывающие возможное оплывание откосов, сложенных из более мелкозернистых грунтов, чем в случае возведения плотин с ядром. Во избежание этого во время постройки применяют так называемый строительный дренаж в виде специальных дренажей, или водопонижение иглофильтровыми установками. Повышение плотности может достигаться и вибрированием намываемого тела плотины. Прогноз гранулометрического состава безъядерных плотин проще, так как нужно только учесть отмыв мелких фракций, что выполняется согласно рис. 15.12, *a*. Отметим, что плотность подводного намыва обычно несколько меньше, чем надводного, коэффициент фильтрации грунта выше.

Для уменьшения величины фильтрации в слое подводного намываемого грунта его иногда перерезают шпунтовой стенкой. Шпунтовые стенки (диафрагмы) могут перерезать однородную земляную плотину в случае необходимости понижения поверхности депрессии.

Намывные плотины из связных грунтов. Намыв плотин из суглинков и глин до последнего времени считался невозможным.

* Так, на русловой плотине Волжской ГЭС им. В. И. Ленина средняя интенсивность была $1,1 \text{ м/сут}$, а объем намыва в среднем составлял $201 \text{ тыс. м}^3/\text{сут}$ при максимуме 277 тыс.

Опыт намыва ряда плотин в Средней Азии высотой до 20 м из лёссовидных суглинков показал, что это возможно. Такие плотины являются практически однородными с откосами не круче 1:4, лишь у ограждающих дамбочек откладываются более крупные комочки-конкреции, не размокшие в воде. Намыв лёссовых плотин особенно целесообразен на лёссовых основаниях, так как одновременно происходят замачивание и просадка последних, вследствие чего деформации плотины по окончании намыва невелики.

Зимний намыв. В условиях СССР намыв плотин нередко производится и в зимний период. Опыт Днепростроя, Волгостроя, Куйбышевгидростроя показал полную возможность качественного зимнего намыва плотин и дамб. Основой успеха являются *непрерывность* и возможно *большая интенсивность* работы пульпопровода и ведения намыва; особенно успешен намыв под воду. При зимнем намыве необходимо: 1) оборудовать пульповоды быстро открывающимися заслонками в пониженных местах для выпуска пульпы при длительных перерывах в работе; 2) устроить отопление и теплоизоляцию землесосов и бустеров (перекачечных станций), а иногда и магистральных пульповодов; 3) поддерживать майну (акватория, свободная от льда) для землесосов; 4) периодически очищать площади надводного намыва от мерзлой корки толщиной более 0,25 м и от больших наледей; 5) осуществлять особо строгий надзор за ходом намыва; 6) при температурах воздуха ниже -15°C добавлять в пульпу теплую воду (хотя были случаи успешного намыва и без этого).

Недостатками зимнего намыва являются: 1) понижение (на 20—30%) производительности работ; 2) обмерзание надводных откосов, затрудняющее отвод воды из намывного сооружения, что может вызвать оползание откосов весной, если основание дамбы водонепроницаемое; 3) более высокая стоимость работ.

Сравнение намывных и насыпных плотин. Преимущества намывных плотин по сравнению с насыпными заключаются в следующем: 1) высокие темпы возведения (укладка более 200 000 м³ грунта в сутки); 2) возможность возведения сооружения без откачки воды из котлована (намыв в воду); 3) простота механизмов, отсутствие потребности в тяжелых землеройных снарядах и транспортных средствах для перевозки грунта; 4) меньшая потребность в рабочей силе (трудоемкость в рабочих днях на 1 м³ насыпи с последующим уплотнением в 3—6 раз больше, чем при намыве); 5) обычно меньшая единичная стоимость грунта плотины, особенно при больших объемах работ (в СССР в среднем на 20÷30%).

Недостатками намывных плотин являются: 1) несколько большая требовательность к составу карьерного грунта, который не всегда может оказаться в наличии; 2) большая потребность в энергии для постройки плотины в тех случаях, когда подача пульпы происходит по напорным трубопроводам; 3) значительная потребность в металле (трубы, лопадки и кожухи насосов быстро из-

нашиваются, истираются, особенно при крупнопесчаных и гравелистых грунтах). При самотечной подачи пульпы (по лоткам) намывная плотина требует затраты меньшего количества металла, энергии и рабочей силы, чем насыпная.

При решении вопроса о выборе типа намывной или насыпной плотины необходимо сопоставлять все перечисленные факторы, выражая их в физических объемах и стоимости. Большое значение имеет увязка того или иного типа плотины с общим планом работ по гидроузлу: сроки строительства, баланс грунтов по узлу и возможность использования грунтов из полезных выемок для укладки в плотину и др.

§ 15.3. ПЛОТИНЫ КАМЕННО-ЗЕМЛЯНЫЕ

Каменно-земляные и каменные плотины занимают ведущее место в мировом плотиностроении по количеству среди высоких и сверхвысоких сооружений. Особенно заметный прогресс наметился в 60-е годы, когда было начато строительство таких плотин, как Оровилл (Канада) высотой 220 м, Нурекская (СССР) — 300 м, Чарвакская (СССР) — 168 м, Гепач (Австрия) высотой 150 м, Инфернильо — 140 м (Мексика) и др. Столь значительный прогресс в строительстве каменно-земляных плотин объясняется бурным развитием землеройной техники, созданием самосвалов грузоподъемностью около 100 т и более и, как следствие этого, снижение стоимости земельно-скальных работ; полной механизацией всего технологического цикла по возведению плотины; использованием грунтов из полезных выемок и развитие механики грунтов.

Каменно-земляные плотины — самый надежный и простой в эксплуатации тип плотины. Их строят в тяжелейших сейсмических (до 9 баллов) и климатических условиях.

Основные вопросы проектирования плотин (фильтрация, подбор состава переходных зон, поровое давление, устойчивость откосов и др.) изложены в гл. 14. В настоящей главе будут рассматриваться специфические вопросы проектирования, характерные для данного типа плотин.

Кругизна откосов, а следовательно, объем плотины определяется на основании расчета устойчивости откосов плотины и зависит от прочностных свойств материалов, слагающих тело плотины, конструкции плотины, условий эксплуатации, метода производства работ и даже очередности возведения отдельных частей плотины. Не все эти факторы находят отражение в изложенных выше (гл. 13 и 14) методах расчетов, но это главным образом объясняется несовершенством имеющегося расчетного аппарата. Во многих случаях проектировщикам приходится обращаться к аналогам строящегося сооружения, поэтому выбор аналога — ответственная и очень важная часть комплекса работ при проектировании. Следует стремиться выбирать аналог не более 20-летней давности строительства. Обычно выбирают не один, а несколько аналогич-

ных сооружений, каждое из которых наиболее полно отображает один или несколько локальных вопросов проектирования и строительства рассматриваемого сооружения из всего многообразия решаемых проектировщиками задач.

Как уже отмечалось в гл. 13, каменно-земляные плотины по конструкции классифицируются на плотины с центральным ядром, плотины с экраном и, как промежуточная конструкция, — плотина с наклонным ядром. Типичным примером плотины с центральным ядром являются Нурекская (см. рис. 14.24), Инфернильо (см. рис. 14.6) и др.; с экраном — плотины Нантахала (рис. 15.17), Даллес (рис. 15.18), Вилюйская (см. рис. 15.47) и т. д.; с наклонным ядром — Оровилл, Фурнас (рис. 15.19), Кугар (рис. 15.20), Майка (рис. 15.21) и др.

Выбор типа каменно-земляной плотины определяется наличием грунтов для упорных призм, ядра и переходных зон, климатом в районе строительства, геологическими условиями створа, компоновкой гидроузла в целом, гидрологическими условиями в створе и т. д.

Каждый из перечисленных типов плотины имеет свои достоинства и недостатки. Главная задача при проектировании — найти место в профиле плотины наиболее дешевым грунтовым материалам с учетом специфики их свойств, чтобы стоимость плотины была минимальной без снижения надежности сооружения.

Для этого необходимо иметь подробную информацию о свойствах грунтов и хорошо понимать работу грунтового сооружения.

Плотина с центральным ядром обычно имеет минимальный объем тела в сравнении с плотиной с экраном или наклонным ядром, так как наиболее слабый по прочности материал ядра наиболее удален от поверхности откосов. Именно этот факт и обусловил широкое распространение этого типа каменно-земляной плотины. Ядра плотин по своей толщине подразделяются на тонкие и массивные.

Тонкие ядра — ядра, у которых наименьшее отношение ширины b к высоте H меньше или равно 1 ($b/H \leq 1$). Массивными ядрами называют ядра с $b/H > 1$.

Наиболее тонкие ядра имеют [60] $b/H = 0,2$ — плотины Зильвенштейн (см. рис. 14.32) и Инфернильо (см. рис. 14.6), а массивное — плотина Тринти (рис. 15.22). Обычно ядра плотин имеют постоянное заложение откосов без изломов. Минимум b/H будет на границе ядра с основанием, но иногда в примыкании к основанию ядро несколько расширяют, как это видно из рис. 14.6 для обеспечения лучшего контакта ядра с основанием.

Чем менее деформируем материал ядра, тем более тонким можно выполнить ядро (см. § 14.4). Часто толщина ядра не принимается минимальной по чисто экономическим соображениям в случае, если стоимость материала ядра в деле ниже стоимости материала упорных призм. Толщина ядра определяется из минимальной стоимости тела плотины в целом и работоспособности из условия трещинообразования, общей устойчивости.

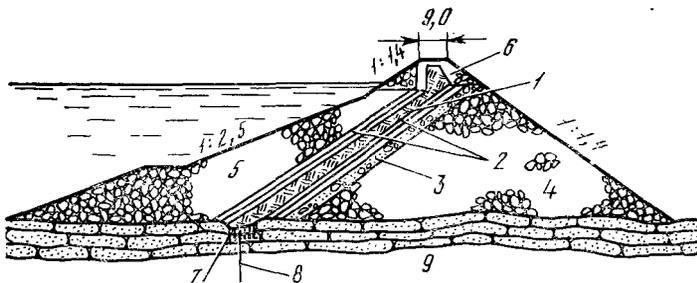


Рис. 15.17. Плотина Нантахала (США):

1 — экран из суглинистого грунта; 2 — фильтры двухслойные из песчано-гравийной смеси; 3 — подстилающий слой из песчано-гравелистого грунта; 4 — зональная наброска камня по принципу возрастания размера камня в направлении от середины к наружной поверхности низового откоса; 5 — наброска из карьерных отходов; 6 — горная масса из туннелей; 7 — площадная цементация; 8 — цементационная завеса; 9 — песчаники

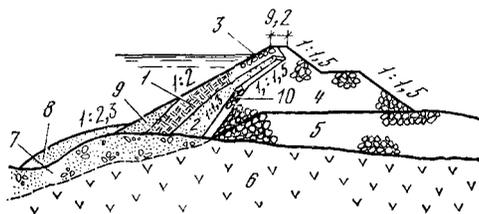


Рис. 15.18. Плотина Даллес (США):

1 — экран из песчаного грунта; 2 — гравий — подготовка под экран; 3 — крепление откоса крупным камнем; 4 — каменная наброска из карьерной разработки; 5 — отсыпка камня из выемки котлована; 6 — базальты в русле, аллювиальные отложения; 7 — песчано-гравелистый грунт; 8 — понур из суглинка; 9 — отсыпь гравелистого грунта; 10 — мелкий камень

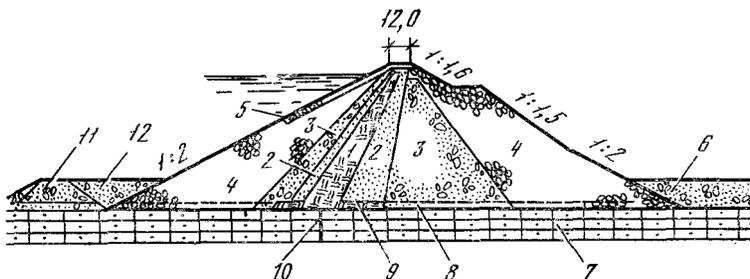


Рис. 15.19. Плотина Фурнас (Бразилия):

1 — ядро из глины; 2 — переходные зоны из отсортированного материала; 3 — несортированная уплотненная грунтовая насыпь; 4 — боковые призмы из каменной наброски; 5 — слой наброски из крупного камня; 6 — насыпь под площадку ОРУ; 7 — тонкозернистые кварциты с тонкими прослойками слюдястых сланцев; 8 — естественная поверхность русла; 9 — глиняный тюляж; 10 — протнвофильтрационная завеса; 11 — перемычка; 12 — засыпка

Чем тоньше ядро, тем более пристальное внимание уделяется качеству и размерам переходных зон. По мнению Рейниуса (материалы IX конгресса по большим плотинам), при проектировании плотин с тонкими наклонными ядрами нижнюю часть ядра следует искривлять для снижения выходов градиентов (рис. 15.23).

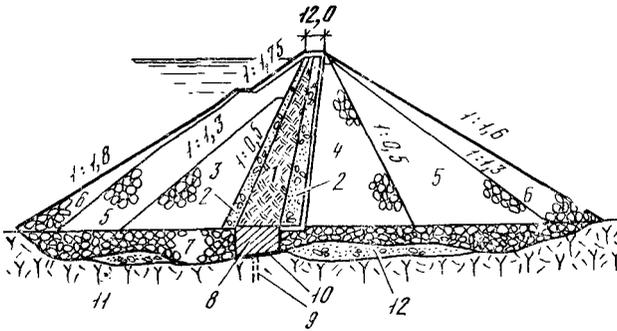


Рис. 15.20. Плотина Кугар (США):

1 — ядро из песчано-гравелистой глины; 2 — переходные зоны из песчано-гравелистого грунта; 3—5 — зональное распределение наброски по признаку прочности и крупности камня; 6 — крепление откосов крупноразмерным (глыбовым) камнем; 7 — обратная засыпка старого русла прочным базальтом; 8 — бетонная пробка; 9 — цементационная завеса; 10 — обработка скалы жидким цементно-песчаным раствором; 11 — базальты и туфы выветрелые и трещиноватые в поверхностной зоне; 12 — аллювиальные отложения

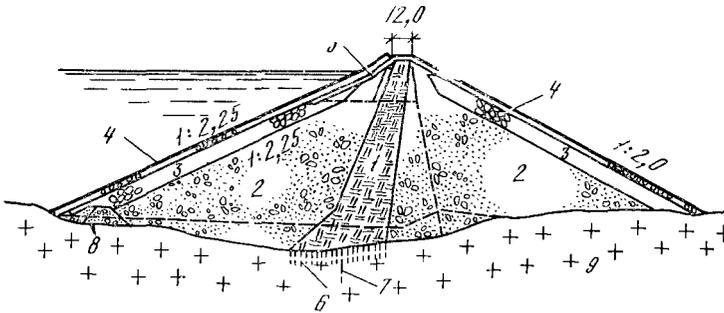


Рис. 15.21. Плотина Майка (Канада):

1 — ядро из морены, содержащей глину и пыль до 30—40%; 2 — боковые призмы из песчано-гравийного материала; 3 — пригрузка из гравия и камня; 4 — крепление булыжником или рваным камнем; 5 — гравийно-галечный материал с булыгами и крупными камнями; 6 — площадная цементация; 7 — цементационная завеса; 8 — перемычка; 9 — плотные глинистые сланцы с прослойками трещиноватых гранитоидов

Наибольшее распространение в настоящее время получили плотины с ядрами, у которых $b/H=0,3\div 0,7$.

Величину H/b часто называют средним градиентом. Таким образом отношение $b/H=0,5$ соответствует среднему градиенту фильтрационного потока $I_{cp}=2$.

Плотина с экраном имеет $b/H=0,1\div 0,5$ (b — толщина экрана по нормали). Экран более чувствителен к деформациям

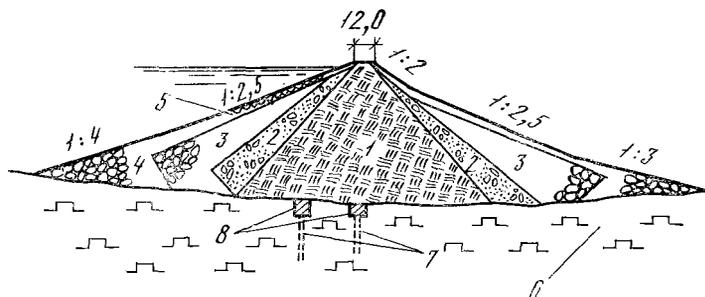


Рис. 15.22. Плотина Тринити (США):

1 — ядро из глины и гравия; 2 — переходные зоны из песчано-гравелистого грунта; 3 — боковые призмы из гравия, булыжника и валунов; 4 — каменная наброска; 5 — крепление камнем; 6 — метаморфизированные андезиты; 7 — цементационная завеса; 8 — бетонные зубья

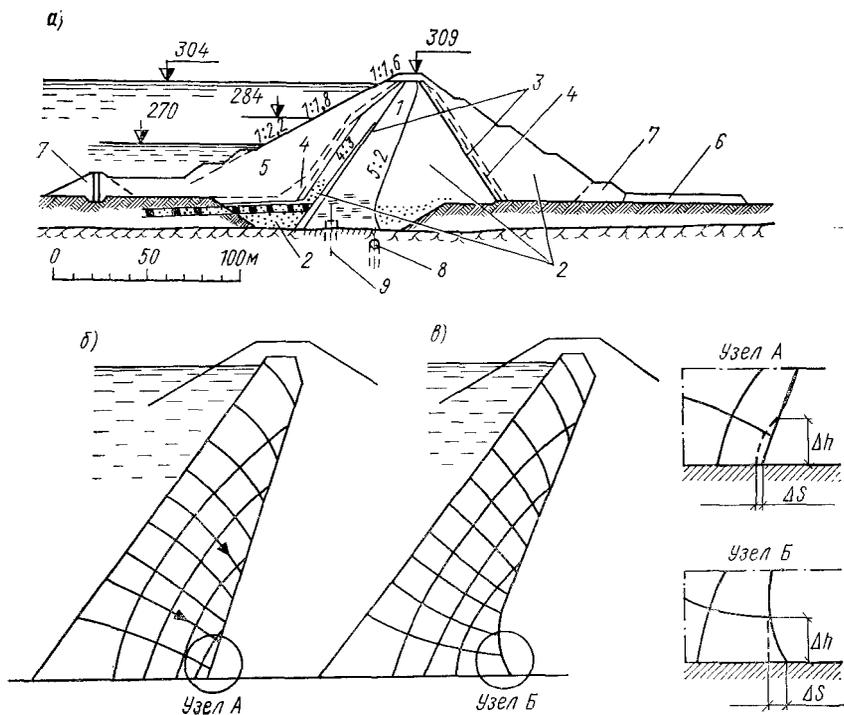


Рис. 15.23. Плотина Хальс (Швеция):

а — конструкция плотины; б — обычная конструкция наклонного ядра; в — конструкция наклонного ядра с криволинейной низовой гранью; 1 — маловодопроницаемый грунт; 2 — песчано-гравелистый грунт; 3 — фильтры из щебня; 4 — каменная кладка слоем 2 м; 5 — горная масса; 6 — дренажный слой; 7 — перемычка; 8 — дренажная галерея; 9 — противотифльтрационная завеса

упорной призмы, поэтому при проектировании и строительстве плотины с экраном больше внимания следует уделять качеству уплотнения грунта упорной призмы. С напорной стороны экран прикрывается защитным слоем обычно из того же материала, что и упорная призма. Между защитным слоем и экраном, экраном и упорной призмой укладывается фильтр.

Наклонное ядро имеет толщину, промежуточную между экраном и центральным ядром, в зависимости от его наклона.

Выбор угла наклона ядра определяется деформируемостью грунта: чем более деформируем грунт, тем более высок угол наклона оси ядра к вертикали. Это условие вызвано необходимостью борьбы с возможностью гидравлического разрыва.

Заложение верхового и низового откосов у плотин с центральным ядром колеблется (в интервале $1:3 \div 1:1,5$) в зависимости от типов материала, конструкции и многих других факторов, перечисленных выше; наиболее распространенными заложениями низовых откосов для плотин с упорными призмами из галечника $1:2$, а из отсыпки горной массы $1:1,5$.

У плотин с экраном заложение верхового откоса более пологое, чем у плотин из аналогичных материалов с центральным ядром, и равно $1:3 \div 1:2$, при наиболее распространенном заложении $1:2,5$, но низовой откос обычно более крут — $1:1,5 \div 1:2$.

Заложения откосов плотин с наклонными ядрами находятся в промежутке между заложениями откосов двух перечисленных типов плотин.

Очертание откосов камешно-земляных плотин характеризуется тем, что принципиальной необходимости устраивать на откосах берм нет, но все же иногда бермы делаются. Их устраивают в месте сопряжения перемычек с телом плотины (см. рис. 14.6), при необходимости уполотить откосы против угла естественного заложения откосов, если отсыпка материала упорных призм ведется большими слоями — 10 м и более (рис. 15.24, Усть-Хантайская плотина).

Крепление откосов камешно-земляных плотин зависит от материала упорных призм или защитного слоя. Со стороны нижнего бьефа обычно специального крепления не требуется, так как сам материал упорной призмы (горная масса или щебенистый материал, или гравийно-галечниковый материал) достаточно устойчив против размыва ливневыми водами.

Со стороны верхнего бьефа крепление бывает обычно из более крупных фракций (согласно расчету), отобранных из материала упорных призм. Требования к ним такие же, как и к каменным креплениям земляных плотин. Специальной подготовки под такое крепление, как это делается на земляных плотинах, не требуется.

Специальные конструктивные элементы в плотине часто выполняются при наличии сейсмической нагрузки высокой балльности (9 баллов и выше). К ним относится дренирование верховой упорной призмы укладкой грунта в виде лент с повышенным коэффициентом фильтрации, создание более устойчивого

к осыпанию защитного слоя вдоль откосов, армирование гребня плотины и т. д. (см. § 14.5).

Виды материалов и их укладка в тело плотины. Для тела каменно-земляных плотин используют самые разнообразные материалы. Ядра и экраны могут выполняться из любых маловодопроницаемых грунтов от песка до глин. Наибольшее распространение получили суглинки и супеси. Пески используются редко (см. рис. 15.18), также редко используют глины. Если пески редко используются из-за сравнительно высокой водопроницаемости, то гли-

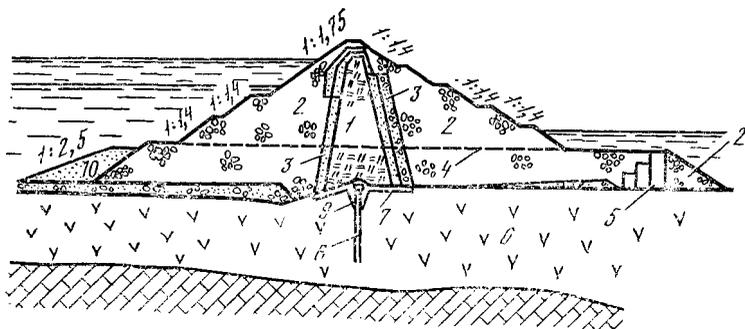


Рис. 15.24. Усть-Хантайская плотина (СССР):

1 — ядро из моренного грунта; 2 — каменная наброска; 3 — переходные зоны (фильтры) из песчано-гравелистого грунта; 4 — поверхность наброски, подготовленная для пропуска строительного паводка; 5 — деревянный раж с бетонной плитой сверху; 6 — доломиты, в русловой части прикрытые слоем аллювия; 7 — бетонная плита; 8 — цементационная завеса; 9 — бетонный зуб с галереей; 10 — пригрузка грунтом

ны — из-за сложности достижения требуемой плотности; их вязкости, комковатости. Методы укладки материала в тело плотины такие же, как и в земляные плотины (см. § 15.1). Обычно материал ядра укладывается при послойном уплотнении. Толщина слоев 20÷40 см и зависит от свойств материала и используемого при укатке оборудования.

В последнее время, как уже отмечалось в гл. 13, широкое распространение для возведения ядер и экранов получили связные грунты с крупнозернистыми включениями. К этой категории относятся щебенисто-дресвяные, гравийно-галечниковые грунты с содержанием мелкозернистой фракции ($d < 2$ мм) более 50%. Предпочтение этим грунтам при возведении противофильтрационных устройств каменно-земляных плотин (особенно ядра) отдают в силу их меньшей деформируемости в сравнении с «чистыми» мелкозернистыми грунтами. Сжимаемость таких материалов обычно меньше на количество процентов крупнозернистых включений. Требования к укладке такого грунта изложены в § 15.1. При всех своих положительных качествах такой грунт имеет еще один недостаток. В его составе могут быть фракции недопустимых размеров по толщине укладываемого слоя. В этом случае грунт потребует переработать, чтобы получить требуемый зерновой состав. Такая

переработка — мероприятие, которое удорожает и удлиняет срок строительства, но на это часто идут ради удобства укатки и снижения деформируемости ядра.

Горная масса, получаемая разработкой скального грунта взрывным способом, может укладываться в тело плотины различно: а) отсыпкой слоями 1÷3 м с уплотнением, б) отсыпкой большими слоями (10÷70 м) без уплотнения катками, но промывкой гидромонитором из расчета 2÷4 м³ воды на 1 м³ камня.

Уплотнение камня при послойной отсыпке осуществляется виброкатками массой 5÷10 т, гружеными самосвалами, тракторами. При уплотнении обычно производят увлажнение из расчета 100÷300 л/м³. Использование виброкатков наиболее целесообразно. Их действие распространяется на глубину до 6 м.

Абсолютная величина достигаемого объемного веса во многом зависит от зернового состава горной массы, поэтому используют понятие коэффициента относительной плотности, который обычно принимается $I_D \geq 0,9$.

На Чарвакской плотине было установлено (по данным А. А. Ничипоровича), что при отсыпке пионерным способом слоем 10 м объемный вес был 1,75 т/м³, а при отсыпке слоем 1,5 м с уплотнением шестью проходками самосвала МАЗ-25 увлажнением водой 150 л/м³ было получено $\gamma_{ск} = 1,8 \div 1,9$ т/м³.

Смачивание камня в период укладки целесообразно производить с целью получения эффекта просадки камня от увлажнения уже в строительный период. Свойства просадки (небольшой) характерно для крупнозернистого материала и особенно для горной массы.

Отсыпку горной массы большими слоями пионерным способом имеет смысл производить даже без смачивания при невозможности или нецелесообразности его уплотнения из-за климатических условий (к примеру, суровые зимние условия) или других обстоятельств, связанных с условиями возведения. Следует иметь в виду сильное расслоение горной массы при таком способе отсыпки.

Наброска камня сравнительно однородного состава (без мелочи) с эстакад, как это выполнялось прежде, сейчас практически не применяется. Такой метод отсыпки, видимо, будет иметь место в будущем в связи с развитием конвейерного транспорта, но уже без сортировки горной массы или галечника. Этот вид производства работ потребует специальных конструкций плотин. Наиболее целесообразной конструкцией из существующих для этого вида производства работ, видимо, следует считать плотину с экраном из-за широкого фронта работ по отсыпке камня.

Уплотнение гравийно-галечникового грунта обычно производят аналогично горной массе, но толщина слоев 0,5÷1 м. Хорошо зарекомендовали себя пневмокатки массой до 100 т и виброкатки массой до 10÷12 т. при уплотнении этого вида материала.

Объемный вес скелета в зависимости от зернового состава и степени уплотнения достигает 22÷24 кН/м³ (2,2÷2,4 т/м³).

На Нурекской плотине плотность гравелисто-галечникового грунта (до 40% фракции меньше 5 мм) при уплотнении 8 и 12 т виброкатками достигала 23,5 кН/м³ (2,35 т/м³).

Толщину слоев следует назначать $0,75 D_{\max}$ и не более 1 м (по рекомендациям А. А. Ничипоровича).

Полускальные породы (аргиллиты, алевролиты и т. д.) также используют для укладки в тело плотины. Часто горная масса из полускальной породы используется для создания противофильтрационных элементов плотины, так как при уплотнении с замочкой хорошо дробится. Уплотнение такого материала производят кулачковыми катками массой до 60 т.

Полускальные породы используют и в призмах, но главным образом такие, которые в качестве окончательного продукта не имеют глинистого грунта. Поскольку полускальные грунты меняют свои свойства во времени, то прежде чем их использовать в тело упорной призмы плотины, необходимо произвести исследование изменения их свойств. Укладывают полускальные грунты во внутренние зоны призмы, где колебания внешних факторов (к примеру температуры) минимально. Уже в процессе разработки таких грунтов (обычно взрывным способом) стремятся получить максимально раздробленный грунт, чтобы в теле плотины в результате выветривания изменение свойств было минимальным.

Порядок возведения плотины. В гл. 13 отмечалось, что на деформированность (см. § 13.3) и прочность (см. § 13.4) грунта в большей степени влияет путь нагружения. Порядок возведения определяет путь нагружения в неявном виде. Обычно каменно-земляные плотины возводят горизонтальными слоями на полный профиль плотины или несколько наклонными в сторону ядра (экрана) слоями, что создаст благоприятное распределение напряжений, в основном касательных (плотина Трангслет, рис. 15.25, а). Но рост объемов плотин и их высоты создают возможность поэтапного (очередями) ввода гидроузла в эксплуатацию. Для ввода каждой очереди плотин в эксплуатацию экономически целесообразно выполнить минимум работ. В этом случае возникает необходимость возводить плотину не горизонтальными слоями, а «наклонными» (рис. 15.25, б). Этот порядок производства работ может иметь неблагоприятные с точки зрения напряженного состояния последствия, так как в наклонном слое имеется составляющая собственного веса слоя, вызывающая развитие неблагоприятных по знаку касательных напряжений. Кроме того, требуется обеспечить равнопрочность зоны сопряжения контактируемых наклонных слоев. Как показали исследования Л. Н. Рассказова, при возведении высоких и сверхвысоких плотин наклонными слоями в верхней части низовой упорной призмы появляется зона предельного состояния грунта (см. рис. 14.25, д), которая может вызвать нарушение местной устойчивости низовой упорной призмы и быть тем самым источником трещинообразования. Это следует иметь в виду при проектировании — проводить расчеты, учитывающие технологию возведения. Если напряженное состояние оказывается неблагоприят-

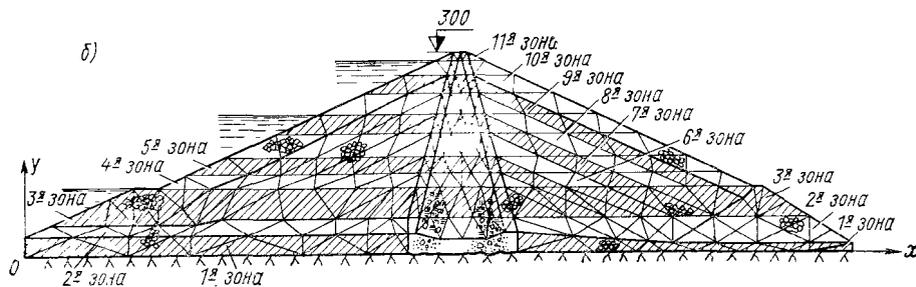
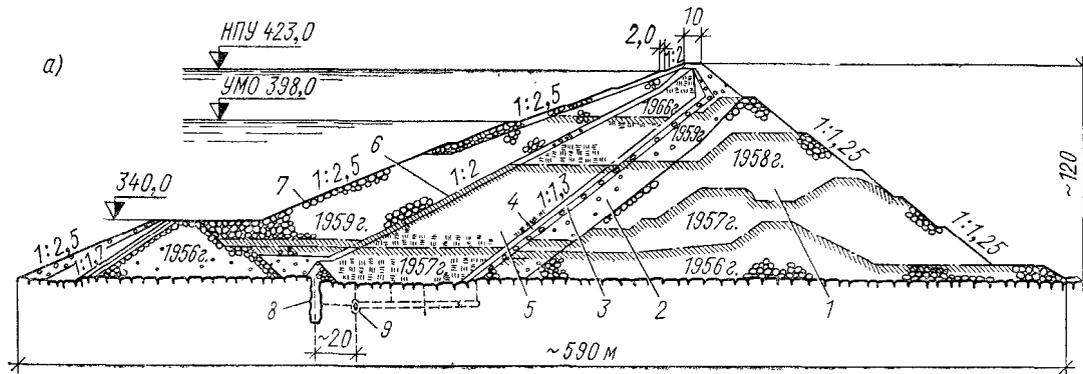


Рис. 15.25. Возведение плотины горизонтальными и наклонными слоями (схема):

a — плотина Транслет (Швеция); *б* — схема возведения плотины «наклонными» слоями; 1 — основное набросное тело; 2 — зона грубого слоя фильтра (валуны); 3 — то же, среднего; 4 — то же, мелкого; 5 — экран из моренных грунтов; 6 — верховая переходная зона; 7 — защитная прнгрузка камнем; 8 — цементация; 9 — дренажная и инспекционная галерея

ным, то в технологическом цикле возведения или в конструкции должны быть предусмотрены соответствующие мероприятия: увеличение плотности укладки слоев, уположение откосов и т. п.

§ 15.4. ПЛОТИНЫ КАМЕННЫЕ

В каменных плотинах противофильтрационные устройства выполняют из негрунтовых материалов, а упорные призмы тела плотины — из щебенистых, гравийно-галечниковых грунтов или горной массы. Противофильтрационные устройства бывают двух видов — экраны и диафрагмы.

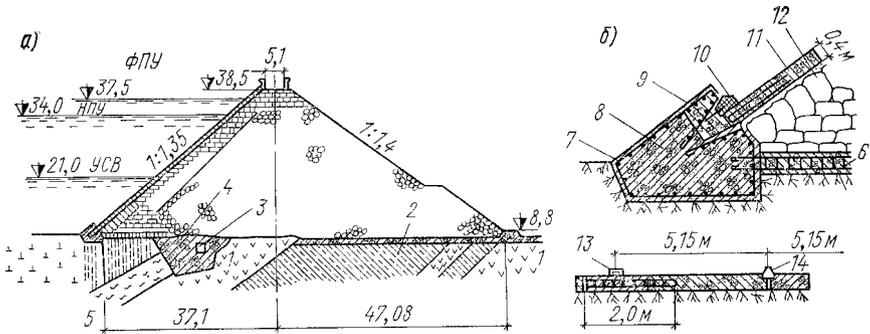


Рис. 15.26. Плотина со стальным экраном:

а — профиль плотины; *б* — деталь сопряжения экрана с зубом плотины; 1 — андезиты; 2 — базальты; 3 — цементационная галерея; 4 — бетонный зуб; 5 — глина; 6 — бетонный понур; 7 — зуб сопряжения экрана с понуром; 8 — бетон I очереди; 9 — бетон II очереди; 10 — бутум; 11 — экран, $\delta=8$ мм; 12 — подэкрановая подготовка; 13 — ребро жесткости; 14 — компенсатор

Упорная призма (призмы) выполняется аналогично каменно-земляным плотинам, но только требования к плотности укладки еще более должны возрастать, так как часто противофильтрационные устройства чувствительны к осадкам.

Для создания экранов могут использоваться сталь, дерево, синтетические пленки, асфальтобетон, бетон и т. д. Для создания диафрагм используются те же материалы, но дерево и пленки следует применять с большой осторожностью, хотя примеры использования этих материалов для диафрагм имеются.

Экраны из негрунтовых материалов раньше укладывали на слое тщательно уложенной подэкранной, как правило, сухой кладки из крупных подобранных камней с перевязкой швов и расщепкой крупных пустот. Со стороны экрана поверхность сухой кладки поливали цементным раствором или выравнивали слоем бетона (рис. 15.26). Все это требовало значительных затрат ручного труда.

В настоящее время экран часто укладывают на тщательно уплотненную подготовку из щебня или гравия с выравнивающим

слоем из тощего бетона, хотя крутизна верхового откоса становится меньше по сравнению с сухой кладкой.

Деревянные экраны (рис. 15.27) применяют обычно на плотинах низких и средней высоты при наличии на месте или при возможности получения соответствующего качества лесоматериала-

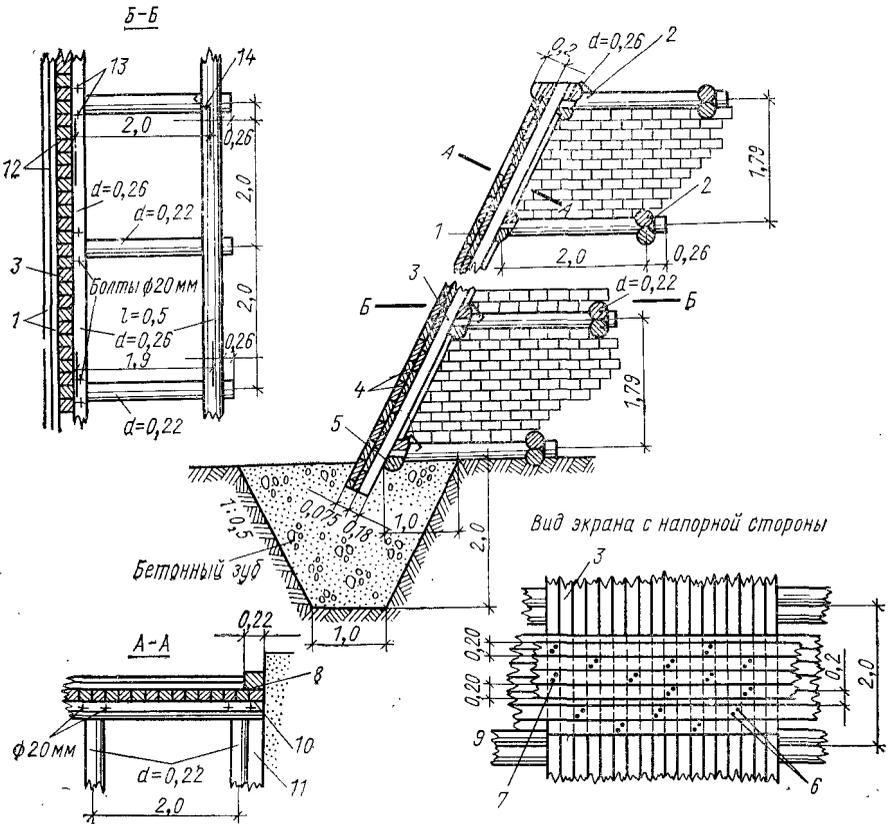


Рис. 15.27. Деревянный экран:

1 — доски $0,075 \times 0,20$; 2 — скоба $0,13 \times 0,4$; 3 — брус $0,18 \times 0,18$; 4 — толь в два слоя; 5 — прогоны $d=0,26$; 6 — ерши $0,13 \times 300$; 7 — верхний ряд досок $0,075 \times 0,2$; 8 — просмоленная конопатка; 9 — брус $0,18 \times 0,2$; 10 — просмоленный войлок; 11 — устои; 12 — толь в два слоя; 13 — болты $\varnothing 20$ мм; 14 — скоба $0,013 \times 0,22$

лов в благоприятных климатических условиях, способствующих сохранности древесины, при наличии условий для выполнения осмотров и ремонта.

Этот тип экранов может быть также использован, когда ожидаются большие неравномерные осадки тела плотины. Сохранность экрана достигает 50 лет. В период эксплуатации фильтрация через экран быстро падает.

Конструкция деревянных экранов обычно состоит из 2÷3 (в зависимости от высоты плотины) горизонтальных рядов досок тол-

шиной $5 \div 7,5$ см, уложенных с разбежкой швов на установленные вдоль откоса брусья.

Пазы между досками тщательно проконопачивают смоляной паклей, а между слоями досок и брусьев для предотвращения коробления и расстрескивания при высыхании укладывают гидроизоляцию из битумных матов. Брусья укладывают заподлицо с подэкрановой кладкой на расстоянии $1,2 \div 1,8$ м и скрепляют с ней анкерами. В некоторых случаях применяют брусья сплошного

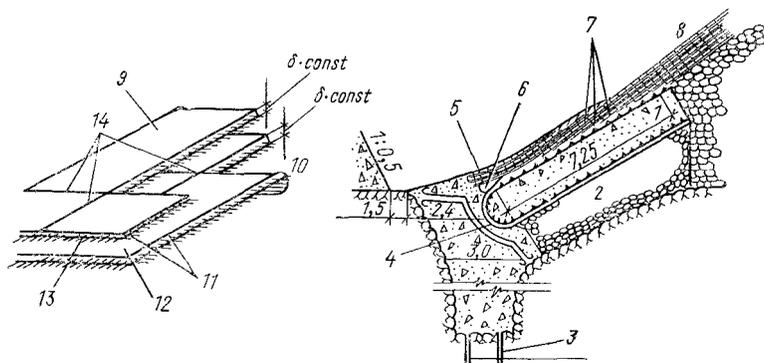


Рис. 15.28. Слоистый экран:

1 — опорная железобетонная плита; 2 — мелкий окатанный камень; 3 — скважины для цементации глубиной до 16,5 м; 4 — слой асфальта; 5 — три слоя асфальта с прокладкой брезента; 6 — асфальтобетон; 7 — три плиты толщиной по 10 см; 8 — слоистый экран; 9 — верхняя плита; 10 — нижняя плита; 11 — непрерывная сварка; 12 — поверхность, покрываемая тонким слоем асфальта; 13 — швы с медными пластинками; 14 — асбесто-асфальтовые швы

ряда. Толщину досок деревянного экрана увеличивают по мере заглубления от гребня (по мере повышения напора воды). Иногда приходится увеличивать и количество рядов досок в экране.

Для экранов рекомендуется применять пиленый лес из сосны или лиственницы, просушенный до влажности не более 18% и пропитанный антисептиками, не растворяющимися в воде.

Бетонные и железобетонные экраны бывают трех типов: а) жесткие монолитные, плохо воспринимающие осадочные деформации; б) полужесткие скользящие, способные воспринимать осадочные деформации и в) гибкие или слоистые, приспособленные к работе в условиях существенных деформаций упорной призмы.

Экраны типа «б» и «в» в последнее время ($15 \div 20$ лет) не применяются из-за сложности и высокой стоимости (рис. 15.28).

Используются также однослойные экраны (рис. 15.29), разделенные на секции температурно-деформационными вертикальными и горизонтальными швами через $4 \div 15$ м (более мелкая разбивка горизонтальными швами практикуется в нижней части плотины). Процент армирования плиты колеблется в пределах $0,5 \div 1\%$.

Эти экраны обычно применяют при строительстве плотин низкой и средней высоты с заложением откосов, близких к углу естественного откоса ($1 : 1,3 \div 1 : 1,5$), а верховой часто и круче, если имеется

мощный слой подэкрановой кладки. Сопряжение экрана плотин средней высоты и высоких с зубом в основании (наиболее ответственное место в конструкции экрана) устраивается обеспечением

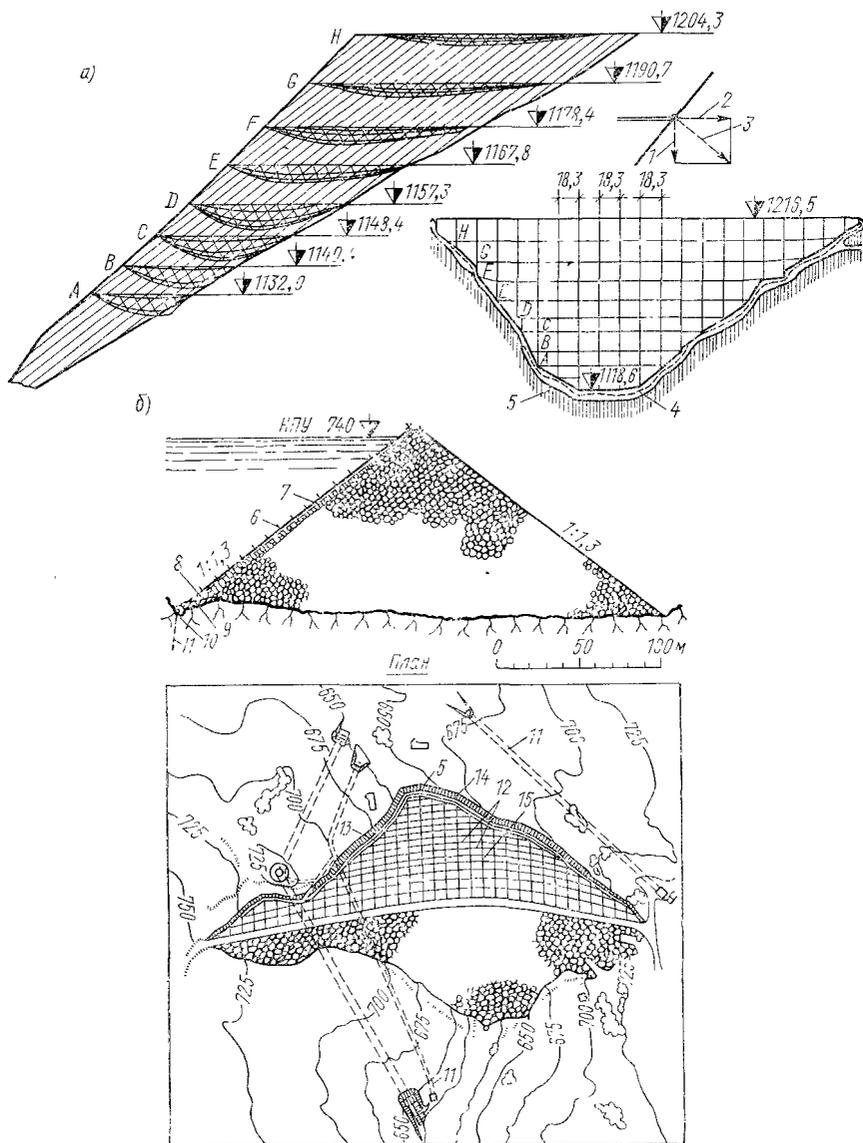


Рис. 15.29. Экран плотины:

a — Солт Сиринге; *б* — Парадела; 1 — вертикальная осадка; 2 — горизонтальное смещение; 3 — результирующее смещение; 4 — подошва зуба; 5 — цементационные скважины; 6 — экран; 7 — подэкрановая кладка; 8 — уплотненная каменная наброска; 9 — каменная наброска, залитая цементным раствором; 10 — упор для экрана; 11 — дренаж; 12 — горизонтальные швы; 13 — угловой шов; 14 — контурный шов; 15 — вертикальные швы

свободы вращения экрана в виде шарнирного соединения (рис. 15.28).

Для большей водонепроницаемости бетонные экраны с поверхности иногда торкретируются, а для защиты от механических повреждений (например, льдом) защищаются неразбираемой опалубкой, покрываются каменным мощением и т. п.

Асфальтобетонные экраны могут рекомендоваться к использованию в плотинах низких и средней высоты.

Для создания экранов используют асфальтовые смеси, ориентировочные составы которых приведены в табл. 15.1.

Таблица 15.1

Типы асфальтовой смеси	Содержание материалов, %				Объемный вес, кН/м ³ (т/м ³)
	Битум	Порошок-наполнитель	Песок	Гравий	
Мастика	20÷40	50÷80	—	—	16÷20 (1,6÷2,0)
Раствор	9÷20	15÷35	30÷75	—	18÷24 (1,8÷2,4)
Асфальтобетон	8÷15	10÷25	20÷50	30÷50	22÷24 (2,2÷2,4)

Порошкообразный наполнитель бывает известняковый, кирпичный, цементный и другой крупностью от 0,05 до 0,5 мм.

Асфальтобетонный монолитный экран укладывается и уплотняется на месте в горячем состоянии. Заложение откоса, на который укладывается асфальтобетонный экран, достигает величины 1÷0,8 и даже круче (рис. 15.30).

В последние 10÷15 лет в качестве подготовки использовали гравий или щебень, уложенный толщиной не менее 0,3 м, поверхность которых иногда выравнивается бетоном.

Подготовкой также служит покрытие пористым бетоном, выравнивающее поверхность откоса из уплотненного камня или из кладки насухо.

В табл. 15.2 приведены конструкции асфальтобетонных экранов различных плотин, построенных от 15 до 80 лет назад (Дига-ди-Коделано).

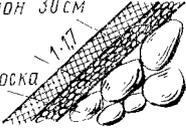
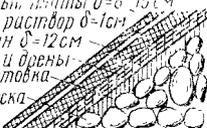
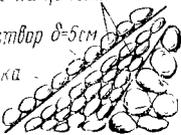
Экраны делают двух- и трехслойными, причем между слоями должен быть уложен тонкий слой асфальтовой мастики. Поверхность верхнего слоя также следует покрывать асфальтовой мастикой.

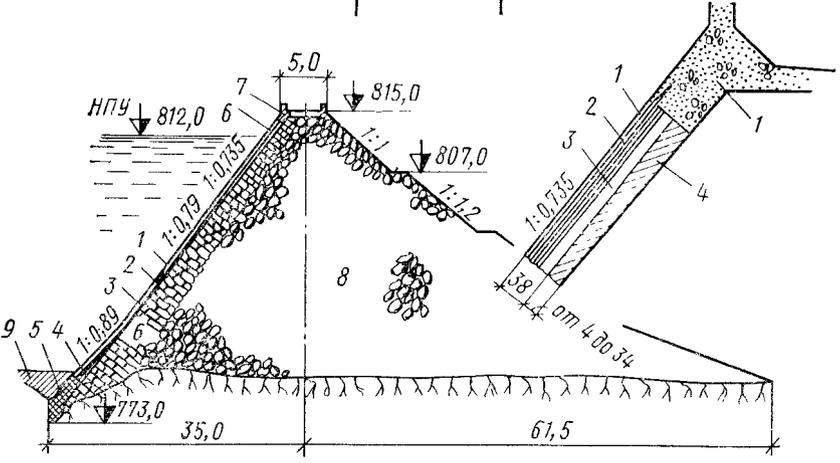
Наиболее опасными для экрана являются ледовые нагрузки и при их отсутствии общая толщина двухслойного экрана составляет 9—12 см.

Рис. 15.30. Плотина с асфальтобетонным экраном:

1 — предохранительный слой из армированного бетона; 2 — два слоя асфальтобетона; 3 — пористый бетон; 4 — выравнивающий слой из бетона; 5 — зуб; 6 — подэкранный слой из кладки насухо; 7 — волноотбойная стенка; 8 — каменная наброска; 9 — слой глины

Таблица 15.2

Конструкция экрана плотины	Наименование плотины, место и год постройки	Высота и длина по гребню	Толщина экрана	Характеристика покрытия
<p>Асфальтобетон 30 см Гравий 30 см Каменная наброска</p> 	Монтгомери, США, 1957 г.	$h=34,3$ м, $l=608$ м	30,5 см 4 слоя	Уплотняемый асфальтобетон Битум БН III—8,5% Порошок—10,8% Песок—43,9% Щебень—40,8%
<p>Железобетонные плиты $\delta=6-15$ см Асфальтовый раствор $\delta=1$ см Асфальтобетон $\delta=12$ см Пористый бетон и дрены Бетонная подкладка Каменная наброска</p> 	Ирид-Эмда, Алжир, 1950—1954 гг.	$h=78,5$ м, $l=378$ м	13 см 1-й слой —1 см 2-й слой —12 см	Асфальтобетон Битум БН III—9% Известковый порошок—12% Песок—43% Гравий—35%
<p>Каменная кладка на цементном растворе Асфальтовый раствор $\delta=5$ см Каменная наброска</p> 	Дига-ди Коделано, Италия, 1893 г.	$h=19,5$ м	5 см	Асфальтовый раствор
<p>Железобетонные плиты Асфальтовый раствор 2 см Выравнивающий бетон Каменная наброска</p> 	Каритайа, Чили, 1935 г.	$h=38$ м	2 см	То же



Асфальтовые экраны не требуют защитных слоев, так как сами по себе они достаточно прочны, но в некоторых случаях слой грунта или даже железобетонные тонкие плиты применяют для защиты экрана от солнечной радиации.

В последние 10—15 лет асфальтобетонные экраны за рубежом нашли очень широкое распространение вследствие своей дешевизны, надежности, большей, чем бетонные экраны, приспособляемости к деформациям упорной призмы.

Ожидается, что применение асфальтобетонных экранов будет расширяться. Следует иметь в виду, что подбор состава асфальто-

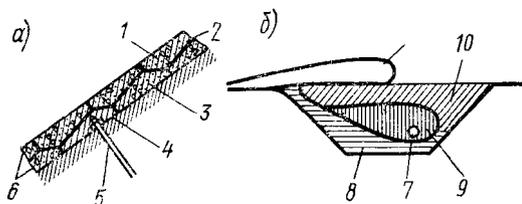


Рис. 15.31. Плотина Добчина (ЧССР):

a — деталь экрана; *б* — вариант заделки экрана в бетонный зуб; 1 — верхний слой из сборных элементов; 2 — поливинилхлоридная пленка, $\delta=1,1$ мм; 3 — нижний слой из сборных элементов с промазкой битумом; 4 — элемент для закрытия анкера; 5 — анкер; 6 — экран; 7 — анкер-распределитель; 8 — бетон первой очереди; 9 — бетон второй очереди; 10 — бетон третьей очереди

бетона с учетом климатических и эксплуатационных условий требует тщательных лабораторных экспериментов.

Экраны из пластмассы в настоящее время применяют главным образом во временных сооружениях низких и средней высоты, хотя имеются примеры использования и в постоянно действующих сооружениях. Основным преимуществом этого типа экрана является его

гибкость и индустриальность производства.

Отличительной чертой используемых (обычно полихлорвиниловые пленки) пластмасс является их удобообрабатываемость. Они легко свариваются или склеиваются между собой, а также могут быть приклеены к гладкой поверхности бетона. Общим недостатком большинства мягких конструкционных пластмасс является слабая атмосферостойчивость, т. е. тенденция к «старению» от солнечной радиации и от действия озона (снижение прочности и пластичности). Борьба против старения ведется путем добавления наполнителей, поглощающих или отражающих лучи солнечного света (сажа, тальк, молотый песок, мелкодисперсная кремнекислота, некоторые краски и др.).

В качестве подготовки и для защиты экрана иногда используют сборные железобетонные плиты толщиной $\approx 0,15$ м, укладываемые на гравийную или щебенистую подготовку, причем одна поверхность у плит может быть плоская, а другая — криволинейная. На рис. 15.31, *б* дана одна из осуществленных конструкций экрана на плотине Добчина (Чехословакия). Общая толщина пластмассовых экранов, укладываемых в 2—3 слоя (в зависимости от высоты сооружения), колеблется от 2 до 5 мм. Пленку следует защищать от неровностей бетонных плит асфальтированным войлоком или картоном. Стыковка производится в зависимости от вида материала склейкой или сваркой.

Коэффициент трения полиэтилена по различным грунтам находится в пределах 0,25—0,55.

Сопряжение с берегами и основанием этих экранов может осуществляться заделкой их в бетонный зуб. Один из вариантов такой конструкции приведен [4] на рис. 15.31, б.

Пленку укладывают и на песчаную подготовку, причем согласно ВСН-03-66 максимальная крупность включений на контакте с пленкой не должна быть более 6 мм. Контактный песчаный слой должен быть не менее 0,4 м. Такой же толщины и зернового состава должен быть защитный слой. Допускаемые напряжения в плен-

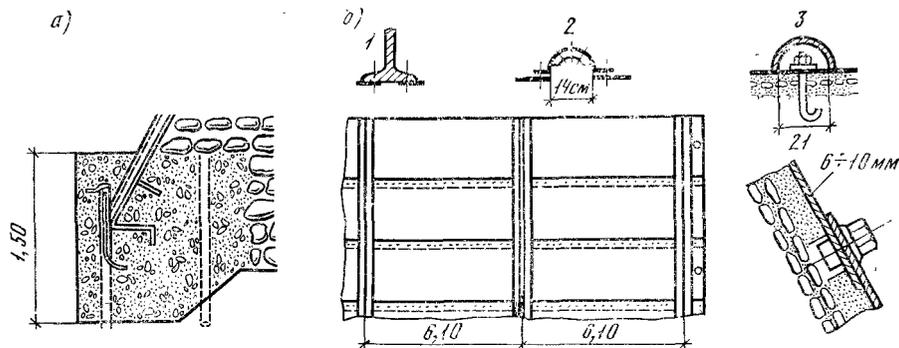


Рис. 15.32. Детали стального экрана:

а — сопряжение экрана с зубом; *б* — стыки и анкеры листов экрана; 1 — стык без расширения; 2 — стык с коляком (температурный шов); 3 — анкеры

ке из полиэтилена в зависимости от температуры от +30 до —60° С колеблются от 22 до 6,7 МПа соответственно. Модули упругости колеблются в этом же интервале температур от 38,8 до 517,0 МПа.

Толщина пленки может быть определена по зависимости [4]

$$\sigma = 0,0347 \sqrt[3]{E \left(\frac{\gamma_0 H d^{1,03}}{\delta} \right)^2} < \sigma_{\text{доп}}, \quad (15.13)$$

где σ — максимальное растягивающее напряжение в пленке; E — модуль упругости; d — диаметр максимальной фракции подстилающего слоя, но менее 6 мм; γ_0 — объемный вес воды; δ — толщина пленки; $\sigma_{\text{доп}}$ — допустимое растягивающее напряжение.

Металлические экраны вполне удовлетворительно работают как противофильтрационные элементы плотины. Возможная конструкция такого экрана приведена на рис. 15.32. Эти экраны гибки и использование их возможно в самых разнообразных условиях. Толщина экрана достигает 6÷10 мм. Экран выполняется из специальных марок стали с хорошими антикоррозийными свойствами или из строительных марок стали с принятием специальных мер против коррозии. Соединение листов в настоящее время осуществляется сваркой.

Опыт строительства плотин с железобетонными диафрагмами выявил ряд существенных недостатков их работы по сравнению с работой плотин с негрунтовыми экранами: неблагоприятные условия работы самой диафрагмы вследствие давления воды со стороны ВБ и активного давления взвешенного грунта верховой призмы — наличие прогибов, вызывающих смещение ее в нижний бьеф и возможно даже срез, образование трещины и нарушение водонепроницаемости, поэтому для строительства таких плотин необходимо соответствующее обоснование.

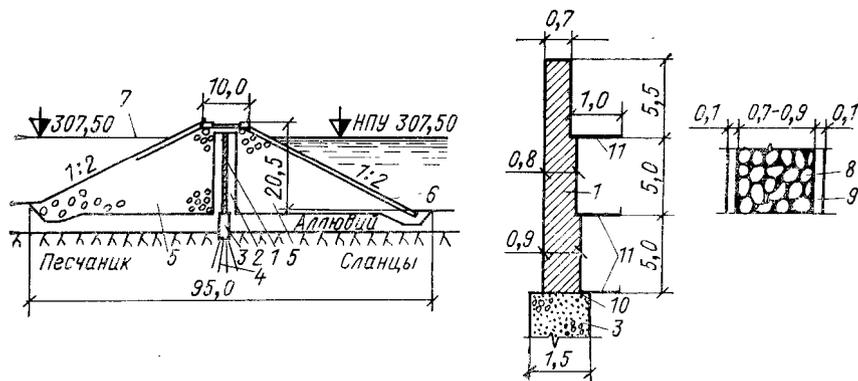


Рис. 15.33. Плотина Эйххаген (ФРГ) с асфальтобетонной диафрагмой:

1 — асфальтобетонная диафрагма; 2 — зона распространения асфальта в насыпи; 3 — бетонный зуб; 4 — цементационная завеса; 5 — каменная насыпь, уплотненная трамбованием; 6 — укатанное мощение; 7 — подпор от вспомогательной плотины; 8 — асфальтобетон со втопленными вибрированием камнями; 9 — зона распространения в насыпь асфальта при его уплотнении; 10 — слой битумной эмульсии; 11 — металлические лотки для сбора и измерения воды, профильтровавшейся через диафрагму

В отличие от железобетонных диафрагм, асфальтобетонные диафрагмы стали получать распространение в каменных плотинах низкой и средней высоты. В настоящее время проектируется плотина Финстерталь (Австрия) высотой 92 м с асфальтобетонной диафрагмой. На рис. 15.33 приведен пример построенной плотины в ФРГ с асфальтобетонной диафрагмой.

Максимальная толщина диафрагмы в построенных сооружениях составляет $\frac{1}{20}H$ (где H — напор на плотину).

Асфальтобетонная смесь подается в теле диафрагмы и укладывается слоями толщиной 20÷30 см. В тело диафрагмы тяжелым вибратором втапливается крупный заполнитель диаметром до 300 мм. Расход битума при таком способе ведения работ будет минимальным в том случае, когда во внешнюю часть диафрагмы будет втапливаться горная масса возможно более разнородного зернового состава. Появившееся распространение асфальтобетонных диафрагм объясняется их большой гибкостью в сравнении с железобетонными диафрагмами и дешевизной.

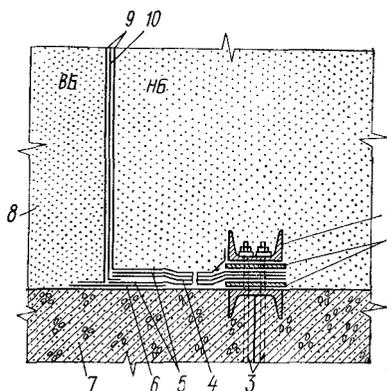
Диафрагма из пластмасс применена только на одной плотине в мире — Атбашинской (СССР). Преимущество такой конструкции

(см. рис. 14.37) перед плотиной с экраном заключается в меньшем воздействии атмосферы на пленку и в случае выхода диафрагмы из строя в возможности проведения инъекционных работ в слое грунта, окаймляющего пленку без опорожнения водохранилища.

Наиболее сложным было решение задач крепления пленочной диафрагмы к бетону в бортах и основании плотины, имея в виду возможные существенные деформации плотины (рис. 15.34). Толщина пленки 0,6 мм. В примыканиях с верховой и низовой сторон укладывались дополнительные защитные полотнища пленки.

Рис. 15.34. Узел крепления пленочной диафрагмы Атбашинской плотины:

1 — прижимной швеллер; 2 — резиновые прокладки; 3 — анкеры; 4 — рабочие бортовые полотнища диафрагмы; 5 — бортовые полотнища усиления и защиты; 6 — защитные скользящие накладки со смазкой; 7 — бетон; 8 — песчаный грунт защитных слоев диафрагмы; 9 — защитные полотнища диафрагмы; 10 — рабочее полотнище диафрагмы



Собственно пленочная диафрагма воспринимает напор 41 м, так как нижние 35 м напора перекрываются цементационной диафрагмой, выполненной в насыпном аллювиальном грунте, что позволило вести работы по возведению плотины без выемки аллювия в русле реки.

Инъекционные диафрагмы в теле плотины, видимо, будут все чаще и чаще применяться, так как могут выполняться при наполненном водохранилище. Опыт создания такой диафрагмы имеется на Орто-Токойской плотине (см. § 14.1). Их применение возможно при возведении плотины направленным взрывом (см. § 15.5), наброской горной массы или гравийно-галечникового грунта.

Стальные диафрагмы применяются редко. В настоящее время построена стальная диафрагма в виде вертикально установленного шпунта на Серебрянской плотине высотой 64 м, из них собственно диафрагмой перекрывается 27 м высоты плотины (рис. 15.35 и 15.36). На участке, где основание было сложено песчано-гравийными грунтами, была выполнена шпунтовая завеса, к которой внахлест болтами крепились диафрагма (рис. 15.36, б).

Монтаж шпунтовой диафрагмы при вертикальном расположении шпунта в случае возможной большой ветровой нагрузки затруднителен.

Устройство стальной шпунтовой диафрагмы на Серебрянской плотине было вызвано отсутствием в районе строительства скелетно-

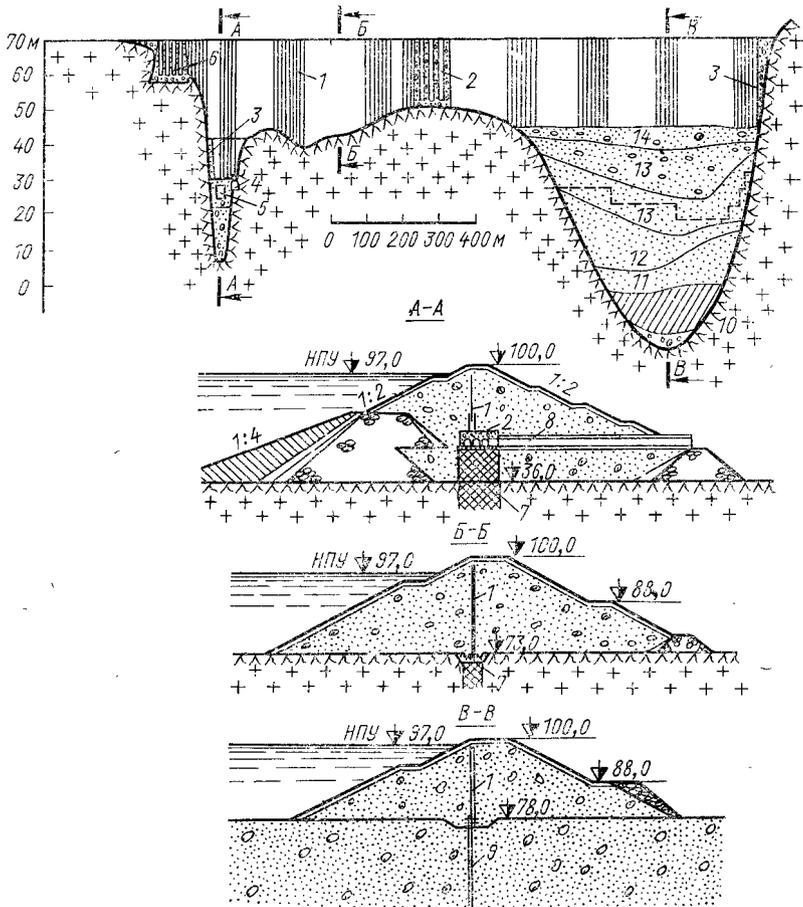


Рис. 15.35. Конструкция Серебрянской плотины и геологии основания:
 1 — диафрагма; 2 — водоприемник; 3 — сопрягающие стенки; 4 — труба для пропуска строительных расходов; 5 — цементационная потеряна; 6 — водосбор; 7 — цементационная завеса; 8 — транспортная галерея; 9 — шпунтовая завеса; 10 — гранит; 11 — суглинок; 12 — среднезернистый песок; 13 — крупный песок; 14 — гравий

го грунта для создания противофильтрационного устройства и суровых климатических условиях Крайнего Севера (см. § 15.6), затрудняющих (резко удорожающих) укладку суглинка*.

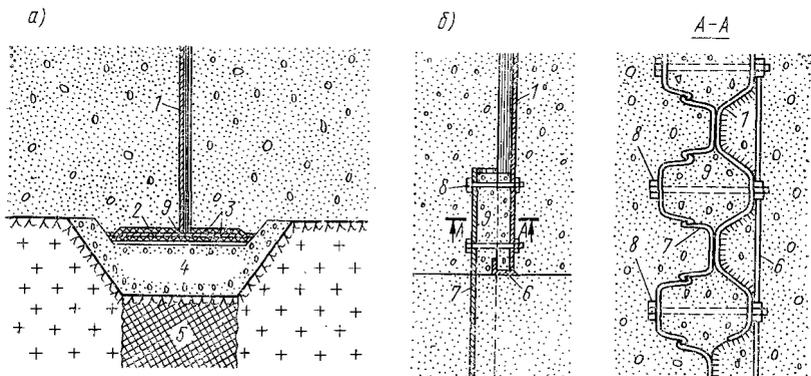


Рис. 15.36. Диафрагма плотины:

а — сопряжение диафрагмы с основанием; б — со шпунтовой завесой; 1 — диафрагма; 2 — опорный лист; 3 — битумматы; 4 — зуб; 5 — цементационная завеса; 6 — опорный уголок; 7 — шпунтовая завеса; 8 — крепежные болты; 9 — бетонная пробка

§ 15.5. ОСОБЕННОСТИ ПЛОТИН, ВОЗВОДИМЫХ НАПРАВЛЕННЫМ ВЗРЫВОМ

Строительство грунтовых плотин требует выполнения большого количества земельно-скальных работ. Одним из средств снижения сроков их выполнения является использование взрывов на выброс и сброс, при которых обеспечивается не только разрыхление пород, но отпадает необходимость в транспорте и уплотнении. В СССР достигнут значительный опыт в применении направленного взрыва при строительстве перемычек и плотин. В настоящее время проектируется ряд плотин, которые должны быть возведены с помощью направленного взрыва. Имеется принципиальная возможность использования не только химического ВВ, но и ядерного и даже термоядерного.

Использование столь специфического метода ведения работ требует создания специальных конструкций грунтовых плотин.

Наиболее приемлемыми с точки зрения использования энергии взрыва являются сравнительно узкие створы ($m < 3$) в горных условиях с вогнутыми берегами.

Вопросам использования энергии взрыва при строительстве плотин большое внимание уделяли и уделяют проф. Г. И. Покров-

* Иванов В. Г., Кузнецов В. С., Фомичев В. Ф. Строительство в Заполярье земляной плотины с металлической диафрагмой. — Гидротехническое строительство, 1975, № 12.

ский и проф. И. С. Федоров [70]. Вопросами общей теории взрыва занимались и занимаются выдающиеся советские ученые акад. М. А. Лаврентьев, М. А. Садовский, Л. И. Седов и др.

Плотины, возведенные взрывом. Основной трудностью, которую надо преодолеть при проектировании грунтовой плотины, возводимой направленным взрывом, — обеспечение относительной водонепроницаемости тела плотины. Если перед проектировщиками эта задача не стоит, как в случае создания селезащитной плотины, то использование направленного взрыва резко облегчается. В случае

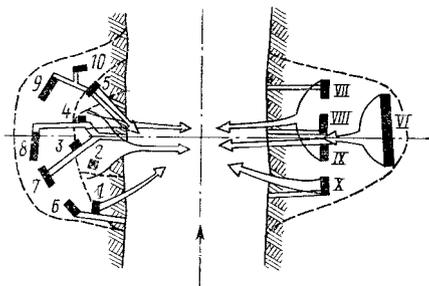


Рис. 15.37. Схема направленного перемещения пород взрывом при возведении Алма-Атинской плотины:
VI—X — заряды на правом берегу; I—10 — заряды на левом берегу

строительства селезащитной плотины водонепроницаемость тела плотины полезна, так как ускоряет консолидацию селя, накопившегося за плотиной.

Для защиты г. Алма-Ата от часто угрожающих ему селей, образующихся в бассейне р. Малая Алмаатинка, в урочище Медео направленным взрывом с левого и правого берегов была возведена плотина высотой 60 м и объемом $\sim 2,5$ млн. м³. На рис. 15.37 показана схема размещения зарядов в створе. В результате правобережного взрыва (октябрь 1966 г.) в тело плотины было уложено 1,7 млн. м³ гранита. Левобережный взрыв, произведенный 14 апреля 1967 г., позволил уложить в плотину 0,85 млн. м³ гранита. При проведении правобережного взрыва было израсходовано 5294 т ВВ, а левобережного — 3941 т, т. е. средний удельный расход ВВ был 26 кН/м³ (2,6 кг/м³).

Профиль навала, который был образован в результате взрывов, показан на рис. 15.38. Кроме плотины в состав селезащитного гидроузла входили: туннельный водосброс для пропуска расходов воды р. Малая Алмаатинка, расположенной на левом берегу реки и левобережный селесброс для сброса селя, если селехранилище наполнится. Естественно, что туннельный водосброс был выполнен до проведения взрыва, так как в противном случае началось бы наполнение селехранилища водой при отсутствии водосбросного сооружения.

Как видно из сказанного, состав гидроузла и конструкция плотины были достаточно просты, что определялось задачами гидроузла.

На р. Вахш был построен Байпазинский гидроузел с плотиной высотой 65 м, создающей необходимый подъем воды для орошения

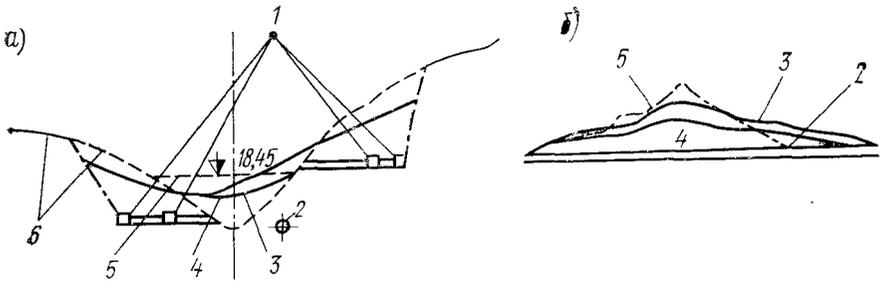


Рис. 15.38. Контур навала пород при алмаатинском взрыве:
a — разрез по оси плотины; *b* — поперечный разрез; 1 — заряды ВВ; 2 — водобросной туннель; 3 — контур навала от левобережного взрыва; 4 — контур навала от правобережного взрыва; 5 — проектный профиль плотины; 6 — контур берегов до взрыва

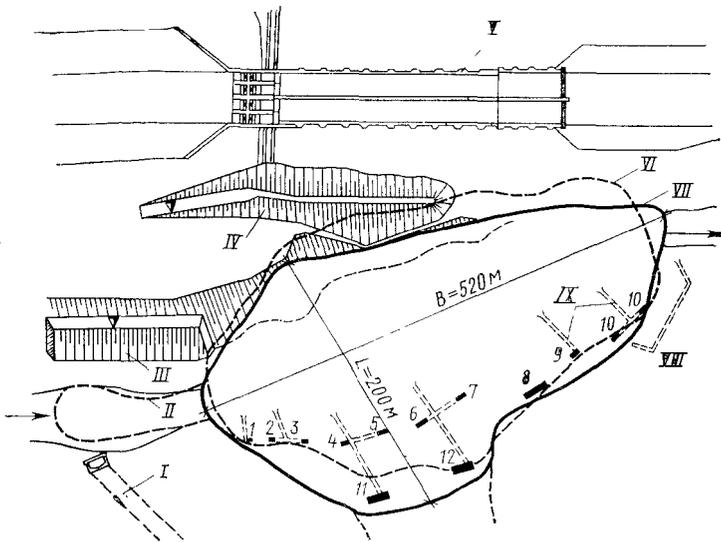


Рис. 15.39. Схема размещения зарядов ВВ при возведении Байпазинской плотины:

1—10 — заряды ВВ; I — туннель длиной 7,5 км; II — понур; III—IV — защитный вал; V — быстроток; VI — проектный контур; VII — фактический контур; VIII — опытная штольня; IX — штольни к зарядам

земель плодородных долин (Яванской и Обиканской) Таджикской ССР.

При строительстве направленным взрывом Байпазинского гидроузла (взрывались известняки) нужно было решить более сложные вопросы, чем в предыдущем случае: обеспечить малую водопроницаемость тела плотины, обеспечить надежное примыкание тела плотины к левому берегу (взрыв только правосторонний), обеспечить сохранность построенного к моменту взрыва левобережного

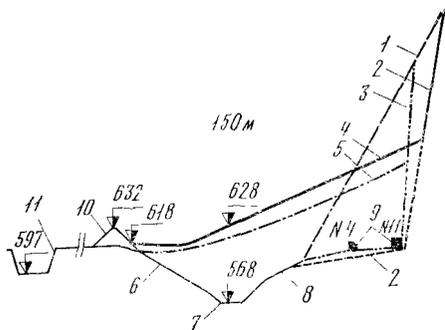


Рис. 15.40. Контур навала пород при Байпазинском взрыве (продольный разрез):

1 — поверхность правого берега до взрыва; 2 — фактическая линия отрыва; 3 — проектная линия отрыва; 4 — фактический контур навала; 5 — проектный контур навала; 6 — левый берег; 7 — дно реки Вахш; 8 — правый берег; 9 — заряды ВВ; 10 — защитный вал; 11 — водосбор

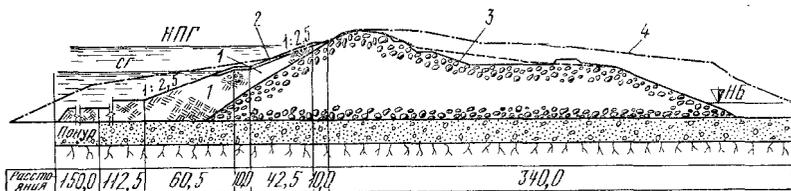


Рис. 15.41. Байпазинская плотина (поперечный разрез):

1 — экран; 2 — крепление из наброски камнем $t=0,8$ м по слою фильтра $t=0,2$ м; 3 — проектный контур плотины; 4 — контур навала

быстротока на расход $4200 \text{ м}^3/\text{с}$, который находился в $300\text{—}350$ м напротив зарядов правого берега (рис. 15.39). С другой стороны, взрыв не должен был повредить правобережного водопропускного туннеля диаметром $5,3$ м, по которому вода должна была подаваться в Яванскую долину. Общая масса заряда $1,9$ тыс. т. Основные заряды (№ 12) имели массу 642 т и № 11 ~ 543 т. Замедление взрыва основных зарядов в сравнении с зарядами первого ряда составляло $0,25$ и $0,5$ с соответственно.

На левом берегу в районе понура заранее складывался суглинок, который с помощью плоского заряда с замедлением в 4 с был уложен в понур. В верхней части плотины экран отсыпался в воду.

Всего в результате правобережного взрыва в тело плотины было уложено $1,5$ млн. м^3 грунта, а удельный расход ВВ составил $25 \text{ кН}/\text{м}^3$ ($2,5 \text{ кг}/\text{м}^3$).

Конструкция плотины в продольном и поперечном сечениях приведена на рис. 15.40 и 15.41. В данном случае сравнительно небольшой объем плотины позволил быстро создать экран.

В настоящее время проектируется несколько плотин различной высоты, в которых вопрос создания противотрационного устройства решается различным образом; созданием инъекционной диафрагмы и замывом пустот каменной наброски со стороны верхнего бьефа песчаным грунтом. Проектирование высоких плотин большого объема потребует использования ВВ большой мощности, что может привести к дополнительному раскрытию трещин в бортах каньона или к появлению новых трещин в бортах. Повышение трещиноватости повлечет развитие обходной фильтрации. Борьба с обходной фильтрацией при строительстве больших плотин направленным взрывом становится очень важной задачей, которую нужно решать при проектировании гидроузла.

Расчет зарядов ВВ. Взрывы с перемещением породы на свободной поверхности условно классифицируются на «выброс» и «сброс». Общим для этих двух типов взрывов является то, что кроме дробления породы энергия взрыва перемещает разрыхленную породу за пределы воронки взрыва.

Различие между этими двумя типами взрывов сводятся к тому, что взрывы на «выброс» осуществляются на участках, когда свободная поверхность взрывающей породы горизонтальна или слабо наклонна. Когда свободная поверхность имеет наклон к горизонту более 30° , то взрыв относится к взрывам на «сброс». Расчетные зависимости зарядов ВВ на выброс и сброс также различаются между собой, но часто для расчетов взрывов на сброс используются зависимости взрыва на выброс, что приводит к несколько большему расходу ВВ. К примеру на Байпазинском гидроузле планировался навал $\approx 0,78$ млн. m^3 , а было взорвано 1,5 млн. m^3 .

Направленность взрыва на выброс и сброс достигается соответствующим расположением заряда, его величиной и порядком взрывания.

При взрыве на сброс сила тяжести в значительно меньшей степени противодействует раскрытию свободной поверхности верхней части воронки, чем при взрыве на выброс. Энергия взрыва не затрачивается вообще или затрачивается в малой степени на подъем выбрасываемой породы, и поднятая взрывом порода не возвращается обратно в верхнюю часть воронки сброса.

Величина зарядов на выброс и сброс пропорциональна третьей степени линии наименьшего сопротивления (ЛНС):

$$Q = k_0 W^3, \quad (15.14)$$

где k_0 — коэффициент; W — длина линий наименьшего сопротивления, м; Q — величина заряда, кг.

Длина линии наименьшего сопротивления — наименьшее расстояние от заряда до свободной поверхности.

По формуле М. М. Борескова (для взрыва на выброс) $k_0 = k(0,4 + 0,6 n^3)$, где k — расчетный удельный расход ВВ в $кг/м^3$, который чаще всего устанавливается опытными взрывами; n — показатель действия взрыва, равный отношению полураствора ворон-

ки выброса пород к величине W (рис. 15.42) и принимается обычно от 1 до 2, но могут быть отклонения в ту или другую стороны.

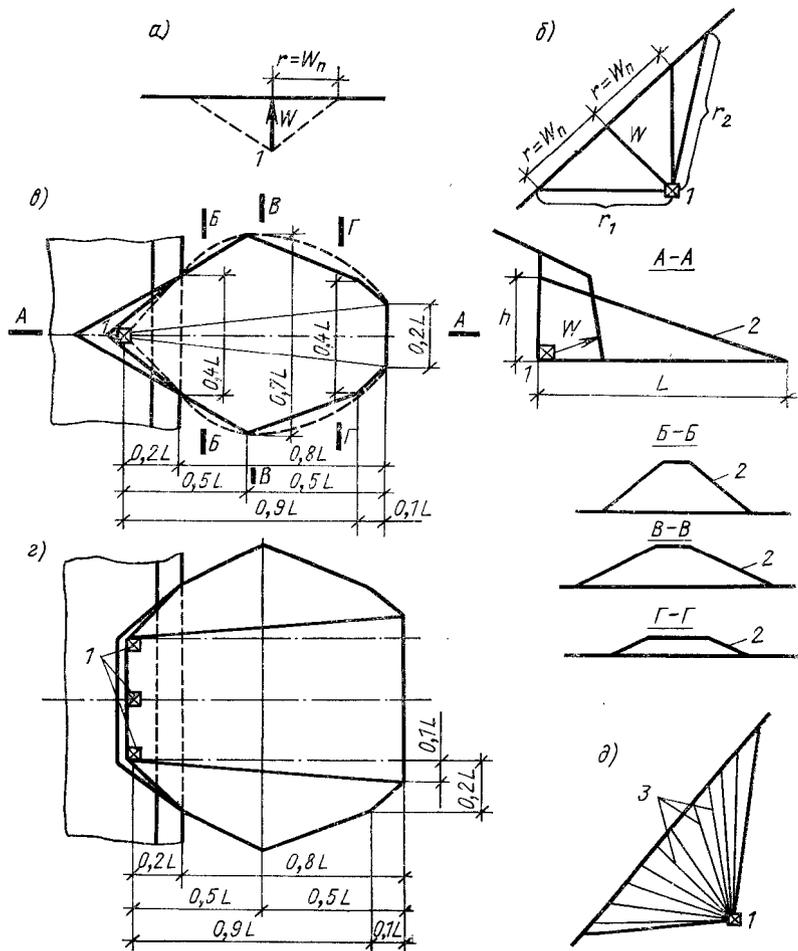


Рис. 15.42. Виды взрывания и схемы навалов:

a — взрыв на выброс; *б* — взрыв на сброс; *в* — схема навала при взрыве одиночного заряда; *г* — схема навала при взрыве трех зарядов (направления действия взрывов совпадают); *д* — схема взрыва на сброс с веерными зарядами для дополнительного дробления породы; *1* — заряд; *2* — свободный откос навала; *3* — веерные заряды

Формула М. М. Борескова дает хорошие результаты при малых глубинах заложения зарядов. При больших глубинах заложения зарядов (взрыв на выброс) пригодна формула Г. И. Покровского

$$Q = kW^3 \left(\frac{1+n^2}{2} \right)^2 (1 + 0,02W). \quad (15.15)$$

Как мы видим из формулы (15.15), величина заряда стала пропорциональна четвертой степени длины ЛНС, т. е. эффективность

ВВ снижается. Проверка предложенной формулы была проведена на основе взрыва ядерных ВВ и показала ее применимость. Необходимо отметить, что структура формул (15.18) и (15.19) не учитывает угол наклона свободной поверхности. Имеются предложения М. Ф. Бурштейна по расчету зарядов с учетом наклона свободной поверхности. Взрыв зарядов сброса в условиях косогора заметно отличается от взрыва на выброс при горизонтальной свободной поверхности. Главное различие — различие центров тяжести секторов сброса и выброса. Сопоставление воронок сброса и выброса показывает, что параметры воронок сброса выше, а удельные расходы ВВ ниже более чем в два раза, чем при выбросе.

При взрыве на сброс предложена формула

$$Q = qW^3 n^2 k_r, \quad (15.16)$$

где q — удельный расход ВВ для рыхления породы, кг/м³, и равен $\frac{1}{3}k$ (k включает в себя условия выброса) $k_r = \{0,75(1/n + n)^2 \times \times (1 + 0,02W)\}^{\cos \alpha}$ — коэффициент глубины; α — угол наклона свободной поверхности, град.

Зависимость (15.16) справедлива для одиночного заряда. Обычно взрыв осуществляется целым рядом зарядов, которые взаимодействуют между собой. С учетом взаимодействия

$$k_r = \left[0,75 \left(\frac{1}{n} + n \right)^2 \left(1 + \frac{0,01W(n+1)}{n} \right) \right]^{\cos \alpha}. \quad (15.17)$$

По данным автора этих зависимостей М. Ф. Бурштейна сходимость с производственными данными хорошая. Значение коэффициента взаимодействия в зависимости от $n=0,4$ до $n=2$ меняется от 0,75 до 1,17. Расстояние a между сосредоточенными зарядами можно определить по формуле

$$a = 0,5W(n+1). \quad (15.18)$$

Направленный взрыв предусматривает максимальную укладку горной массы в проектный профиль сооружения. Построение профиля навала может осуществляться различными приближенными приемами. Наиболее простой из них сводится к выделению контура отрыва породы в сечениях, проходящих через центр заряда и включающих ЛНС. Контур отрыва определяется на основе определения радиуса отрыва в подгорную сторону (рис. 15.47)

$$r_1 = W \sqrt{1 + n^2}, \quad (15.19)$$

в нагорную сторону

$$r_2 = CW, \quad (15.20)$$

где $C = 1,7 \div 3,5$ в зависимости от геологии и топографии рассматриваемого участка и расчетных параметров взрыва.

Площадь навала определяют по формуле

$$S_n = \mu S_0, \quad (15.21)$$

где S_0 — площадь отрыва. Для скальных пород коэффициент $\mu = 1,25$ для центральных зарядов и 1,1 для боковых. При взрыве полу-

скальных пород и снижается на 0,1. Дальность полета грунта определяют по формуле

$$L = 4nW, \quad (15.22)$$

причем форма навала принимается треугольной.

Максимальная высота навала

$$h = 2S_n/L. \quad (15.23)$$

Контур навала строится по типовой схеме (рис. 15.42, в).

Схема построения навала при взрыве нескольких зарядов дана также на рис. 15.42, г. Если направления ЛНС не параллельны между собой, то для каждого из зарядов строится сечение самостоятельно как для одиночного, а в точках пересечения высота навала суммируется.

Контур навала после графического построения корректируется таким образом, чтобы заложение откосов не было больше угла естественного откоса взрываемого материала.

Все скальные породы трещиноваты. В зависимости от их трещиноватости и крепости меняется значение удельного эталонного расхода ВВ (q_0). При этом значение q_0 аммонита 6ЖВ меняется от 3 кН/м³ для слабых и очень трещиноватых пород до 14 кН/м³ (1,4 кг/м³) для прочных и чрезвычайно мало трещиноватых пород. Если учесть дробимость породы, то удельный расход ВВ

$$q = q_0 (500/d)^{0,4}, \quad (15.24)$$

где d — размер допустимой фракции, мм. Если принять, что в навал допускаются фракции и 500 мм, то $q = q_0$.

При массовых взрывах величина q_0 может определяться приблизительно по формуле $q_0 = 0,00027 \gamma_r$, где γ_r — объемный вес грунта, кН/м³.

Заряды обычно располагают в два ряда. Первый ряд зарядов (вспомогательный) взрывается раньше основного ряда, создавая поверхность заданной формы, что обеспечивает лучшую направленность действия основного ряда.

При установлении высоты заложения заряда следует учитывать воздействие взрыва на массив за пределами действия взрыва. Глубину заложения заряда рекомендуется принимать к высоте массива обрушения равной $0,7 \div 0,9$, что обеспечивает равномерное дробление породы.

Массовый взрыв ВВ может вызвать значительную сейсмическую волну.

Степень повреждения зданий и сооружений сейсмической волной по данным М. А. Садовского зависит от максимальной скорости колебаний грунта. Скорость при колебаниях в зависимости от расстояния до центра заряда может быть определена согласно формуле

$$v = \lambda \left(\frac{Q^{1/3}}{R} \right)^v, \quad (15.25)$$

где R — расстояние до центра заряда; λ — опытный коэффициент, который в Медео был 420, а в Байпазе — 315; ν — показатель степени, который в Медео был 1,73, а в Байпазе — 1,8. Продолжительность колебаний меняется в зависимости от заряда и R от 6 с при $R=1000$ м до 22 с при $R=13\,000$ м.

По данным С. В. Медведева имеется соответствие между выражениями в баллах сейсмических колебаний и скоростями движения при колебаниях.

Интенсивность землетрясения, баллы	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10÷12
Скорость движения при сейсмических колебаниях	до 2,0	0,3÷ ÷0,6	0,6÷ ÷1,2	1,2÷ ÷2,5	2,5÷ ÷5	5÷10	10÷ ÷20	20÷ ÷40	40÷ ÷80	80

Для зданий опасно уже 6÷7 баллов. Для тоннелей по опыту Медео возможно допустить значительные скорости при колебаниях так как при скорости 80 см/с существенных повреждений в обделке обнаружено не было. При скорости 200—250 см/с наблюдались нарушения в обделке, которые потребовали ремонта. Полученные данные говорят о том, что проведение крупных взрывов вблизи подземных сооружений, видимо, возможно.

О зерновом составе плотности, коэффициенте фильтрации. Как уже отмечалось выше, основная трудность возведения плотины с помощью взрыва — создание противофильтрационного устройства. Необходимость и возможность создания того или иного противофильтрационного устройства во многом определяется зерновым составом навала, образованного взрывом. Зерновой состав навала зависит от трещиноватости породы. Рыхление скалы при взрыве происходит по трещинам, имеющим место в скале. Если известна трещиноватость, то можно прогнозировать зерновой состав. На рис. 15.43 приведены зерновые составы навалов, полученные при возведении различных плотин взрывным способом.

Как видно из рис. 15.43, полученные зерновые составы сравнительно близки. Исключение составляет лишь Байпазинская плотина, в зерновом составе которой мало мелких фракций. По их составу эта плотина исключения не составляет. В плотине в урочище Медео имеем значительное количество мелких фракций

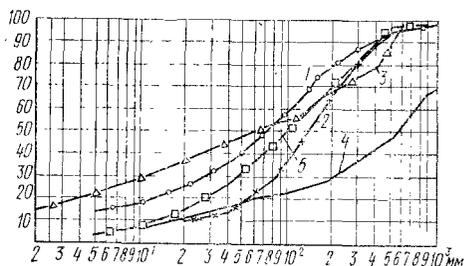


Рис. 15.43. Зерновые составы породы взрывных плотин:

1 — Бурлыкская; 2 — Курпсайская; 3 — Медео;
4 — Байпазинская; 5 — Палапская

($d \leq 5$ мм — 23%). Видимо, в этом случае вследствие мощности взрыва и при падении происходило значительное дополнительное дробление материала: гранит — значительно более хрупкая порода, чем осадочные породы. Если имеется необходимость увеличить в

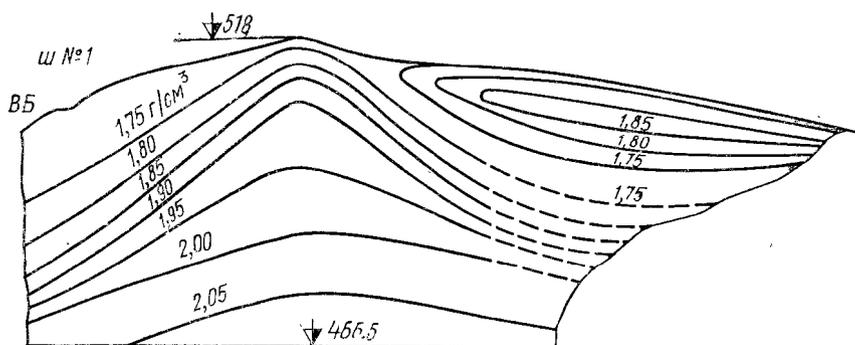


Рис. 15.44. Фрагмент центрального участка однородной плотины на реке Бур-
лыкья с линиями равных плотностей

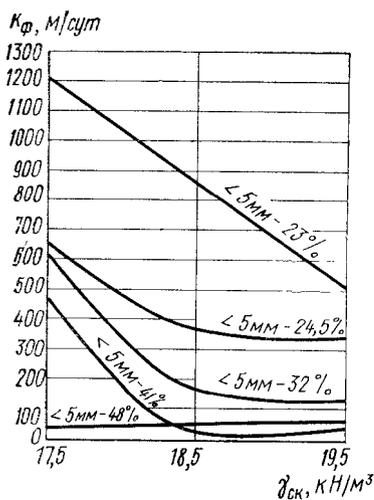


Рис. 15.45. Зависимость коэффициента фильтрации каменной отсыпки от содержания фракций более 5 мм

зерновом составе навала содержание мелких фракций, то создают дополнительно веерные заряды для дробления породы (рис. 15.42, д), что приводит к увеличению количества ВВ и увеличению объема буровых работ. Необходимость измельчения породы в центральной части плотины, к примеру, возникает, когда противофильтрационное устройство хотят выполнить в виде инъекционной диафрагмы.

Измельчение породы со стороны верхового откоса может потребоваться для облегчения его планировки, подбора и укладки фильтра при возведении плотины, с грунтовым экраном, возводимым после взрыва отсыпкой или только для планировки и укладки слоя подготовки при устройстве негрунтового экрана.

Увеличение дробимости породы также достигается применением уменьшенных интервалов замедления взрывания для лучшего взаимодействия зарядов.

Плотность навала обычно достаточно высокая. На плотине в урочище Медео она достигала на глубине 20 м от гребня $21,7 \text{ кН/м}^3$

(2,17 г/см³) (и дальше по глубине не менялась) и уменьшалась на глубине 6 м от гребня до 19,5 кН/м³ (1,95 г/см³).

На Байпазинской плотине была достигнута большая плотность навала (более равномерный зерновой состав) ~22,2 кН/м³.

Интересные исследования провел «Саогидропроект» по созданию взрывонабросных плотин, возведя опытную плотину на р. Бурлыкья. Распределение плотностей в этой плотине приведено на рис. 15.44. Из рис. 15.44 видно, что плотность равномерно нарастает от гребня к основанию, достигая сравнительно больших величин (20,5 и даже 21 кН/м³).

Исследования этой плотины показали, что проницаемость сооружения высока, и если пользоваться законом Дарси при ламинарной фильтрации, то k_f достигает значений от 500 до 2000 м/сут. Видимо, в теле навала следует пользоваться уравнением турбулентной фильтрации.

Оценки коэффициента фильтрации для материала навала в зависимости от количества частиц $d < 5$ мм приведена на рис. 15.45. Эти исследования были проведены «Саогидропроектом». На их основании можно заключить, что при содержании $d < 5$ мм в количестве, меньшем 24,5%, k_f резко начинает возрастать.

§ 15.6. ОСОБЕННОСТИ ПЛОТИН, ВОЗВОДИМЫХ В ТЯЖЕЛЫХ КЛИМАТИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ *

Тяжелыми климатическими условиями для возведения грунтовых плотин являются условия Крайнего Севера в зоне распространения вечной мерзлоты и отрицательными среднегодовыми температурами, а также районы с большим количеством дождливых дней в году, к примеру, 200 и более. Конструкции и технология строительства плотин в этих условиях имеют специфические особенности.

Конструкции плотин, возводимых на вечной мерзлоте. В СССР идет интенсивное освоение богатых природными ресурсами районов Севера и Сибири, в связи с чем строительству гидроузлов в этих районах распространения вечной мерзлоты уделяется большое внимание как источнику дешевой электроэнергии. Отсутствие дешевых транспортных средств во многих районах строительства из центральных районов страны заранее предопределяет максимальное использование местных материалов и в первую очередь грунтов при строительстве плотин.

Все плотины, строящиеся и построенные в условиях Крайнего Севера, можно разделить на две группы: плотины с мерзлотной завесой (нефильтрующие плотины); плотины без мерзлотной завесы (их часто называют тальми или фильтрующими).

Плотины с мерзлотной завесой чаще возводятся на нескальном льдонасыщенном основании, которое при оттаивании дает большую просадку и начинает сильно фильтровать. Оттаивание такого

* В этом параграфе использованы некоторые материалы, представленные П. А. Богословским.

основания происходит при наполнении водохранилища, которое становится очень мощным постоянно действующим источником тепла. Для того чтобы уменьшить отрицательное влияние водохранилища на основание, в плотине и основании устраивают мерзлотную завесу, которая предохраняет основание от оттаивания под ядром плотины. Промороженное ядро должно быть надежно сомкнуто с основанием, что достигается той же мерзлотной завесой.

Плотины без мерзлотной завесы строятся на скальном вечномерзлом основании, оттаивание которого не ведет к дополнительным осадкам и существенному повышению фильтрационного расхода.

Сезонное, месячное и т. д. колебание температуры окружающей среды вызывает изменения в положении изотерм в плотине, но даже если колебаний температуры внешней среды нет, то за счет начальных температурных отличий в плотине по сравнению с конечным температурным режимом потребуется время, чтобы процесс среднегодового изменения колебаний температуры в каждой точке сооружения прекратился.

Уравнение Фурье (см. гл. 4) для мерзлой зоны плотины имеет вид

$$C_M \frac{\partial T_M}{\partial t} = \lambda_M \left(\frac{\partial^2 T_M}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T_M}{\partial y^2} \right), \quad (15.26)$$

а для талой зоны плотины

$$C_T \frac{\partial T_T}{\partial t} = \lambda_T \left(\frac{\partial^2 T_T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T_T}{\partial y^2} \right), \quad (15.27)$$

где T_M и T_T — соответственно температура в мерзлой и талой зонах; t — время; $C_M, C_T, \lambda_M, \lambda_T$ — см. § 13.1.

На границе раздела фаз принимается условие Стефана $T_M = T_T = T_f$ — температура фазовых переходов (замерзание или оттаивание):

$$\lambda_M \frac{\partial T_M}{\partial n} - \lambda_T \frac{\partial T_T}{\partial n} = \pm \rho \gamma W \frac{ds}{dt}, \quad (15.28)$$

где ds/dt — скорость изменения площади мерзлой зоны, а n — нормаль к границе раздела фаз; ρ — скрытая теплота фазового перехода.

В качестве граничных условий для плотины без мерзлотной завесы при решении уравнений (15.26) и (15.27) задают: 1) на дне водохранилища и на откосе плотины (верхней границе ядра, если плотина с ядром) $T = T_B$ — месячные или сезонные среднегодовые температуры воды, осредненные по глубине; 2) на низовом откосе задается $T_{\text{воз}}$ — месячные (сезонные) среднегодовые температуры воздуха. Если плотина каменно-земляная, то вдоль низового откоса в первые годы эксплуатации плотин лучше задавать условие конвективного теплообмена с воздухом на поверхности низового откоса:

$$\lambda \frac{\partial T}{\partial n} = \alpha (T_{\text{воз}} - T), \quad (15.29)$$

где $\alpha = 20$ ккал/м²·ч·град (23,3 Вт/м²·К) — коэффициент конвективного теплообмена.

В основании плотины температура с глубиной повышается за счет геотермического градиента $\frac{\partial T}{\partial y} = -g$. Геотермический градиент $g = 0,03$ град/м.

Движение нулевой изотермы наблюдается в плотине в течение 10 ÷ 50 лет в зависимости от заложения откосов.

Стационарное положение изотермы ($t \rightarrow \infty$) в силу перерождения уравнения Фурье в уравнение Лапласа $\left(\frac{\partial T}{\partial t} = 0\right)$, когда левые части уравнений (15.26) и (15.27) становятся равными нулю, можно определить, используя метод ЭГДА.

В этом случае отношение сопротивлений электропроводной бумаги обратно пропорционально коэффициентам теплопроводности.

В силу того что мы имеем два уравнения (15.26) и (15.27) для талой и мерзлой зон грунта, решение с помощью ЭГДА возможно методом последовательных приближений: предварительно намечается предполагаемое положение нулевой изотермы; в талой и мерзлой зоне электропроводная бумага по сопротивлению выбирается обратно пропорциональной коэффициентам теплопроводности λ_T и λ_M каждого грунта; решается задача и устанавливается положение нулевой изотермы; клеится новая модель с новой границей талой и мерзлой зоны; снова решается задача, и так до тех пор, пока изменение положения нулевой изотермы при двух последовательных решениях не перестанет меняться на величину, заранее обусловленную и соизмеримую с масштабом модели. Для более грубого решения возможно осреднение $\lambda = \frac{\lambda_T + \lambda_M}{2}$. Это решение возможно

использовать также в качестве первого приближения.

Максимальную разницу температур на контуре плотины ($\Delta T_{\max} = T_{\min} - T_{\max}$) принимают за 100% (обычная разница $\Delta T_{\max} = 12 \div 20^\circ$). Граничные условия в вечномерзлом основании задаются в виде потенциала, соответствующего температуре на глубине $2H$ (H — высота плотины). Шина 100% устанавливается для однофазной плотины на откосе или на верхней границе ядра (если плотина каменно-земляная с ядром) и вдоль дна водохранилища; шина 0% устанавливается на низовом откосе и основании с низовой стороны. Связь между изотермой (T) и соответствующим потенциалом (x) выражается

$$x = \frac{T_{\min} - T}{\Delta T_{\max}} 100, \quad (15.30)$$

где T_{\min} — минимальная среднесезонная температура воздуха.

Стационарное положение нулевой изотермы каменно-земляной плотины с центральным ядром, установленное с помощью ЭГДА (рис. 15.46), обычно располагается близко к оси плотины, а в основании — параллельно контуру основания в ВБ.

В замкнутом виде получить решение совокупности уравнений (15.26), (15.27), (15.28) и (15.29) для случая галой плотины весьма сложно. Некоторые частные задачи решены П. А. Богословским *, И. С. Моисеевым, А. А. Цвидом. В настоящее время во многих организациях (ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, ВНИИ ВОДГЕО, Горьковский инженерно-строительный институт и др.) разрабатывают решения этих уравнений на ЭВМ.

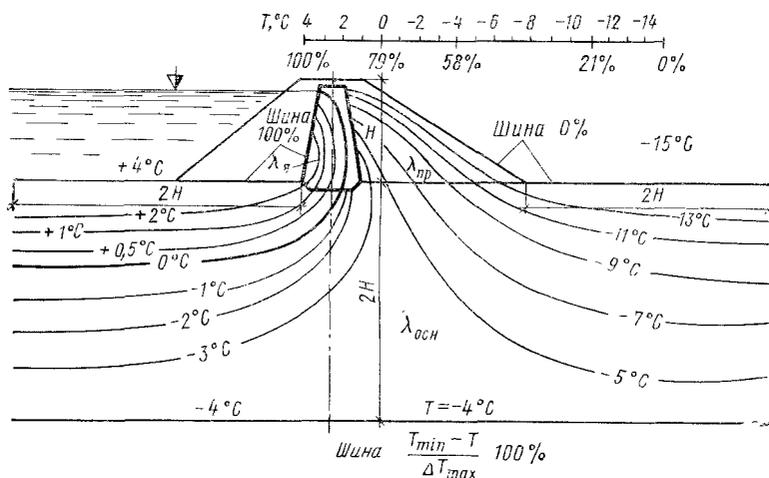


Рис. 15.46. Стационарное положение изотерм (возможная схема), полученных методом ЭГДА для разнородной по материалам плотины; $\lambda_{осн}$, $\lambda_{пр}$, $\lambda_{я}$ — теплопроводность основания, призмы и ядра плотины

Длительный морозный период затрудняет производство работ по укладке грунта в тело плотины. Особенно это касается глинистых грунтов, которые в некоторые зимние месяцы вообще укладывать не удастся. Поэтому более удобной становится плотина с экраном (рис. 15.47), так как позволяет отсыпывать отсыпку суглинка в период очень неблагоприятных климатических условий и сосредоточить внимание на отсыпку крупнозернистого материала. В летнее время можно форсировать укладку глинистого грунта.

Мерзлотная завеса должна быть по возможности удалена от источника тепла и мерзлотный экран должен быть очень массивным, что в свою очередь приводит к значительному завышению объемов работ по плотине в целом и экрану из глинистого грунта в частности. Обычно мерзлотные плотины выполняют с центральным ядром из галого маловодопроницаемого грунта, который уплотняется и

* Богословский П. А. Расчет многолетних изменений температуры земляных плотин, основанных на толще мерзлых грунтов. — Тр. Горьк. инж.-стр. ин-та им. В. П. Чкалова, 1957, с. 123—178, вып. 27.

промораживается. Для промораживания используют воздушную или жидкостную замораживающую систему (к примеру, используется керосин, фреон или рассол). Жидкостная система состоит из морозильных колонок, по которым циркулирует, к примеру, охлажденный до $-15 \div -25^\circ\text{C}$ 40% -ный раствор CaCl_2 или другая из перечисленных жидкостей. Колонка обычно состоит из двух труб — внутренней и внешней. Жидкость по внешней трубе подводится и по внутренней отводится. Вокруг колонки образуется цилиндр мерзлого грунта. Расстояние между колонками должно обеспечивать надежное смыкание цилиндров между собой. Толщина образуемой мерзлотной завесы должна быть достаточной, чтобы в летние периоды (2÷4 месяца) оттаивание было минимальным, так как в этот период движение жидкости прекращается.

Более прогрессивным является использование охлажденного воздуха в качестве носителя холода. В этом случае во многом

устраняются недостатки жидкостной системы: необходимость строгого поддержания концентрации рассола, его частой замены, интенсивная коррозия труб, утечка рассола, сложность эксплуатации, дороговизна использования других жидкостей и т. д.

В случае воздушной системы охлажденный воздух в зимнее время засасывается вентилятором по внутренним трубам колонки и, охлаждая грунт, по межтрубному пространству уходит в воздухо-сборник.

В 1964 г. на р. Ирелях была построена плотина высотой 20 м с воздушной охлаждающей системой (рис. 15.48). Плотина возведена из талых укатанных суглинков с пригрузкой откосов песком, каменным креплением и термонизоляционным слоем. Основанием плотины служат мергелистые глины, доломиты, мергели. Аллювий, прикрывающий коренные породы, содержал линзы льда толщиной до 40 см. Воздушная установка состоит из 327 колонок глубиной от 8,5 до 25 м. Шаг между колонками 1,5 м. Вся система разбита на 7 самостоятельных секций. Диаметр труб достигал 140 мм. Производительность вентилятора в каждой из семи секций 13 тыс. $\text{м}^3/\text{ч}$. Толщина мерзлотной завесы достигала в 1966 г. 10 м. В летние периоды охлаждающая система, естественно, не работала. При эксплуатации этой системы выявились ее недостатки — закупорка труб льдом. Лед образовывался за счет конденсации и замораживания влаги воздуха.

Расчет времени замораживания грунта с помощью воздушной системы, как и прочие температурные расчеты, выполняется на основе решения уравнения Фурье (14.26) и (14.27).

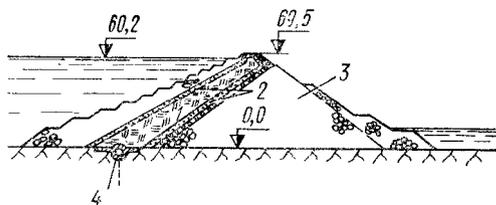


Рис. 15.47. Виллойская плотина:

1 — экран; 2 — переходные зоны; 3 — упорная призма; 4 — зуб с потерной

Решение этого уравнения получено А. А. Цвидом при следующих допущениях: T_1 — начальная температура замораживаемого грунта, одинаковая во всех точках массива; коэффициент теплопроводности материала λ (ккал/м·ч·град) не зависит от темпера-

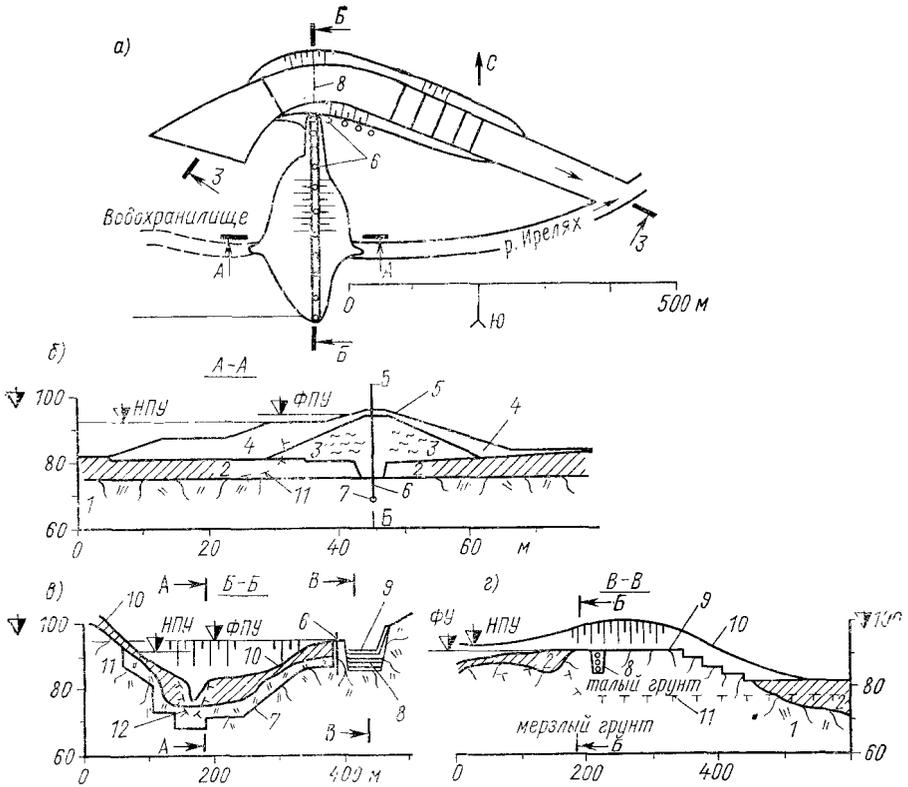


Рис. 15.48. Гидроузел на р. Иртыш:

a — план гидроузла; *b* — разрез А-А по плотине; *в* — продольный разрез В-В по оси плотины; *г* — продольный разрез В-В по оси водосброса; 1 — коренные породы: плотные глины, трещиноватые доломиты; мергели и известняки; 2 — ил, торф и суглинки с льдистостью до 60%; 3 — суглинистое ядро плотины; 4 — песчаная насыпь призм плотинки с креплением откосов камнем; 5 — слой мха с торфом для теплоизоляции ядра под гребнем плотины; 6 — ряд скважин — колонок для замораживания ядра плотины и для создания преграды из мерзлого грунта между плотиной и водосбросом; 7 — низ замораживающих скважин-колонок; 8 — горизонтальные замораживающие трубы под водосбросом в створе плотины; 9 — бетонное крепление дна, бортов и ступенчатых перепадов водосброса; 10 — естественная поверхность земли; 11 — граница мерзлого и талого грунта в период эксплуатации; 12 — естественная граница между мерзлым и талым грунтом в подрусловом талике

туры грунта и изменяется скачкообразно от λ_T до λ_M при переходе из талого состояния в мерзлое (см. § 13.1), поддерживаемая температура мерзлого грунта T_2 постоянна в течение зимнего периода; температура заморзания принята равной 0; фильтрация в промораживаемом грунте отсутствует; все тепло от охлаждения мерзлого и талого грунтов сосредоточивается на границе промерзания, где

выделяется его основное количество (70÷80%) при промораживании

$$t_3 = \frac{\omega Q + T_1 C_T - 1/3 T_2 C_M}{-4T_2 \lambda_M} \left(2R_2^2 \ln \frac{R_2}{r} - 2R_1^2 \ln \frac{R_1}{r} - R_2^2 + R_1^2 \right), \quad (15.31)$$

где ω — объемная влажность в долях единицы; C_T , C_M — теплоемкость талого и мерзлого грунта с учетом влажности; ρ — скрытая теплота льдообразования ($\rho = 80\,000$ ккал/м³); R_1 и R_2 — радиусы цилиндра в начале и конце замораживания; r — радиус внешней трубы колонки; t_3 — время замораживания.

На основании (15.31), задавая шаг между колонками, теплофизическими характеристиками грунта, температурой талого и мерзлого грунта, которую мы хотим достичь, можем определить необходимое время промерзания. Естественно, что T_2 должно быть несколько выше средней зимней температуры. Если время t_3 окажется больше длительности зимнего периода, то колонки необходимо сблизить (R_2 — уменьшить).

В летний период времени колонки закрываются, но прогрев за счет высокой температуры окружающего воздуха и воды идет, и замороженный грунт начинает оттаивать.

Время оттаивания завесы до размера R_2 можно определить по зависимости

$$t_4 = \frac{\omega Q - 1/3 T_2 C_M}{4T_1 \lambda_T} \left(2R_2^2 \ln \frac{x_2}{R_2} - 2R_1^2 \ln \frac{x_2}{R_1} + R_2^2 - R_1^2 \right), \quad (15.32)$$

где x_2 , по Х. Р. Хакимову, равно $(4,5 \div 5,5) R_2$; T_1 и T_2 — соответственно температура оттаившего и мерзлого грунта; R_1 , R_2 — соответственно радиус колонки оттаявшей и мерзлой.

При решении задачи задаемся минимально допустимой толщиной колонки к концу летнего периода (до установления устойчивых морозов, когда начнет работать система) и определяем время оттаивания; если оно больше летнего периода, то решение надежно, в противном случае необходимо улучшать внешнюю изоляцию плотины, увеличивать толщину завесы в зимний период и т. д.

Производительность замораживающей системы в пересчете на одну колонку равна

$$Q = q\Omega = VC\gamma\Delta T, \quad (15.33)$$

где q — количество тепла, отводимое колонкой от 1 м² поверхности массива в 1 ч; Ω — площадь поверхности замораживания массива на одну колонку, м²; V — объем воздуха, проходящего за 1 ч через колонку (м³/ч); $C\gamma$ — объемная теплоемкость воздуха, ккал/м³град; ΔT — средний по высоте колонки перепад температуры, град ($9 \div 11^\circ$).

При проектировании грунтовых плотин необходимо стремиться к отсутствию образования нависания мерзлого грунта над талой зоной.

В нефилтрующих плотинах (с мерзлотной завесой) также следует стремиться, чтобы в каждом расчетном поперечном сечении

50% площади было заморожено, что обеспечивает надежность такой конструкции плотины.

В летний период времени необходимо стремиться к защите плотины от прогревания со стороны низового откоса и гребня устройством, к примеру, деревянных настилов (навесов) или нужно строить ледяные галереи с покрытием слоем торфа, как это сделано на плотине для оз. Долгое у г. Норильска.

Водосбросы нефилтрующих плотин. К настоящему времени не выработаны конструкции водосбросов для оснований, теряющих несущую способность при оттаивании.

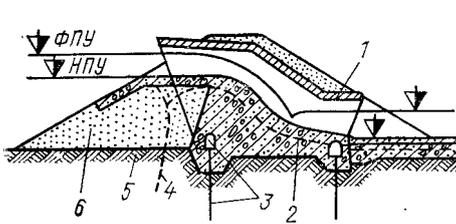


Рис. 15.49. Водосброс — в виде водосливной плотины, граничащей с земляной плотиной:

1 — навес над водосливом; 2 — зона переменного замерзания и оттаивания; 3 — галерея и ряд скважин-колонок для охлаждения; 4 — зона постоянного талого грунта; 5 — зона постоянной талого грунта; 6 — насыпь для теплоизоляции

Известны примеры разрушений водосбросов при таких основаниях. Даже те водосбросы, которые основываются на скале, оказались с дефектами. В частности, мерзлое скальное основание ступенчатого водосброса при плотине на р. Ирельях у г. Мирного оттаяло на большую глубину и вдоль этого талика идет фильтрация, которая крайне нежелательна для нефилтрующей плотины, примыкающей к водосбросу.

В водосбросе с открытым водосливом (рис. 15.49) в период его работы противофильтрационная преграда создается не только мерзлым грунтом, но и конструкцией самого водосброса (бетонное тело водосброса, шпунтовый ряд и др.), которая обычно расстраивается под влиянием температурных деформаций и пропускает воду, что ведет к дальнейшему увеличению фильтрации. Возможно, что сифонные водосбросы дадут некоторую возможность выполнить под ними противофильтрационную преграду из мерзлого грунта и тем обеспечить водонепроницаемость, но их эксплуатация в условиях Севера требует специальных исследований.

Температурный режим водосбросов с открытым водосливом ухудшается потому, что такой водосброс нагревался больше, чем глухая плотина. Для защиты от этого вредного нагрева следует применять следующие меры:

а) для уменьшения нагрева от воды водохранилища: устройство сифонных водосбросов; если же потребуется открытый водосброс, то его следует устраивать без затворов; эксплуатация такого водослива должна проводиться только при пропуске катастрофического паводка, для чего кроме водослива следует иметь сифонный водосброс, через него должны пропускаться сравнительно небольшие расходы; создание теплоизоляции между мерзлым основанием водосброса и водой водохранилища; в качестве такой теплоизоляции может служить отсыпка грунта перед порогом водосброса;

б) для защиты от лучистого нагрева летом и отепляющего действия снежного покрова зимой: устройство перекрытия над водосливом;

в) для дополнительного охлаждения: устройство внутри водосброса и его основания галерей, колодцев, скважин и др. для подачи холодного воздуха зимой, а в некоторых случаях и для охлаждения летом при помощи холодильных машин;

г) для защиты от нагрева с нижнего бьефа: отказ от устройства в нижнем бьефе вблизи водосброса водоемов в виде водобойных колодцев, воронок размыва, отводящих русел и др., а в случае их наличия предусматривать их опорожнение после пропуска паводка; устройство отвода воды от водосбросов по возможности в виде лотков на стойках-сваях или на насыпях; избежание устройства выемок с откосами, остающимися открытыми на период эксплуатации, так как эти выемки вскрывают льды, имеющиеся в грунте, и способствуют их таянию и порче откосов, если такие выемки неизбежны, то откосы их должны быть защищены от разрушения морозостойким бетоном.

Перечисленными мерами необходимо обеспечить отсутствие фильтрации у водосброса и для достижения этой цели стабилизация температурного режима имеет важное значение.

Технологические особенности строительства плотин в суровых климатических условиях. В настоящее время в СССР плотины в суровых климатических условиях строят в течение всего года. В США, Канаде, Швеции их строят в основном в летний период. Необходимость укладки грунта в тело плотины при низкой температуре воздуха (-25°C и ниже) накладывает на технологию строительства много ограничений и в первую очередь это касается глинистого грунта для противофильтрационного элемента плотины. Карьеры глинистого грунта зимой проморожены. Разработка технологии их оттаивания и подсушки по опыту строительства Виллойской плотины* не увенчалась успехом. Была разработана более приемлемая технология, которая сводится к разработке карьера в летнее время и складированию грунта в бурты объемом ~ 200 тыс. м^3 , высотой $16 \div 18$ м при ширине гребня $30 \div 40$ м (большой объем бурта предохраняет основную массу грунта от промерзания); использованию химических методов защиты от промерзания путем засоления хлористым натрием или хлористым кальцием (температура замерзания грунта за счет засоления может быть понижена до $-7 \div -8^{\circ}\text{C}$) верхней части бурта на месте, а грунта периферийных зон в карьере из расчета $20 \div 30$ $\text{кг}/\text{м}^2$ и отсылке засоленного грунта на откос слоем $2 \div 3$ м; покрытие всей поверхности бурта пенольдом толщиной 0,5 м, что уменьшает глубину промерзания на 1 м; электропрогреву бурта при его разработке в зимнее время.

Все эти технологические мероприятия позволяли иметь в течение зимы талый глинистый грунт для укладки в тело плотины.

* Зимняя укладка связанных грунтов на Крайнем Севере/Батенчук Е. Н., Биянов Г. Ф., Торопов А. Н., Мызников Ю. Н. М., 1968.

Чтобы грунт не проморозился при транспортировке его от бурта к плотине, кузова оборудовались устройствами для их прогрева выхлопными газами, а сверху грунт накрывали брезентовыми покрывалами.

Перед укладкой очередного слоя грунта поверхность ранее уложенного слоя очищается от камней и смерзшихся комков грунта, снега и льда. Грунт поверхностного слоя прогревается и поливается соляным раствором.

На Вилюйской плотине для прогрева использовались турбореактивные двигатели, смонтированные на шасси трактора. Струя газа при температуре $300 \div 500^\circ \text{C}$ в течение нескольких минут очищает $400 \div 700 \text{ м}^2$ поверхности карты и прогревает грунт до $5 \div 10^\circ \text{C}$.

Главное требование технологии возведения — непрерывность производства работ, так как это требование в основном защищает грунт от промерзания при разработке бурта и на карте отсыпки. Хранение грунта для зимней отсыпки в буртах имеет и другие положительные стороны: выравнивание зернового состава при вертикальной разработке бурта, выравнивание влажности и т. д.

Изложенная технология может облегчаться, если есть возможность использовать для создания противофильтрационного элемента более «тощие» грунты — супеси или мелкозернистые или разнородные с маленьким коэффициентом фильтрации пески. Пригодность песков устанавливается фильтрационным расчетом и на основе технико-экономического сопоставления вариантов с учетом потерь воды на фильтрацию (при строительстве фильтрующей плотины).

Крупнообломочные материалы укладываются в тело плотины обычно без увлажнения и без уплотнения, что приводит к увеличению деформируемости и уменьшению параметров прочности (к примеру, угла внутреннего трения или угла сдвига). Шведские инженеры рекомендуют укладывать в зимнее время каменный материал в упорные призмы не ближе чем на расстоянии $5 \div 10 \text{ м}$ от переходных зон, но эти рекомендации могут быть выполнены только в случае, если плотина с экраном, и укладывается он только в теплое время года.

При отсыпке каменного материала снег и лед должны удаляться.

Особенности строительства грунтовых плотин в дождливых условиях. Глинистый грунт в переувлажненном состоянии плотины укладывать в тело затруднительно, поэтому если дождливый период имеет ограниченное число дней, то на этот период укладку глинистого грунта останавливают. Если дождливый период значителен, то удобнее возводить плотину с экраном, так как в этот период можно отсыпать упорные призмы, а в сухой период года усиленно досыпать экран. Возможны и другие решения: а) устройство противофильтрационной диафрагмы или экрана из негрунтовых материалов; б) создание противофильтрационного устройства из пес-

чанных или гравелисто-песчаных грунтов; в) создание «шатра» над ядром.

В случае б) следует тщательно оценить фильтрационные потери из водохранилища и принимать решение об использовании грунтов с повышенным коэффициентом фильтрации. Снижение влажности глинистого грунта возможно и с использованием сушильных барабанов.

§ 15.7. ВЫБОР ТИПА ГРУНТОВОЙ ПЛОТИНЫ

Выбор типа плотины из грунтовых материалов — наиболее ответственное решение при проектировании гидроузла и должно приниматься на основе технико-экономического сопоставления вариантов всего гидроузла с учетом эффекта от сроков ввода сооружений в эксплуатацию.

На выбор типа плотины с учетом производства работ влияет:

наличие тех или иных грунтовых материалов в специальных карьерах и возможность использования грунтов из полезных выемок; климатические условия в районе строительства; геологические условия в основании и бортах; назначение плотины и ее высота; топографические условия в створе; транспортные условия района строительства; гидрологические условия; квалификация и технические возможности строительной организации; сроки строительства гидроузла; емкость водохранилища.

Все перечисленные факторы влияют различным образом на решение при выборе типа плотины, но каждый из них в тех или иных условиях может стать определяющим.

Тщательная разведка карьеров при изысканиях — важнейший залог успеха при выборе типа плотины. Свойства грунтов в карьерах, расстояние карьеров от створа плотины во многом определяют тип плотины. Карьеры мелкозернистых грунтов, которые могут использоваться для тела плотины или противофильтрационных элементов, исследуются с точки зрения их объемов, прочностных и фильтрационных свойств, однородности зернового состава. При возможности выбора предпочтение следует отдавать более «тощим» грунтам и однородным по составу карьерам. При строительстве высоких и сверхвысоких каменно-земляных плотин предпочтение обычно отдают мелкозернистым грунтам с включениями крупнообломочных грунтов — материалы конуса выноса, морена, как менее деформируемым, более прочным и удобоукладываемым, хотя они часто требуют дополнительных технологических операций по осреднению зернового состава и отбору крупных (обычно более 200÷300 мм) фракций.

При строительстве низких и средней высоты плотин часто предпочтение отдают песчаным и песчано-гравелистым грунтам, так как появляется возможность использовать средства гидромеханизации. В этом случае возводят чаще всего однородные плотины или плотины с ядром, которое образуется при фракционировании в процессе намыва. При отсутствии на месте строительства пригодных

мелкозернистых грунтов для противofильтрационного элемента тела плотины, последний может выполняться из негрунтовых материалов.

Глины — наименее приемлемый материал для тела или противofильтрационного элемента плотины.

Для упорных призм наиболее предпочтительным являются щеленистые, гравийные и гравийно-галечниковые грунты. Горная масса, получаемая при взрыве скалы, также очень часто используется для тела упорных призм. Полускальные грунты при их использовании в тело плотины требуют тщательных исследований выветриваемости под влиянием воды и колебаний температуры. Эти грунты менее приемлемы для тела плотины, хотя тенденции к их использованию в настоящее время имеются.

Климатические условия во многом диктуют выбор типа плотины и выбор грунтов.

В условиях Крайнего Севера, в районах с большим количеством дождливых дней предпочтение отдают плотинам однородным или с экраном, а иногда и с диафрагмой. Выбор мелкозернистых грунтов играет в этом случае первостепенное значение. Предпочтение отдают более «тощим» грунтам. В зависимости от назначения гидроузла могут приниматься определяющие решения. Если плотина, к примеру, создает водохранилище для водоснабжения, а забор воды осуществляется из нижнего бьефа, то для тела однородной плотины или для противofильтрационного устройства могут выбираться песчаные грунты.

Если плотина создается для энергетики и песчаные грунты предпочтительны из климатических условий створа, то необходимо провести технико-экономическое сопоставление вариантов с учетом ущерба от потери воды на фильтрацию. В этом случае определяющим может стать емкость водохранилища и среднегодовой расход. При больших расходах и большой емкости водохранилища (более 1 км³) песок может оказаться наиболее приемлемым материалом.

Скальное основание создает предпосылки для строительства каменно-земляных и каменных плотин. На сжимаемых основаниях более целесообразны земляные плотины, хотя примеры строительства каменно-земляных плотин в подобных условиях имеются.

Назначение плотины также может во многом влиять на решение при выборе типа плотины. Выше уже рассматривались некоторые примеры такого влияния. Если плотина специального назначения (шламохранилище или хвостохранилище), то охрана окружающей среды становится часто определяющей. Для того чтобы не было распространения веществ, вредных для растений, животного мира или человека, часто необходимо выполнять экраны или ядра из жирных глинистых грунтов, как очень малопроницаемых, хотя это сложно и дорого с точки зрения их укладки. Часто экранируют даже ложе шламонакопителя или хвостохранилища, а если этого недостаточно, то дополнительно или вместо глины укладываются негрунтовые материалы.

В случае если плотина строится для защиты от селей, она вообще может не иметь противofiltrационного устройства, а топография в этом случае может predeterminedить метод возведения плотины: отсыпка или строительство взрывом на выброс или сброс.

Топография может стать определяющей при выборе типа плотины, которые строятся и для других целей (энергетика, водоснабжение и т. д.). Если топографические и другие природные условия позволяют экономично возвести плотину с помощью направленного взрыва, то тип плотины выбирают исходя из выбранного метода производства работ — плотина без противofiltrационного устройства, если это в соответствии с вышеизложенным возможно и экономически целесообразно, с экраном из грунтового или негрунтового материала, с инъекционной диафрагмой.

Даже если створ недостаточно экономически выгоден для устройства плотины направленным взрывом, но недоступен с точки зрения строительства дорог, то предпочтение отдают плотине, которую можно возвести взрывным методом.

Связь района строительства с промышленно развитыми районами страны постоянным водным транспортом или железной дорогой или в районе строительства имеется возможность получить сравнительно дешевый материал для негрунтового противofiltrационного устройства (шпунт, цемент, асфальт и т. д.) — все это позволяет рассматривать в качестве вполне конкурирующего варианта плотину с негрунтовым противofiltrационным устройством. В противном случае такой тип плотины оказывается экономически невыгодным.

Немаловажную роль при выборе плотины играет квалификация работников будущей строительной организации, которой будет поручено строительство плотины, и ее техническое оснащение.

При наличии высококвалифицированной строительной организации, которая имеет богатый опыт строительства грунтовых плотин, практически нет ограничений при выборе типа плотины.

Если строительная организация не имеет опыта строительства грунтовых плотин по классу капитальности, близкой проектируемой, или вообще раньше не строила плотины, то необходимо стремиться к наиболее простым сооружениям — однородным земляным плотинам или каменно-земляным с более широким ядром и несколько более пологими откосами, чем это требуется согласно расчетам.

Сроки строительства гидроузла также могут продиктовать свои условия при выборе типа плотины. Если они сжаты, то следует идти на тип плотины, который, хотя экономически менее выгоден, но позволяет построить плотину в более короткий срок, используя высокопроизводительные методы производства работ — однородная плотина возводимая методами гидромеханизации при значительном удалении песчаных карьеров от створа, плотина каменно-земляная с экраном или инъекционной диафрагмой, возводимая направленным взрывом с дополнительным дроблением скальной породы при недостаточно выгодных для этой цели топографических условиях и т. д.

ПЛОТИНЫ ИЗ РАЗЛИЧНЫХ МАТЕРИАЛОВ

§ 16.1. ДЕРЕВЯННЫЕ ПЛОТИНЫ

Деревянными плотинами называют такие, в которых нагрузки от воды и другие воспринимаются в основном деревянными конструкциями, а устойчивость против сдвига обеспечивается закреплением этих конструкций в основании и загрузкой балластом в виде земли, камня и другими средствами (рис. 16.1).

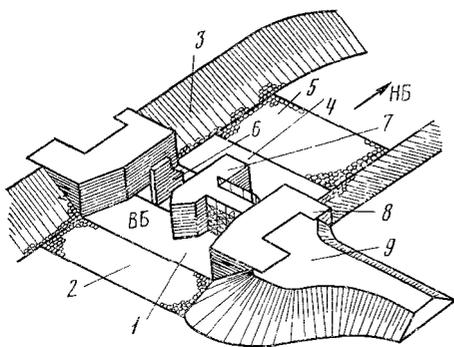


Рис. 16.1. Общий вид деревянной водосливной плотины:

- 1 — понур; 2 — глиняная подушка; 3 — водобой; 4 — слив; 5 — рисберма; 6 — контрфорс; 7 — бык; 8 — устой; 9 — земляная плотина

Деревянные плотины, как правило, устраивают водосбросными (водосливными); глухие деревянные плотины даже в лесистых местностях оказываются дороже земляных или каменно-набросных.

Деревянные плотины являются одним из старейших типов подпорных сооружений. В России их применяли уже несколько сот лет назад, выработался даже особый, знаменитый «русский» тип деревянных плотин, дошедший до наших дней. Особенно надо отметить плотины Вышневолоцкой, Тихвинской, Маринской судоводных систем, ставшие классическими.

После Великой Октябрьской социалистической революции в СССР появились новые конструкции деревянных плотин и отдельных их частей, начала применяться механизация работ при их постройке. Несколько крупных деревянных плотин построено на Беломорско-Балтийском канале, но с тех пор крупных сооружений из дерева уже не возводили.

Основным материалом, используемым в деревянном плотиностроении, является сосна, наиболее распространенная и достаточно стойкая в условиях переменной влажности порода. Дуб — наиболее прочная и стойкая против загнивания порода, но вследствие дороговизны используется лишь в особо ответственных частях сооружений.

Лесоматериал для деревянных плотин применяют обычно сырой, т. е. с влажностью более 23% и лишь в отдельных случаях, например для деревянных затворов, водонепроницаемых покрытий, употребляют лес полусухой (влажность 18÷23%). Это необходимо иметь в виду при расчетах, так как предел прочности сырого леса значительно ниже, чем полусухого и воздушно-сухого.

Положительными качествами дерева как материала являются: легкость обработки и простота конструкций, малая чувствительность к колебаниям температуры, в частности к морозу, и хорошая сопротивляемость размывающему действию воды (чистой).

Недостатками дерева являются: сильное влияние влажности на деформации дерева (усушка, коробление) и на прочность; трудность конструирования элементов, работающих на растяжение; истираемость наносами, льдом и особенно подверженность гниению и разрушению вредителями.

Наиболее подвержены загниванию части сооружения, находящиеся в состоянии переменного увлажнения, например в зоне колебания уровня воды, в увлажненном грунте и т. п.; части сооружения, постоянно находящиеся под водой, а также имеющие влажность менее 18% или более 65%, сохраняются неопределенно долгое время.

В целях борьбы с гниением деревянные конструкции в соответствующих местах пропитывают антисептиками, нерастворимыми в воде, например маслянистыми: креозотом, антраценом и др. Менее эффективны обмазки горячей смолой, креозотом с мазутом и т. п.

Срок надежной службы деревянных гидросооружений 10 ÷ 15 лет, но при соответствующих условиях эксплуатации (своевременный ремонт верхних частей сооружения) срок этот может быть значительно выше — 25 лет и более. На Урале и в других районах СССР до сих пор существуют и держат папор деревянные плотины, построенные более 200 лет назад. В южных районах страны срок службы плотин меньше, чем в северных.

§ 16.2. ФЛЮТБЕТЫ ДЕРЕВЯННЫХ ПЛОТИН

Свайные флютбеты. Свайный флютбет так называемого русского типа состоит из понура, водобоя, слива и рисбермы (рис. 16.2) и образуется рядами свай, забитых в грунт основания и перекрытых поверху деревянными полами, под которыми уложена загрузка (балласт). Свайный ростверк, т. е. брусья, связывающие сваи поверху и перекрытые полом, образует понурный пол, водобойный пол, порог водослива, воспринимающий горизонтальную нагрузку от воды на плотину. Балласт (засыпка грунтом) под полом служит для обеспечения водонепроницаемости понурной части, создания сопротивления водобоем против возможного всплывания от фильтрационного давления воды снизу и обеспечения сопротивления всего сооружения сдвигу. Подземный водонепроницаемый контур флютбета образуется обычно понуром, удлиняемым иногда за счет глиняной подушки впереди, водонепроницаемой загрузкой водобоя и шпунтовыми рядами: понурным, королевым, располагаемым в начале водобоя под линией затворов, и водобойным — в конце водобоя. Для снижения фильтрационного давления на водобой водобойный шпунт иногда заменяют свайным чостоколом, т. е. рядом свай, забитых вплотную друг к другу.

Королевый шпунт является основным и важнейшим в подземном контуре деревянной плотины, вторым по значению является понурный шпунт, остальные могут и отсутствовать.

Конструкции деревянных частей. Шпунтовые стенки или шпунты забивают между направляющими насадками, уложенными на маячных сваях. Понурный шпунт может быть дощатым (толщиной $8 \div 12$ см) или брусчатым (толщиной $18 \div 22$ см); королевый шпунт

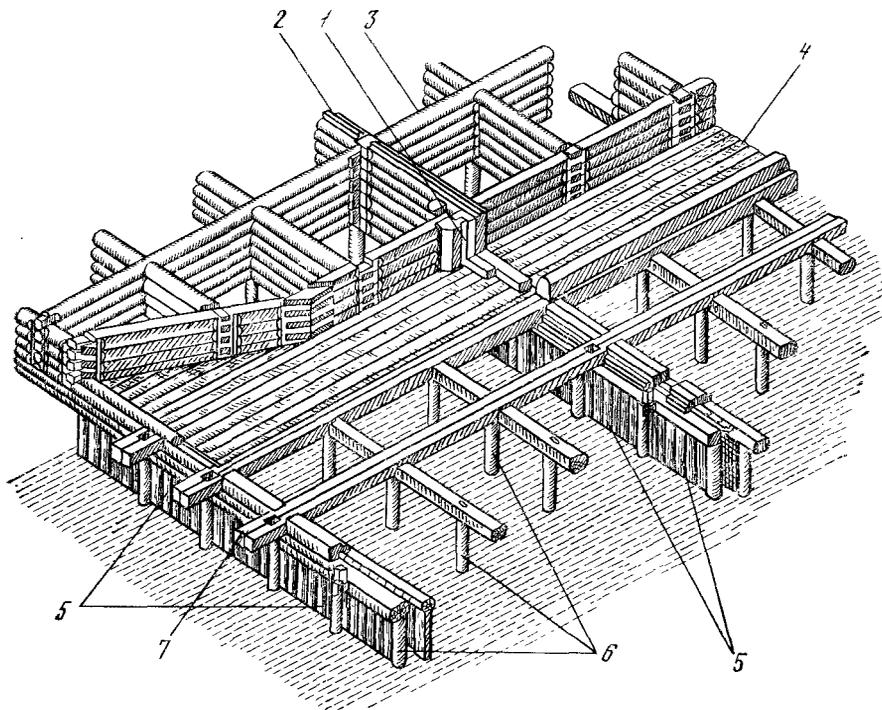


Рис. 16.2. Свайный флютбет:

1 — паз для щита; 2 — шпунтовый простенок; 3 — ряжевый береговой устой; 4 — пол водобоя; 5 — шпунтовые стенки; 6 — маячные сваи; 7 — связывающий продольный брус

всегда делают брусчатым, более надежным и допускающим более глубокую забивку, чем дощатый (последний ограничивается обычно глубиной 3 м).

Поверх шпунта нарубают гребень, на который насаживают для водонепроницаемости с прокладкой войлока шапочный брус из одного или двух бревен. В шапочных брусках выбирают четверти для укладки досок пола, которые прибивают гвоздями и иногда еще прижимают к шапочному брусу особым прижимным брусом.

Сваи понура и водобоя диаметром $20 \div 26$ см забивают правильными поперечными рядами, располагаемыми обычно через 2 м, при

расстояниях между сваями в ряду 1÷3 м в зависимости от расположения стоек для щитов.

По сваям в каждом ряду располагают на шипах насадки, укрепляемые расклиниванием шипа и с помощью стальных скоб. По насадкам укладывают как раз над сваями продольные брусья, одиночные или парные, связывающие свайный ростверк в целую систему, а затем пол из досок или пластин.

Понурный пол, который должен обладать водонепроницаемостью, выполняют из двух рядов полусухих досок толщиной 5÷10 см или пластин, соединяемых в четверть, с прокладкой между ними толя, ткани, пропитанной битумом, войлока и т. п., иногда с конопаткой швов, устраиваемых вразбежку, и заливкой смолой.

Водобойный пол или водобой должен воспринимать удары воды, падающей на него через затворы; устраивают его иногда так же, как и понурный пол, а чаще — проицаемым для воды; в этом случае выполняют его из двух рядов досок или пластин со швами вразбежку, а иногда из брусьев 18 см без всяких водонепроницаемых прокладок. Поверх продольных брусьев укладывают обычно упорные брусья, соединяемые косым или прямым зубом, а также болтами. Упорные брусья служат упором для стоек, на которые опираются плоские деревянные затворы, и передают горизонтальные усилия от затворов продольным брусьям и сваям ростверка.

Сливной пол, или слив, обычно делают из бревен диаметром 18 см, прибивая их к поперечным насадкам на сваях примерно на 0,5 м ниже водобойного пола.

В плотинах с напором 2÷3 м горизонтальные усилия от воды передаются сваям водобоя, сваи понура в этой работе не участвуют. При повышенных напорах (до 4÷6 м) сваи только водобоя таким усилиям оказывают недостаточное сопротивление, и для привлечения к этой работе также и свай понура устраивают продольные связующие брусья; последние врубают во все насадки поперечных свайных рядов и во все шпунтовые линии. Тип флютбета с таким продольным креплением показан на рис. 16.3. При устройстве понурного пола горизонтальным в одном уровне с водобойным полом протягивают верхний ряд досок понура под королевым брусом в пределы водобоя на несколько метров.

Заполнение подполья флютбета. Под понурным полом в целях водонепроницаемости набивают пластичную глину или суглинок, трамбуя их тонкими слоями. Во избежание фильтрации по контакту пола и глиняной загрузки под полом по сваям устанавливают поперечные горизонтальные доски, поставленные на ребро.

Под водобойным полом загрузка может быть водонепроницаемой, и тогда расчетный путь фильтрации заканчивается в конце водобоя, или проницаемой, если путь фильтрации считают возможным закончить за королевым шпунтом. Водонепроницаемую загрузку делают аналогично загрузке понура с той разницей, что для увеличения веса ее против всплывания и во избежание пучения, если водобой обнажается зимой из-под воды, применяют глинобетон в виде трамбованной смеси глины с песком и гравием, камнем.

Водонепроницаемую загрузку под водобоем (в новейших плотинах) не доводят до самого пола, так как она под действием поверхностного потока может выноситься через щели пола; для защиты от этого на глиняной загрузке под полом укладывают обратный фильтр (или по крайней мере слой щебня).

Если загрузку водобоя выполняют водонепроницаемой, то она ничем не отличается от загрузки слива и представляет собой каменную наброску на слое грубого обратного фильтра.

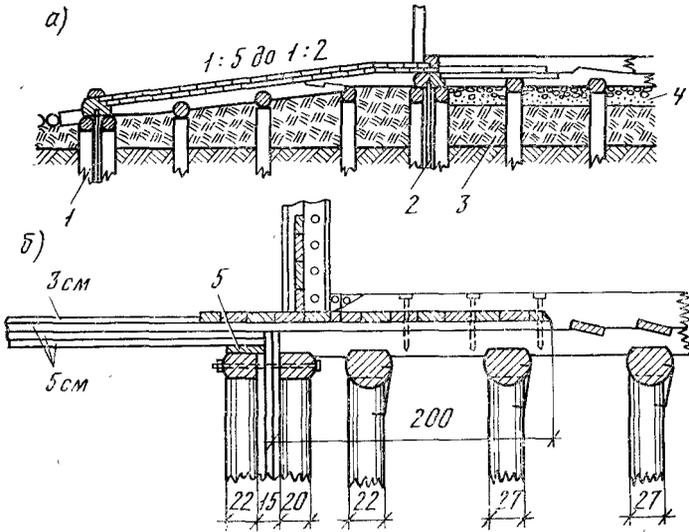


Рис. 16.3. Связь свай и пола понура с водобоем:

a — продольными связующими брусками; *b* — понурный пол, связанный с водобоем; 1 — понурный шпунт; 2 — корольевый шпунт; 3 — глина; 4 — обратный фильтр; 5 — войлок

Гашение энергии воды, переливающейся через плотину. За деревянной плотиной малых напоров обычно устраивают крепление — рисберму в виде пригруженных камнем фашинных тюфяков или отсыпью камня в клетках; при повышенных напорах устраивают водобойные стенки из бревен, прикрепленных к сваям, или гасители в виде свай, концы которых выступают над уровнем каменной наброски.

Соотношение длин отдельных частей флютбета, выработанное практикой, обычно такое: глиняная подушка перед понуром может вообще отсутствовать или выполняться длиной от $0,5$ до $1,0 H$ (где H — напор на плотине); длина всего понура — $(1,5 \div 2) H$, а при водонепроницаемой загрузке водобоя — до $2,5 H$; длину водобоя выбирают по конструктивным условиям обычно $(2 \div 3) H$; длина слива и рисбермы — до $(3 \div 7) H$.

Фильтрационный расчет выполняют методами, приведенными в гл. 3.

Статические расчеты свайных флотбетов заключаются в проверке водобоя на возможность всплывания его и сдвига.

Неблагоприятным для водобоя является случай, когда фильтрационное давление воды на него снизу при полном напоре и низком положении уровня воды нижнего бьефа стремится приподнять взвешенную в воде глиняную нагрузку водобоя с обратным фильтром на ней (рис. 16.4); если же вес загрузки окажется недостаточным, то водобойный пол может быть оторван от свай или всплыть вместе со сваями, выдернутыми из грунта основания.

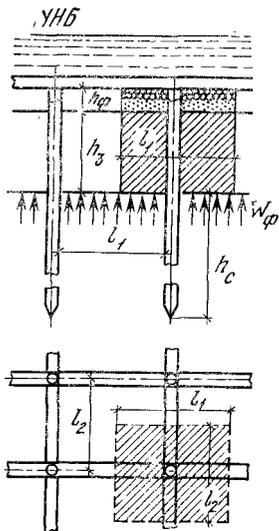


Рис. 16.4. Схема к расчету водобоя на всплывание

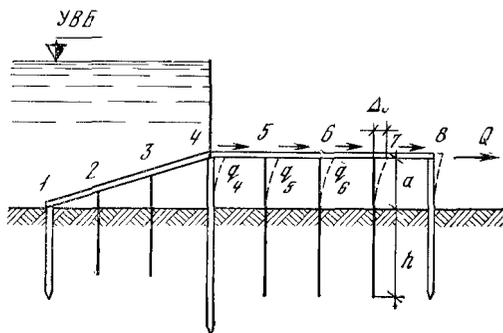


Рис. 16.5. Схема к расчету свайного флотбета на сдвигающие силы

Проверка устойчивости водобоя на всплывание заключается в определении коэффициента запаса k_B по формуле

$$k_B = \frac{(\gamma_3 h_3 + \gamma_{\phi} h_{\phi}) l_1 l_2 + \pi d h_c F}{W_{\phi} l_1 l_2}, \quad (16.1)$$

где W_{ϕ} — фильтрационное давление на участок водобойной подушки шириной l_1 и длиной l_2 , где l_1 и l_2 — расстояния между сваями в продольном и поперечных рядах (рис. 16.4); γ_3 и γ_{ϕ} — объемные веса загрузки соответственно водобоя и обратного фильтра на ней, взвешенных в воде; d — диаметр свай; h_c — глубина забивки свай; F — сила трения грунта по поверхности свай, развиваемая при ее выдергивании; для песков ее принимают равной $3 \div 6$ т/м², для супесей и рыхлых песков — $1 \div 2$ т/м², для ила — $0 \div 0,5$ т/м² (СНиП II-Б.5—62). Коэффициент запаса k_B должен быть не менее $1,3 \div 1,5$.

Проверка устойчивости на сдвиг горизонтальным давлением (Q) воды. Это давление на затворы, стойки и наклонный пол понура передается на участке плотины длиной l_2 ,

в конечном счете сваям флютбета 2, 3, 5, 6, 7 и шпунтам 1, 4, 8 (рис. 16.5) — при наличии продольных связующих брусьев; при отсутствии продольных связей горизонтальная сила Q передается продольным брусьям водобоя только в точках 4, 5, 6, 7 и 8 водобоя, понур же в работе не участвует.

На участок плотины длиной l_2 (расстояние между продольными рядами свай водобоя) действует горизонтальная составляющая давления воды

$$Q = 0.5\gamma (H_1^2 - H_2^2) l_2, \quad (16.2)$$

где H_1 и H_2 — глубина воды соответственно в верхнем и нижнем бьефе.

Распределение силы Q между отдельными сваями (2, 3, 5, 6, 7) и шпунтами (1, 4, 8) представляет собой неопределенную задачу, поскольку соединение продольного связующего бруса со сваями и шпунтом выполняют плотничьими врубками, допускающими иногда заметные деформации. Приблизительно на практике принимают, что отклонения верхних концов свай и шпунтов Δl под действием силы Q одинаковы, а передаваемые на каждую сваю силы q пропорциональны площадям поперечных сечений свай ω и участков шпунтов толщиной δ по длине l_2 , т. е.

$$q_1 : q_2 : q_3 : \dots : q_n : q'_{\text{шп}} : q''_{\text{шп}} : q'''_{\text{шп}} = \omega_1 : \omega_2 : \omega_3 : \dots : \omega_n : \delta' l_2 : \delta'' l_2 : \delta''' l_2.$$

Учитывая, что $\Sigma q = Q$, можно получить усилия на отдельные сваи и шпунты

$$q_1 = \frac{Q}{\Sigma \omega} \omega_1; q_2 = \frac{Q}{\Sigma \omega} \omega_2; \dots; q'_{\text{шп}} = \frac{Q}{\Sigma \omega} \delta l_1. \quad (16.3)$$

Зная сечение сваи, шпунта и глубину h заделки их в грунт, можно определить предельные горизонтальные усилия для свай, шпунта и сопоставить с величинами по формуле (16.3). Эти предельные значения сил $q_{\text{пред}}$ вычисляются из условий прочности грунта (выворачивание свай) и прочности сваи (изгиб ее) согласно СНиП II-Б.5—62 по формуле $q_{\text{пред}} = m P_r$, где P_r — расчетное сопротивление, устанавливаемое в зависимости от допущенного горизонтального перемещения верха сваи Δ_r ; m — коэффициент условия работы, равный 0,9.

Величину P_r при $\Delta_r = 1$ см определяют по таблице СНиП II-Б.5—62, при $\Delta_r > 1$ см — опытным путем.

Упрощенный метод определения действующих на сваи сил состоит в предположении, что силу Q воспринимают лишь $2/3$ всех свай в ряду, т. е. число $q_{\text{max}} = 1,5(Q/n)$, где n — число всех свай в ряду.

Ряжевые и свайно-ряжевые флютбеты. Ряжевые флютбеты представляют собой бревенчатые или брусчатые срубы, заполненные балластом и покрытые сверху деревянным настилом. Их устраивают на скальных и нескальных основаниях, причем если последние недостаточно плотны и допускают забивку свай, ряжи ставят на сваи, и флютбет носит название свайно-ряжевого. Последний

устраивают вместо свайного и в тех случаях, когда высота порога превышает обычный предел для свайного флютбета — 1 м или несколько выше (при козловых сваях).

Свайно-ряжевый флютбет русского типа представлен на рис. 16.6; сваи и шпунт флютбета забивают так же, как и в свайном флютбете, но на уровне дна реки их срезают по горизонтальной плоскости и на них нарубают ряжи так, что пересечения ряжевых стен приходится как раз над сваями. Шпунты продолжают и внутри ряжей или наращивают шпунтовыми брусчатыми стенками и перекрывают шапочными брусьями. Заполнение клеток ряжей такое же, как и подполья свайных флютбетов; устройство полов аналогично в обоих случаях.

Ряжевый флютбет русского типа (рис. 16.7) отличается от свайно-ряжевого тем, что ряжи располагают непосредственно на грунте основания, не допускающем забивки свай; при этом шпунтованные стенки заглубляют в траншеи, забиваемые глиной или заанкеруют в бетонные зубья.

Статический расчет ряжевого флютбета при больших напорах сводят к проверке его устойчивости на сдвиг; при этом, поскольку флютбет находится обычно под водой, в расчет веса его принимают только загрузку, взвешенную в воде, так как вес дерева в воде близок к нулю или даже отрицателен.

При повышенных и высоких напорах (более 4÷5 м) ряжевые плотины являются наиболее надежным решением.

На рис. 16.8 приведены основные типы таких ряжевых флютбетов на скальных основаниях. Тип «а» экономичнее типа «б» (за счет пригрузки водой напорной грани), но на реках с сильным ледоходом при небольшой толщине переливающегося слоя воды возникает опасность его разрушения вследствие оседания и нагромождения льдин на гребне, повышения напора по этой причине и последующего прорыва ледяного затора. В плотинах типа «б» с вертикальной напорной гранью льдины ломаются при ударе о плотину и опасность заторов льда уменьшается. Следует отметить, что сливная грань может быть быстро разрушена льдом при наличии затопленного донного режима; в этих случаях надо добиться образования поверхностного режима сопряжения бьефов без поверхностного прыжка.

Для высоких напоров (до 15÷20 м) при скальных основаниях целесообразен тип флютбета наклонно-ряжевый, хотя и более сложный в выполнении, но позволяющий образовать криволинейную сливную грань и конструктивно более благоприятный, так как сила давления воды нормальна к венцам ряжей. Плотина такого типа (Шаваньская) построена на Беломорско-Балтийском канале.

Ряжевые флютбеты строят как из ряжей бревенчатых сплошной рубки, так и сквозного типа, из брусьев, соединяемых врубками или без врубок, прошиваемых нагелями или глухарями. Расход дерева в сквозных ряжах меньше, чем в сплошных, но металла больше; вместе с тем ряжи сплошной рубки отличаются большей жесткостью и водонепроницаемостью.

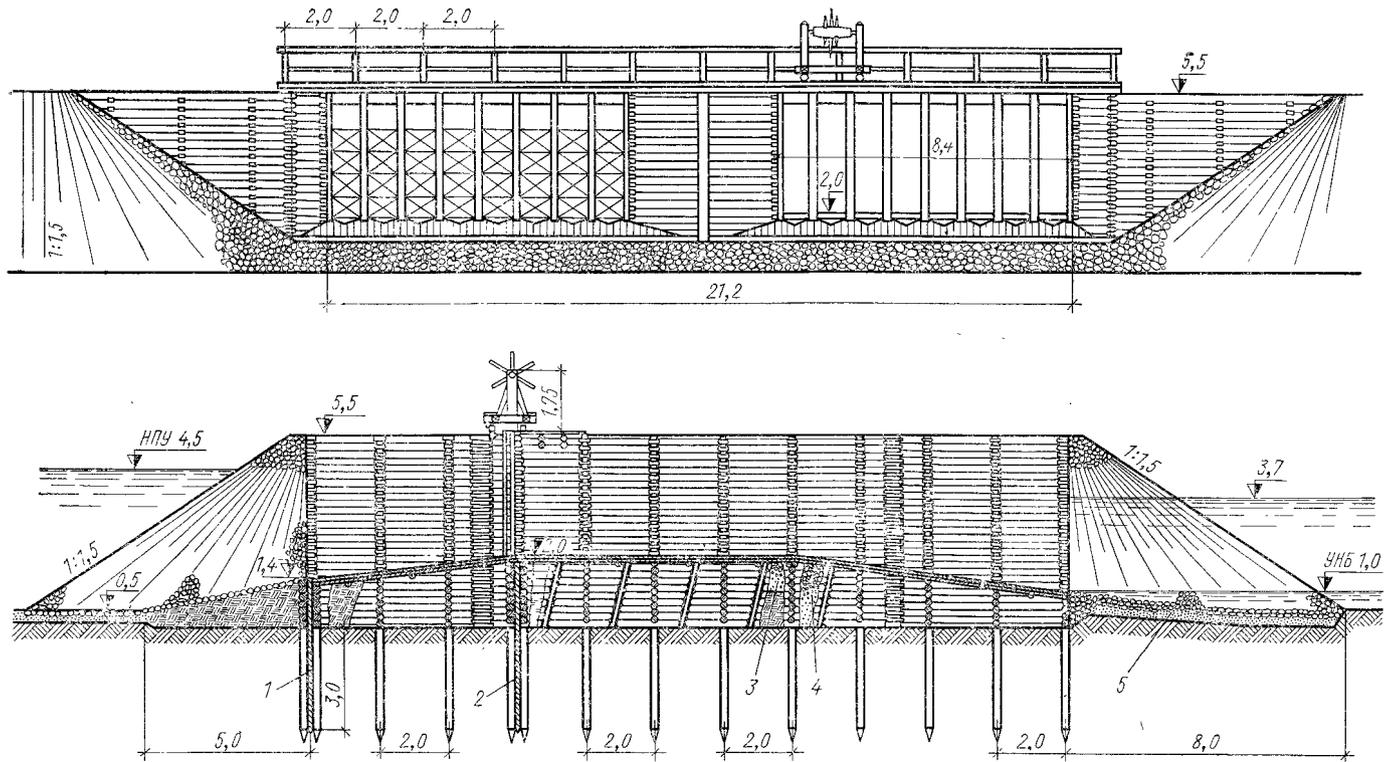


Рис. 16.6. Свайно-ряжевая плотина русского типа:

1 — понурный шпунт; 2 — королевый шпунт; 3 — обратный фильтр; 4 — загрузка камнем; 5 — подготовка из крупного песка

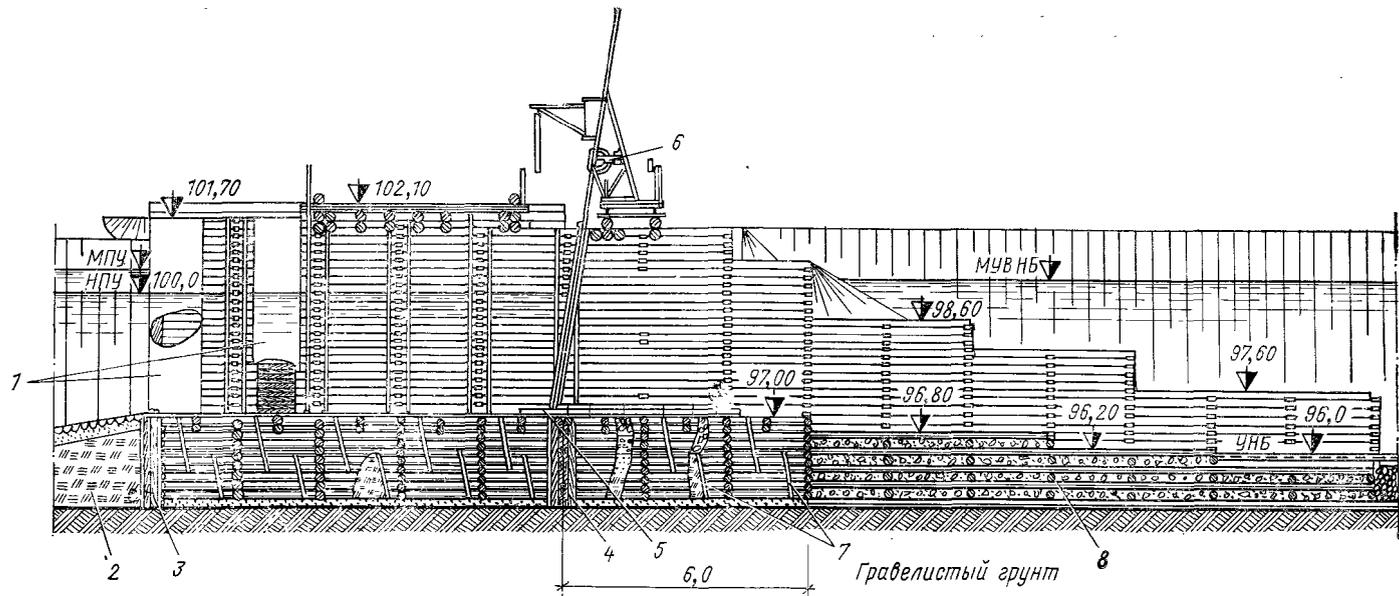


Рис. 16.7. Продольный разрез по плотине с ряжевым флютбетом:

1 — обшивка врубок листовой сталью; 2 — битумный мат; 3 — шпунтовая стенка; 4 — сжимы; 5 — направляющий треугольник; 6 — ручной передвижной реечный подъемник; 7 — шпонки; 8 — сквозные ряжи

Статический расчет ряжей. Ряжевые конструкции не являются монолитными, соединения их элементов нежесткие, изменяемые; загрузка ряжей балластом вносит еще одно осложнение в расчеты ряжей, и эти расчеты условны и приближенны.

Загрузка ряжа грунтом оказывает на его стенки боковое давление, под действием которого между грунтом и стенками возникает трение, вследствие чего часть веса загрузки передается на стенки ряжа.

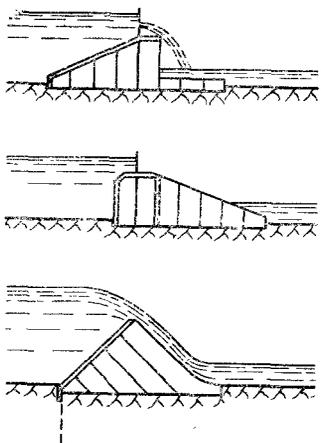


Рис. 16.8. Типы ряжевых флотбетов на скальном основании

Если ряж имеет размер клеток в плане и в свету $b_0 \times c_0$, с площадью $b_0 c_0 = \omega$ и периметром стен $u = 2(b_0 + c_0)$, высоту h , объемный вес засыпки $\gamma_{гр}$ и на засыпку действует еще сверху удельная нагрузка p_0 , то удельное давление на основание ряжа равно по формуле Янсена

$$p = \frac{\gamma_{гр} \omega}{ku} \left(1 - e^{-\frac{ku}{\omega} h} \right) + p_0 e^{-\frac{ku}{\omega} h}, \quad (16.4)$$

где k — опытный коэффициент, отражающий характер загрузки ряжа; значение коэффициента k принимают для каменной загрузки $0,16 \div 0,20$; песка $0,20 \div 0,26$; супеси $0,25 \div 0,30$ и глины $0,29 \div 0,35$; e — основание натуральных логарифмов.

Удельное давление от загрузки грунтом на основание квадратного ряжа может быть также определено через так называемый коэффициент передачи давления $n = (P - P_0) / P$.

$$P = \gamma_{гр} h (1 - n). \quad (16.5)$$

Используя график, приведенный на рис. 16.9, можно найти величину коэффициента передачи n в зависимости от геометрических размеров ряжа (h/a) и характера его загрузки (k).

Давление от загрузки на всю площадь основания ω равно $P_0 = p \omega$, вес же ее вместе с временной нагрузкой равен $P = (p_0 + \gamma_{гр} h) \omega$, следовательно, на стенки ряжа передается усилие

$$P_c = P - P_0 = (p_0 + \gamma_{гр} h - p) \omega. \quad (16.6)$$

В ряжах сквозных, брусчатых величина P_c от каменной загрузки больше определяемой по формуле (16.6) на величину до 20% вследствие частичного проиикания камней в зазоры между брусьями ряжевых стен.

Устойчивость ряжей на сдвиг определяют по общей формуле

(16.7), но учитывают, что на стенки ряжа действует сила P_c , а на дно P_0 :

$$Q \leq \frac{f_1 P_0 + f_2 (P_c + G_c)}{k_H}, \quad (16.7).$$

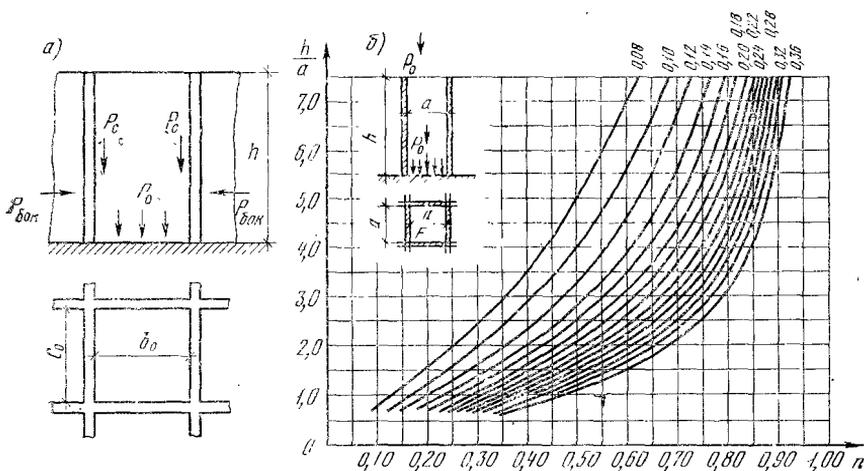


Рис. 16.9. Расчетная схема:
а — ряжевых плотин; б — график для определения коэффициента передачи

где f_1 и f_2 — расчетные коэффициенты трения по основанию соответственно грунта засыпки и дерева ряжей; G_c — вес стенок ряжа с приходящейся на них временной нагрузкой, при определении веса загрузки и стенок ряжей учитывается взвешивание их водой и сила G_c практически игнорируется; k_H — нормативный коэффициент надежности.

Напряжения в стенах ряжа определяют по формуле неравномерного сжатия. При этом принимают, что на остои или каркас ряжа действуют: горизонтальная сила Q (рис. 16.10), вертикальные силы P_c' , P_c'' , передающиеся каркасу от засыпки клеток и веса стен каркаса G_c . Обычно рассчитывают одну секцию ряжа по длине флютбета шириной b ; при этом работает горизонтальное сечение секции, имеющее форму, заштрихованную на рис. 16.10. Напряже-

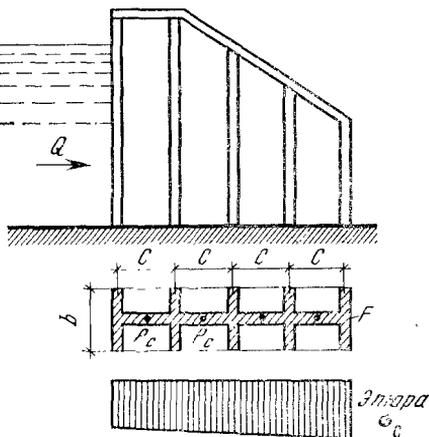


Рис. 16.10. Схема к расчету напряжений в стенках ряжа

ния в брусьях ряжа со сплошными стенками можно выразить формулой

$$\sigma_c = \frac{N}{F} \pm \frac{Mx}{J}. \quad (16.8)$$

В этой формуле $N = \Sigma P_c + G_c$; M — момент сил N и Q относительно центра инерции сечения секции ряжа (заштриховано на рис. 16.10); F — площадь ее сечения; J — момент инерции; x — расстояние от центра инерции до точки стенки, в которой определяется напряжение.

На величину σ_{\max} [в формуле (16.8) знак «+»] проверяют прочность дерева ряжа на смятие; последнее особенно опасно в сквозных ряжах, где брусья опираются друг о друга по площади F_1 только в местах их взаимного пересечения. В этом последнем случае напряжения будут равны:

$$\sigma'_c = \frac{F}{F_1} \sigma_c. \quad (16.9)$$

При каменной загрузке сквозного ряжа благодаря заклиниванию камней между брусьями в передаче напряжений будет участвовать еще около 20% площади F , т. е. напряжение будет равно

$$\sigma'_c = \frac{F}{F_1 + 0,2F} \sigma_c. \quad (16.10)$$

Контрфорсные флютбеты. Такие флютбеты устраивают для напоров до 5 ÷ 6 м обычно на скальных основаниях.

Контрфорсы бывают (см. ниже § 3) сквозными, подкосного типа и сплошными брусчатыми или бревенчатыми; ставят их на расстояние от 1,5 до 4 м друг от друга и закрепляют в скале при помощи закладных болтов или анкеров; для выравнивания скалы укладывают под контрфорсами бетонные подушки. По контрфорсам располагают прогоны, а по ним дощатый или сплошной брусчатый настил. Эти плотины не получили большого распространения.

§ 16.3. ОПОРЫ ДЛЯ ЗАТВОРОВ И УСТОИ ДЕРЕВЯННЫХ ПЛОТИН

Опорами для затворов водосливной деревянной плотины служат быки, контрфорсы и стойки (см. рис. 16.1).

Быки ставят на расстоянии от 7 ÷ 8 до 12 ÷ 13 м друг от друга; контрфорсы — на расстоянии 2 ÷ 6 м и стойки — на 1,0 ÷ 1,6 м друг от друга, что диктуется малыми размерами деревянных плоских затворов (щитов).

Быки чаще всего делают ряжевými и реже — из стоек, обшитых досками (стоечно-обшивные); иногда для большей долговечности плотины быки выполняют из бетона.

Ряжевые быки (рис. 16.11) обычно имеют ширину, равную двум ряжевым клеткам, толщина их 3,2 ÷ 6,0 м. Длину быков определяют по соображениям устойчивости их на сдвиг и по условиям размещения на плотине мостов. Напорная грань быка обычно заострена; стык стенок в острие прикрывают усовым брусом, прикрепленным стальными поковками к стенкам ряжа.

Стены быка являются продолжением вверх ряжевых стен флютбета, а в свайных флютбетах их располагают над продольными свайными рядами. Простенки в быке над шпунтовой линией флютбета делают водонепроницаемыми, из шпунтованных брусьев. Внутренность ряжа заполняют супесчаным или суглинистым грунтом (глины не более 30% во избежание пучения загрузки); клетки ряжа в зоне водобоя за шпунтовым простенком можно заполнять и камнем.

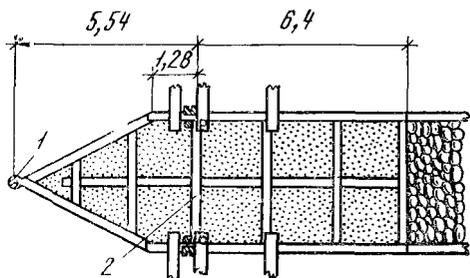


Рис. 16.11. Ряжевый бычок:

1 — усовый брус; 2 — шпунтовый простенок

Контрфорсы воспринимают значительные горизонтальные усилия от затворов и передают их упорному брусу флютбета.

Свайные контрфорсы представляют собой ряды высоких свай 1, забиваемых рядом со сваями флютбета 4 (рис. 16.12) и обжимаемых продольными брусьями 2 и парными подкосами 3. Подкосы делаются из бревен диаметром 20—24 см. Снаружи сваи контрфорса обшивают досками или пластинами 5.

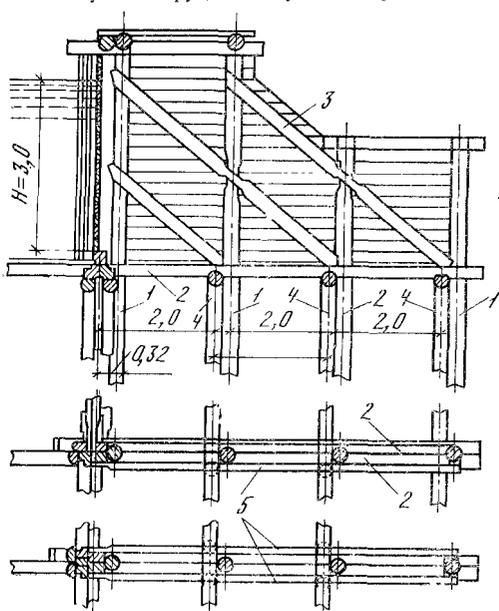


Рис. 16.12. Свайный контрфорс:

1 — высокие сваи; 2 — продольные брусья; 3 — парные подкосы; 4 — сваи флютбета; 5 — обшивка

Стойчные контрфорсы можно устраивать как на свайных, так и на ряжевых флютбетах; в них высокие сваи заменены стойками, врубаемыми в упорные брусья. Стойки и подкосы могут быть одиночными (рис. 16.14) и двойными (парными) — при значительных напорах. Поскольку

первая с напорной стороны стойка работает на вырывание и при больших напорах не может быть прочно закреплена внизу, иногда вводят обратный подкос (показан пунктиром на рис. 16.13).

Сплошные контрфорсы делают на свайном, ряжевом флютбетах и непосредственно на скальном основании. Они представляют собой брусчатые стенки, в которых брусья подвергаются сжатию или поперек, или вдоль волокон (брусья направлены вдоль действующего усилия).

Стойки разделяют отверстия между контрфорсами или быками на пролеты до 1—1,6 м, что позволяет перекрыть их простейшими деревянными плоскими затворами (щитами).

Постоянные стойки укрепляют снизу в поперечном брус (рис. 16.14), а через него в упорные брусья (см. рис. 16.3), вверху их прикрепляют к балкам служебного моста. При значительной высоте

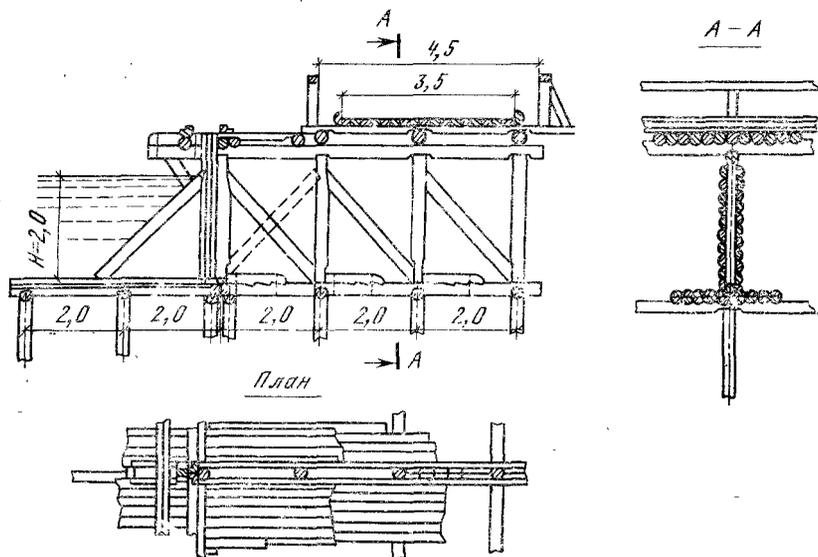


Рис. 16.13. Стоечный контрфорс

стойки ее подпирают (в точке на высоте $0,4 \div 0,5$ напора на пороге) подкосом, укрепляемым в верхнем конце дополнительной (подможной) стойкой.

Съемные стойки применяют, если необходимо, для пропуска льда через плотину; на время прохода паводка и льда их убирают и вновь устанавливают после ледохода, используя течение воды, в гнезда на полу флютбета, образуемые направляющими треугольниками (рис. 16.14), сделанными из брусьев, обшитых дощатым настилом. Внизу стойки эти упираются в поперечный брус, а вверху — в балку моста.

Устои деревянных плотин. По конструкции устои деревянных плотин, сопрягающие плотину с берегом или земляной плотиной, подразделяют на ряжевые и стоечно-обшивные.

Ряжевые устои по своей форме аналогичны устоям с обратными стенками. Шпунтовый королевый ряд флютбета продолжается и под устоями, переходя в пределах последних в поперечные шпунтованные простенки. Концы шпунтованного простенка, выходящие за ли-

цевую стенку устоя, служат опорой коренной стойки с пазом для закладки щитов. Если устой расположен на сваях, то понурная и водобойная загрузки флотбета заходят под устой, а обратный фильтр водобоя заканчивается в первой клетке устоя. Клетки ря-

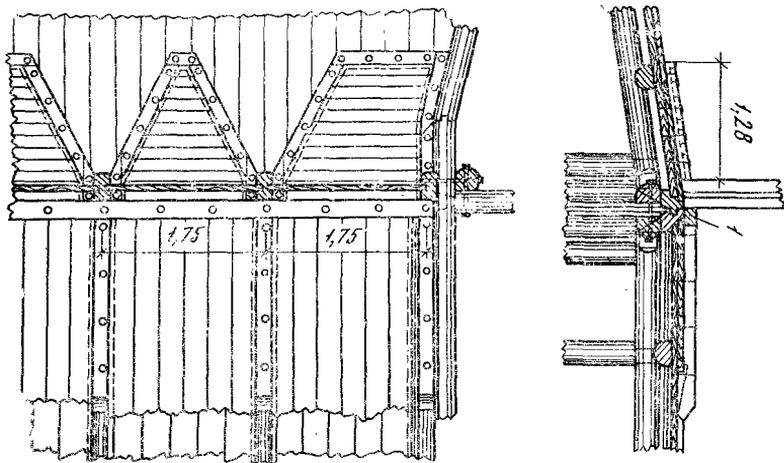


Рис. 16.14. Съемная стойка;
1 — поперечный брус

жей имеют размеры $1,6 \div 3,0$ м, чаще всего около 2 м. Заполняют их песчано-глинистым грунтом (глины не более 30%). Ряжи могут быть как сплошного, так и сквозного типа, но лицевые стенки должны быть сплошными.

Ряжевые устои — наиболее дорогие, так как для них требуется много дерева и земляных засыпок, но вместе с тем они наиболее надежны и их можно применять при самых тяжелых условиях работы плотин и при значительном напоре.

Стойечно-обшивные или свайно-обшивные устои образуются деревянными лицевыми стенками, состоящими из стоек или свай, обшитых досками или пластинами, за которыми делают земляную плотину.

Сваи или стойки располагают на расстоянии $1 \div 2$ м друг от друга. Обшивку за сваями-стойками делают из шпунтовых досок или пластин, соединяемых в четверть, чтобы предохранить вымыв грун-

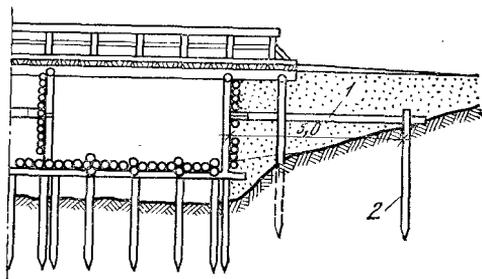


Рис. 16.15. Стойечно-обшивной устой:
1 — анкер; 2 — анкерная свая

та засыпки, а в понурной части обеспечить достаточную непроницаемость в отношении фильтрации. С лицевой стороны по сваям-стойкам иногда из гидравлических соображений делают облицовочную обшивку для защиты от ударов льда и т. п.

При высоте стенки 2÷4 м к верхней части свай прикрепляют анкерные схватки или тяги из брусьев 1, удерживаемые одиночными или козловыми анкерными сваями 2 (рис. 16.15).

Обшивные устои экономичнее ряжевых по расходу дерева, но стены их со временем деформируются и относительно недолговечны.

Мосты через плотину. Для подъема или опускания затворов на плотине строят мост шириной 1,5÷2,5 м. В необходимых случаях рядом со служебным располагают проезжий мост (см. рис. 16.13). На служебном мосту устанавливают передвижные или стационарные механизмы для подъема затворов (щитов).

Мосты устраивают обычно балочного типа. Крайние (к верхнему бьефу) балки моста помимо вертикальной нагрузки (вес моста, подъемное усилие механизма, толпа и др.) несут горизонтальную — от стоек затворов.

§ 16.4. ТКАНЕВЫЕ ПЛОТИНЫ

В последнее время в связи с ростом промышленности пластмасс как в СССР, так и за рубежом заметен рост применения синтетических материалов в гидротехнике вообще и в плотиностроении в частности. В Советском Союзе этим вопросом занимались Б. И. Сергеев, О. Г. Затворницкий* и др. Их теоретическими трудами и, главным образом, экспериментами была доказана возможность широкого внедрения мягких конструкций в гидротехническом строительстве.

В плотиностроении область их использования в основном тяготеет к напорам до 5 м и высотой до 6÷8 м. Основными конструктивными типами мягких плотин являются: наполняемые (водой, воздухом или водой с воздухом) (рис. 16.16); мембранные (рис. 16.17); комбинированные (рис. 16.18).

Мягкие конструкции плотин, как правило, включают следующие составные элементы (см. рис. 16.16): несущую оболочку, анкерные устройства для закрепления оболочки; систему трубопроводов и насосно-вентиляторного оборудования для питания и опорожнения оболочки; датчики, контролирующие работу конструкции и управление системой питания и опорожнения мягкой оболочки.

Оболочки. Основными материалами, применяемыми для мягких конструкций плотин, являются: резино-тканевые, пленочно-тканевые и пленочные.

Выпускаемые отечественной промышленностью резино-тканевые материалы обладают длительной высокой прочностью на растяже-

* Затворницкий О. Г. Конструкции из мягких оболочек в гидротехническом строительстве. М., 1975.

ние и прокалывание, герметичностью, малой деформативностью, достаточной гибкостью и гарантированным сроком службы — 15÷20 лет. Ввиду того что пролеты тканевых плотин могут быть весьма значительными (150 м и более), а выпускаемые заводами полотнища резино-тканевых материалов имеют ширину 1 м, при изготовлении плотин их необходимо соединять склеиванием с последующей герметизацией. Как правило, клей имеет ту же основу, что и наружные обкладки, т. е. неопрен или другой пластик.

Анкерные устройства, служащие для удержания оболочки на флютбеге, состоят из металлической плиты, бруса и стяжных болтов, зажимающих края оболочек.

Система наполнения и опорожнения оболочки при водяном наполнителе может быть самотечной, принудительной и комбинированной. На рис. 16.19 показаны разновидности этих систем.

На рис. 16.20 показана аксонометрическая проекция тканевой плотины на канале Веспертрскваарт (Голландия), предназначенной для защиты от заполнения водами р. Амстель низких земель. Плотина имеет высоту 7 м и водосливный пролет — 28 м. Для подъема плотина наполняется водой, накачиваемой при по-

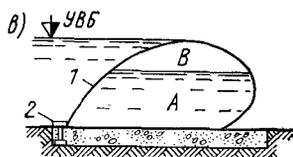
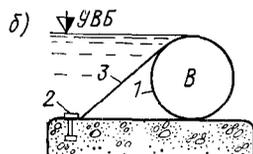
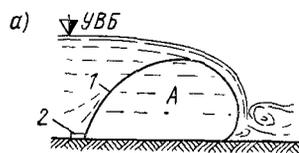


Рис. 16.16. Конструктивные схемы тканевых замкнутых оболочек:

а — водонаполняемая; *б* — воздушнонаполняемая; *в* — воздушно-водонаполняемая оболочка; *А* — вода; *В* — воздух; *1* — оболочка; *2* — анкерный зажим; *3* — удерживающее полотнище

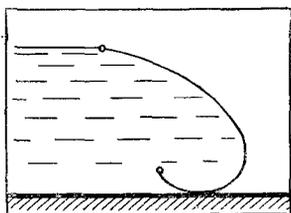


Рис. 16.17. Схема конструкции тканевой плотины мембранного типа

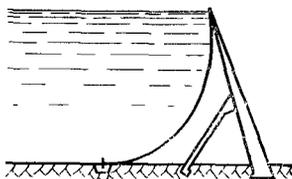


Рис. 16.18. Схема конструкции тканевой плотины комбинированного типа

мощи насосной установки. Эта операция длится 15 мин. В поднятом состоянии плотина используется как автодорожный мост.

В Советском Союзе осуществлено несколько плотин подобного рода, главным образом мелиоративного назначения. В 1970 г. на р. Белой в Ростовской области была возведена временная плоти-

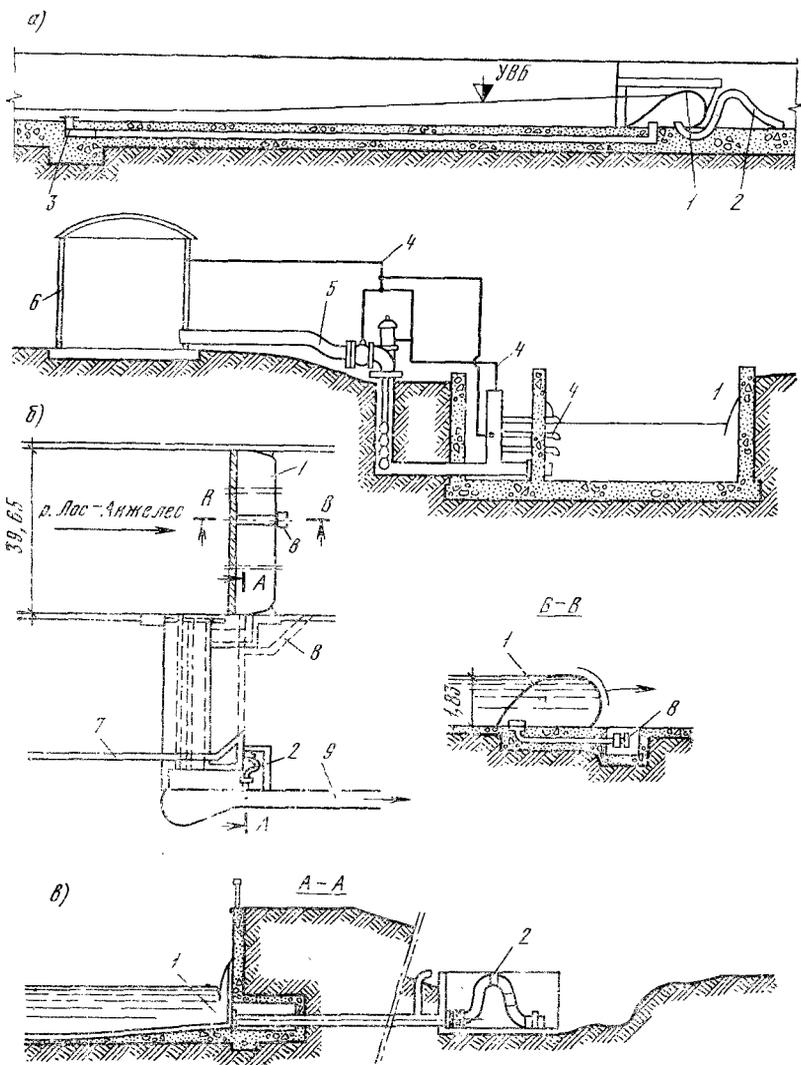


Рис. 16.19. Схема систем наполнения и опорожнения оболочек:
 а — самотечная; б — принудительная; в — комбинированная; 1 — плотина; 2 — сифон; 3 — водозабор; 4 — система контрольной аппаратуры; 5 — насосное оборудование; 6 — резервуар; 7 — подводящий трубопровод; 8 — сбросные трубопроводы; 9 — сбросной канал

тина с целью орошения 300 га засушливых земель. Она имеет следующие размеры: напор $H=2$ м, водосливной пролет $L=24$ м. Схематический разрез приведен на рис. 16.21.

Основными преимуществами мягких плотин являются: относительная дешевизна, возможность широкой индустриализации процессов изготовления и монтажа, значительное сокращение сроков

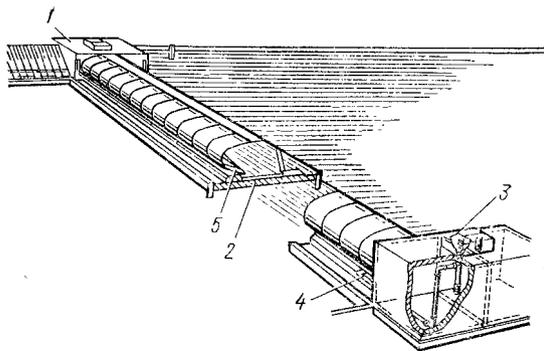


Рис. 16.20. Защитная плотина на канале Веепертрскварт (Голландия):

1 — береговой устой; 2 — бетонный флюбет; 3 — насосная станция; 4 — трубопровод; 5 — мегаллические створки

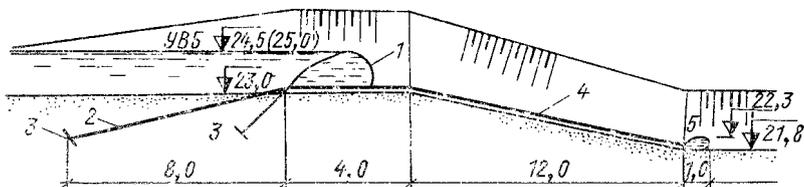


Рис. 16.21. Плотина на р. Белой:

1 — оболочка плотины; 2 — мягкий понур; 3 — анкер; 4 — мягкая рисберма; 5 — оболочка гасителя

строительства по сравнению с аналогичными конструкциями, выполняемыми из бетона и железобетона. К отрицательным сторонам их относятся: старение под воздействием света, воздуха, льда и других климатических факторов, а также отсутствие надлежащего опыта их эксплуатации.

§ 16.5. ПЛОТИНЫ ПРОЧИХ ТИПОВ. НЕКОТОРЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПЛОТИН МАЛОГО И СРЕДНЕГО НАПОРОВ

Кроме основных, наиболее распространенных плотин из земли, камня, бетона и железобетона в практике гидротехнического строительства применяли и применяют некоторые своеобразные конструкции плотин, для возведения которых используют комбинации различных материалов, в том числе местных, подручных.

Бетонно-земляные плотины. Эти плотины представляют собой систему поперечных и продольных вертикальных стенок, образующих ячейки или колодцы, которые заполняются балластом — грунтом. Обычно это водосливные плотины и потому сверху ячейки перекрываются бетонной плитой, днище в таких плотинах отсутствует, а возводятся они как на скальных, так и на слабых по несущей способности грунтах. Напряжения, передаваемые плотинами на основание, невелики. Разновидностями плотин этого типа являются:

а) плотины системы А. М. Сенкова, которые осуществлены с напорами до 10 м. Они дают экономию в бетоне и могут быть дешевле массивных плотин в том же створе [30];

б) плотины, предложенные Т. Л. Вархотовым и нашедшие применение в нескольких случаях на Украине. В этих плотинах стенки ячеек выполнены сборными из предварительно изготовленных железобетонных плит с выпусками арматуры, которые в узлах пересечения свариваются [14];

в) ряжевые плотины, в которых ячейки выполняются из железобетонных брусьев, соединяемых при помощи замыкающих устройств (колонн, брусьев и т. п.). Получаемый таким образом каркас сооружения может деформироваться и заполняться грунтом. Эти конструкции могут возводиться как на скальном, так и нескальном основаниях [30].

Стальные плотины по характеру работы и конструкции могут быть отнесены к контрфорсным плотинам [30]. Несмотря на свои достоинства (наиболее полное использование механических свойств применяемого материала, возможность промышленных методов возведения и др.), распространение их сдерживается из-за большого расхода металла, его высокой стоимости и дефицитности. В Советском Союзе имеется стальная плотина, построенная в начале века, в головном сооружении Караязской оросительной системы на р. Куре. В 1977 г. в Канаде возведена на р. Юкон стальная плотина для создания небольшого водохранилища (объемом в 1 млн. м³). Строительство плотины продолжалось всего 7 месяцев.

Низконапорные простейшие плотины. Плотины небольших напоров (в пределах 2÷5 м), в частности водосбросные постоянные и временного типов, можно возводить из различных простейших материалов, находящихся на месте строительства — земли, камня, хвороста, деревьев, с применением в отдельных случаях проволоочной сетки, брезента, мешков и т. п. К плотинам подобного типа относятся хворостяные и фашинно-хворостяные, стланевые (слаиевые), сипайные, упрощенные деревянные и деревянно-каменные, габионные. Техническое описание их приведено в [30].

Плотины названных типов можно строить с временным отводом воды из русла в сторону или с укладкой в текущую воду при малых расходах воды в реке.

ВОДОСБРОСЫ БЕРЕГОВЫЕ И В ГРУНТОВЫХ ПЛОТИНАХ**§ 17.1. УСЛОВИЯ ПРИМЕНЕНИЯ И ТИПЫ БЕРЕГОВЫХ ВОДОСБРОСОВ**

Основные понятия и условия применения береговых водосбросов. Береговые водосбросы располагаются вне тела плотины, в берегах. В состав берегового водосброса любого типа входит *головная часть* (водоприемник в виде поверхностного, глубинного или донного отверстия, направляющих стенок и оголовков), *сбросная часть* (в пределах которой поток поступит с одной отметки на другую) и *концевая часть* (обеспечивающая сопряжение с нижним бьефом сбрасываемого потока). Подвод и отвод воды к водосбросу в ряде случаев осуществляется каналами.

Водосбросы, расположенные в выемке и имеющие поверхностное входное отверстие, называются поверхностными. Глубинными водосбросами называют такие, у которых входное отверстие находится в глубине под уровнем свободной поверхности воды, а сбросная часть представляет собой туннель. Донными называются водосбросы с входным отверстием у дна.

По основному конструктивному признаку различают водосбросы *открытые* и *замкнутого сечения*; по условиям движения воды они могут быть *безнапорными*, *напорными* или *частично напорными*.

Применяются береговые водосбросы в следующих случаях: а) в составе низконапорных гидроузлов с грунтовой плотиной, когда невелик сбрасываемый расход воды и благоприятны топографические условия для размещения берегового водосброса; б) на гидроузлах среднего и большого напора с грунтовыми плотинами, когда размещение водосброса в теле плотины невозможно или нецелесообразно из условий надежности или из-за конструктивных трудностей; в) на гидроузлах с бетонными плотинами в узких створах, где стеснен фронт строительных работ или, например, недостаточен фронт для размещения за плотиной здания гидроэлектростанции; г) когда для пропуска воды в строительный период устраиваются обходные туннели, которые затем легко перестроить в эксплуатационный водосброс.

На низко напорных гидроузлах в некоторых случаях представляется возможным пропускать паводок полностью или частично через пойму, используя ее как естественный береговой водосброс.

Типы береговых водосбросов. Основными признаками, определяющими тип берегового водосброса, являются гидравлические и конструктивные особенности сбросной части водосброса (рис. 17.1): *водосбросные каналы* — с преодолением разности уровней бьефов быстроходом (*а*), ступенчатым (*б*) и консольным (*в*) перепадом; *трубчатые поверхностные водосбросы* — со сбросной частью в виде труб (*г*), уложенных в выемку, с последующей их засыпкой на некоторой длине, применяются на низконапорных гидроузлах при сравнительно малых сбросных расходах (течение безнапорное);

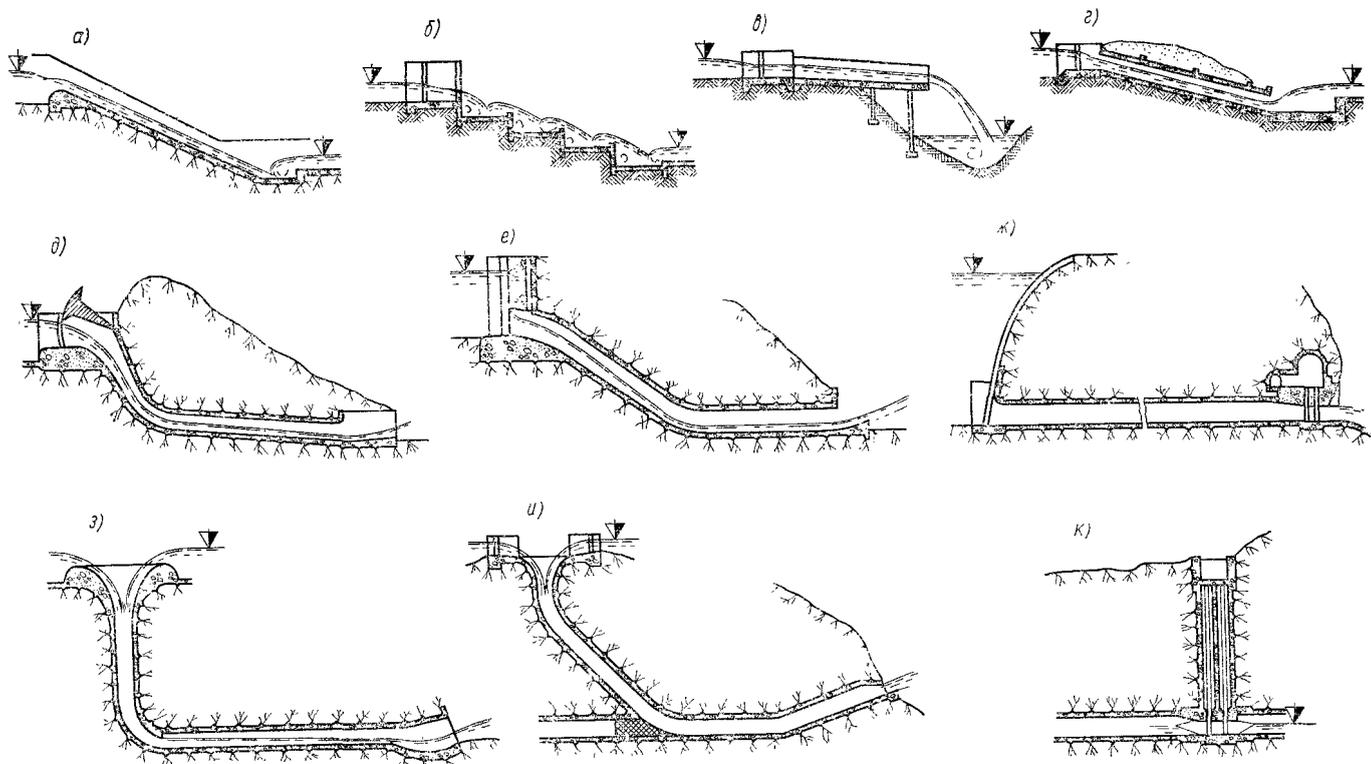


Рис. 17.1. Основные типы береговых водосбросов

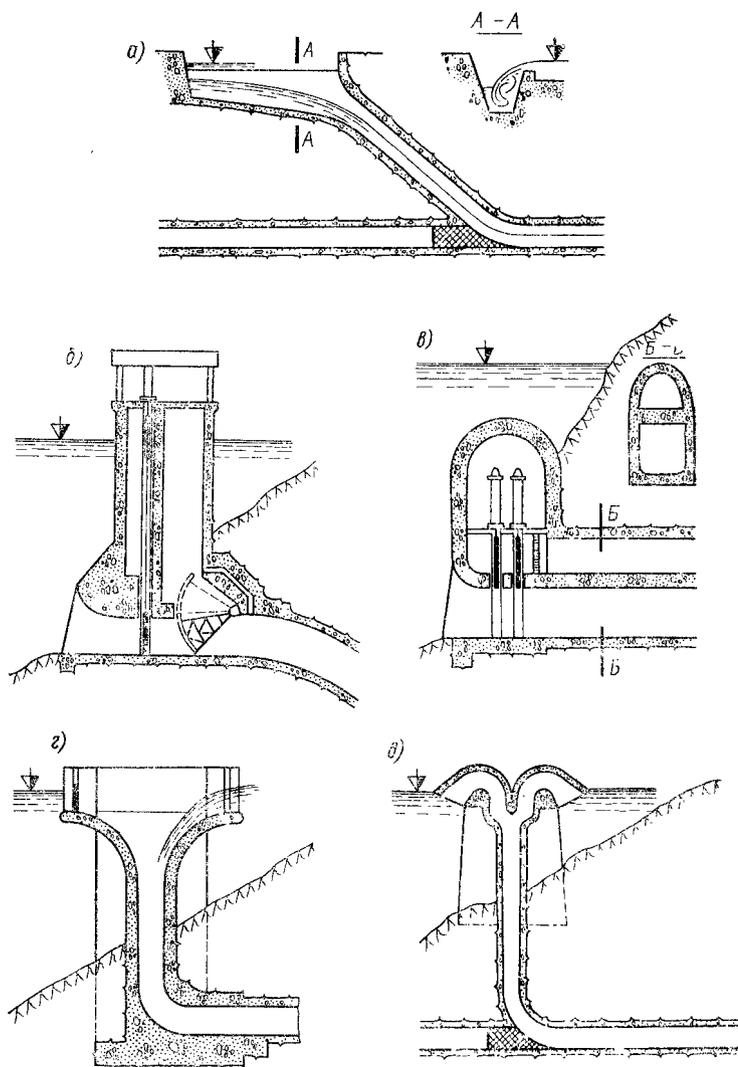


Рис. 17.2. Некоторые типы водопремников туннельных водосборов

туннельные водосбросы — с определением разности уровней бьефов туннелем наклонным или близким к горизонтальному (*ж*). Вода в туннель поступает в отверстие водоприемника поверхностного (*д*), глубинного (*е*) или донного (*ж*), течение в туннеле безнапорное (*д*), (*е*) или напорное (*ж*), течение на некоторой длине туннеля до затворной камеры напорное, далее ниже створа установки затвора может быть безнапорным (*к*) или напорным; *шахтные водосбросы* — со сбросной частью в виде вертикальной (*з*) или круто наклонной (*и*) шахтой, с течением безнапорным (*з*) или напорным (*и*).

Головная часть (водоприемник), помимо приведенных типов на рис. 17.1, может быть выполнена в виде траншейного водослива (рис. 17.2, *а*), башенного (*б*) или безбашенного (*в*) глубинного водоприемника, поверхностного башенного водоприемника, например в виде башни с кольцевым водосливом (*г*) или сифоном (*д*). Водослив в головной части может быть нерегулируемый — без затворов или регулируемый — с затворами.

На типе берегового водосброса и особенностях конструктивных решений сказываются в комплексе как величина напора, который будет создавать гидроузел, и величина сбрасываемого расхода воды, так и топографические и инженерно-геологические условия.

Концевая часть водосброса может быть выполнена любого типа: 1) водобойного колодца с гасителями или без них, обычно с расходом для снижения удельного расхода (см. § 2.6, рис. 2.26); 2) уступа, за которым образуется поверхностный режим; 3) консоли (см. рис. 17.1, *в*; рис. 2.21, *к*); 4) трамплина, сбрасывающего струю от сооружения (см. рис. 2.21, *з*), в том числе в виде трамплина — виража (см. рис. 2.25, *г*); 5) рассеивающего трамплина (см. рис. 2.25, *б, в*); 6) трамплина с боковым сливом (см. ниже).

Возможны береговые водосбросы, состоящие из комбинации элементов основных типов. Разность уровней бьефов может частично преодолеваться в любом случае за счет свободного падения струи.

§ 17.2. ВОДОСБРОСНЫЕ КАНАЛЫ И ДРУГИЕ ПОВЕРХНОСТНЫЕ ВОДОСБРОСЫ

Быстроток. Из числа поверхностных береговых водосбросов наибольшее распространение получили водосбросные каналы, состоящие из подводящего канала, головной части в виде водослива, собственно быстротока и того или иного типа концевого участка. Иногда между головной частью и быстротоком имеется промежуточный канал (рис. 17.3).

Головная часть в виде водослива (с широким порогом или практического профиля) может быть с затворами (рис. 17.4) или без затворов. При отсутствии затворов применяют водосливы с развитым по длине криволинейным гребнем (рис. 17.5, *а*), обеспечивающим заданную пропускную способность при минимальном форсировании уровня воды в верхнем бьефе. Водосливы с гребнем криволинейным в плане или полигональным могут применяться из условия наиболее экономичного (по объему выемки грунта) вписывания

сооружения в береговой рельеф. При крутых склонах берега находит применение головная часть в виде траншеи (см. рис. 17.2, а), располагающаяся вдоль склона, что позволяет выполнить водослив-

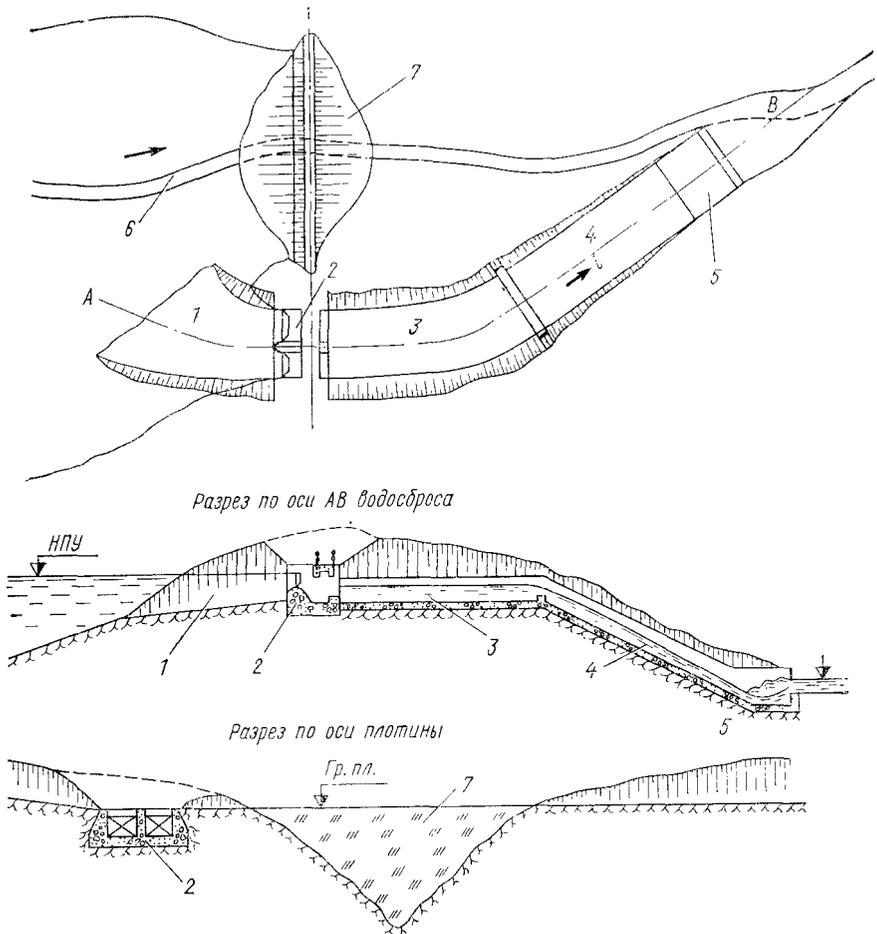


Рис. 17.3. Быстроток:

1 — подводящий канал; 2 — головная часть в виде прямого водослива; 3 — промежуточный канал; 4 — сбросная часть (быстроток); 5 — концевая часть; 6 — русло реки; 7 — грунтовая плотина

ной фронт нужной длины без увеличения врезки сооружения в склон. Сифонные водосбросы в головной части применяются для обеспечения автоматического включения водосброса в работу.

Промежуточный канал иногда вводится в состав водосброса для сопряжения головной и сбросной частей. Чтобы избежать образования волн, которые обычно имеют место при взаимодействии

бурного потока и твердых границ при сужении и повороте русла, каналу придают уклон меньше критического.

Быстроток (сбросная часть) может быть в плане прямолинейным или криволинейным, постоянной (рис. 17.5, *a*) ширины или переменной [сужающимся (*a*) или расширяющимся (*b*)], в поперечном сечении прямоугольный или трапециевидный (рис. 17.6). Уклон может изменяться по длине в соответствии с уклоном местности и с учетом устойчивости склона, на котором расположен

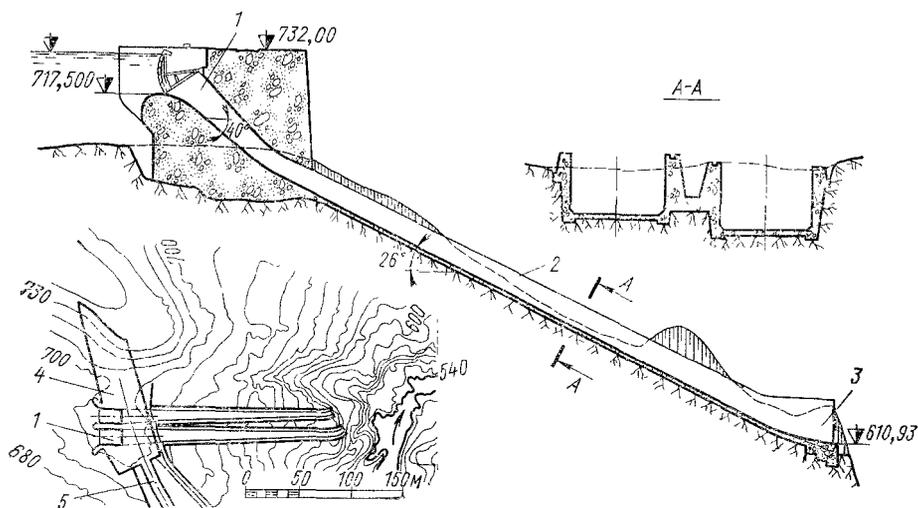


Рис. 17.4. Быстроток с водосливом в головной части:

1 — водосливные отверстия в пьете арочной плотины; 2 — сбросная часть в виде двух параллельных каналов; 3 — трамплин; 4 — пьета; 5 — арочная плотина

быстроток. Обычно уклон равен $3 \div 8\%$, но может быть большим; на скальных грунтах имеются быстротоки с уклоном $1 : 1$.

Быстроток прямоугольного поперечного сечения имеет по бортам обычные подпорные стенки (рис. 17.6. *б*), трапециевидного поперечного сечения имеет откосы, укрепленные одеждой (рис. 17.6, *a*), или подпорные стенки (рис. 17.6, *в*, *г*), в том числе лежащие (с наклоном больше угла естественного откоса грунта). Поперечные сечения быстротока на повороте принимаются в соответствии с поведением бурного потока на повороте под действием центробежных сил в виде виража (рис. 17.6, *д*).

При неравномерном открытии затворов в голове быстротока возникает на быстротоке сбойное течение. Широкие криволинейные в плане быстротоки в этом случае иногда на некоторой длине делят продольными стенками.

Облицовка быстротока выполняется толщиной от 0,15 до 1,0 м из бетона или железобетона. Под облицовкой предусматривается дренаж. На скальном грунте облицовка может иметь анкерное крепление.

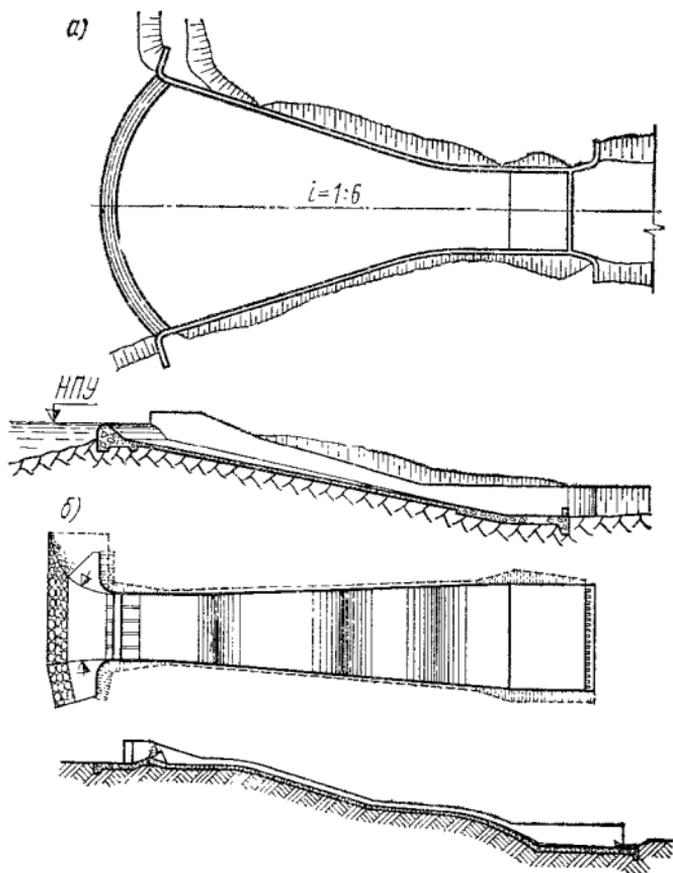


Рис. 17.5. Быстротоки:
 а — сужающийся; б — расширяющийся

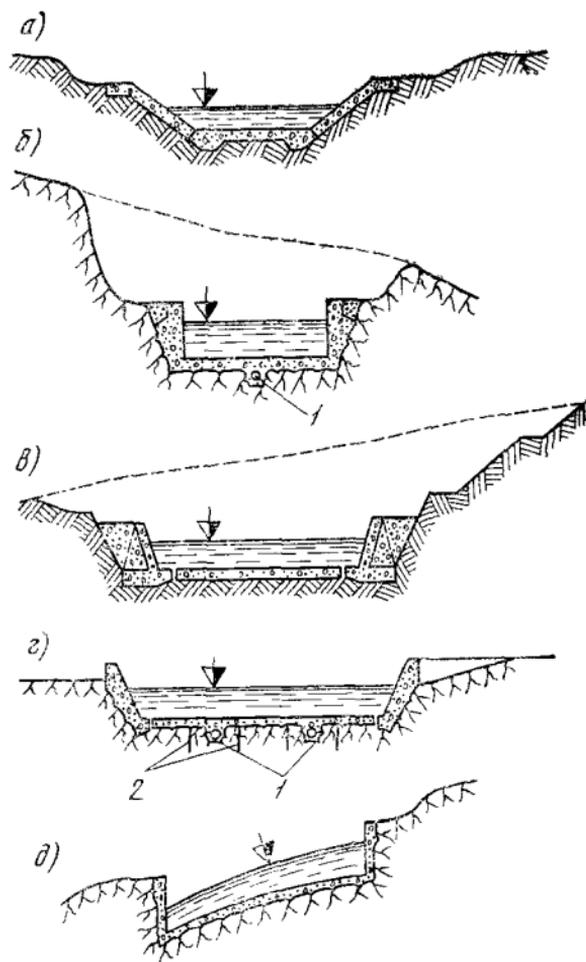


Рис. 17.6. Поперечные сечения быстро-тока:

а, в — в нескальном грунте; *б, г, д* — в скальном грунте; *1* — дренаж; *2* — анкеры

Концевой участок быстротока на нескальных грунтах обычно выполняется в виде водобойного колодца, на скальных грунтах при достаточно большой скорости воды в конце быстротока применяется трамплин одного из возможных видов, чаще всего отбрасывающий воду сосредоточенной струей (см. рис. 17.4). Рассеивающий трамплин (см. рис. 2.25) чаще применяется при нескальных грунтах, например за быстротоками, оканчивающимися консолью (см. рис. 17.1, в).

Подводящий канал, если он требуется, обычно имеет сечение, обеспечивающее неразрывающиеся скорости без крепления русла.

Особенности гидравлического расчета быстротока. Если течение в пределах сбросной части быстротока плавноизменяющееся (русло имеет всюду одинаковое сечение или незначительно изменяющееся по длине, в том числе русла прямолинейные сужающиеся или расширяющиеся), то расчет ведут по формулам одномерной гидравлики. Если же русло непрямолинейно, имеет участки с резким сужением или расширением, то гидравлический расчет быстротока производят согласно теории двумерных потоков. Дело в том, что при отклонении бурного потока стенками от первоначального направления возникают возмущения свободной поверхности, выражающиеся в образовании остановившихся волн. При плавном изменении направления возникают пологие волны возмущения, при резком изменении направления стенок в сторону от оси русла образуются косые прыжки (без перехода или с переходом глубины через критическую) и сбойное течение.

Гидравлика двумерных потоков дает возможность учесть влияние возмущений потока твердыми границами на форму свободной поверхности, на скорость, глубину потока и найти такие очертания русла, которые сводят к минимуму последствия внешних возмущений.

При определенных параметрах потока и русла на быстротоке происходит потеря устойчивости потока, выражающаяся образованием катящихся волн. Причиной такого самопроизвольного (спонтанного) волнообразования являются турбулентные возмущения, зарождающиеся у дна и выходящие на поверхность. Течение становится неустановившимся, импульсивным, оказывающим повышенное динамическое воздействие на конструкции быстротока, вызывает всплески в водобойном колодце и сбойное течение в отводящем канале.

Установить, будет ли поток устойчивым в пределах быстротока, можно расчетом. Для борьбы с потерей устойчивости сечению быстротока придают одну из форм*, показанных на рис. 17.7.

При проектировании быстротока необходимо учитывать влияние на работу сооружения аэрации (самоаэрации). Створ, в котором она начинается, степень насыщения потока воздухом и увеличение при этом глубины воды, влияние аэрации на коэффициент трения

* Федоров Е. П. Причины волнообразования на быстротоках и мероприятия по его предупреждению. — Гидротехническое строительство, 1956, № 6, с. 41.

поддаются расчету. Аэрация в зависимости от шероховатости русла, глубины потока, гидравлического радиуса и уклона может начаться при средней скорости около 4 м/с и числа Фруда $Fr = q^2 / gh^3 = 18 \div 20$. Ее влияние на работу сооружения практически учитывается при $Fr > 40$.

При средней скорости на быстротоке более 14 м/с возможно возникновение кавитации и кавитационной эрозии. Для снижения скорости и гашения энергии воды по пути ее движения применяется усиленная шероховатость.

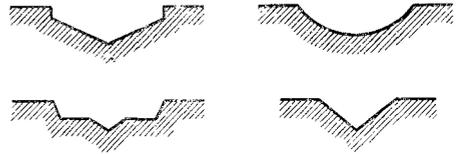


Рис. 17.7. Безволновые поперечные профили быстротоков

Кавитационная эрозия не возникает, когда поток аэрирован до дна, что обычно имеет место при малых глубинах потока.

Расчет конечного участка в виде рассеивающего трамплина, бокового водослива требует применения особых методов.

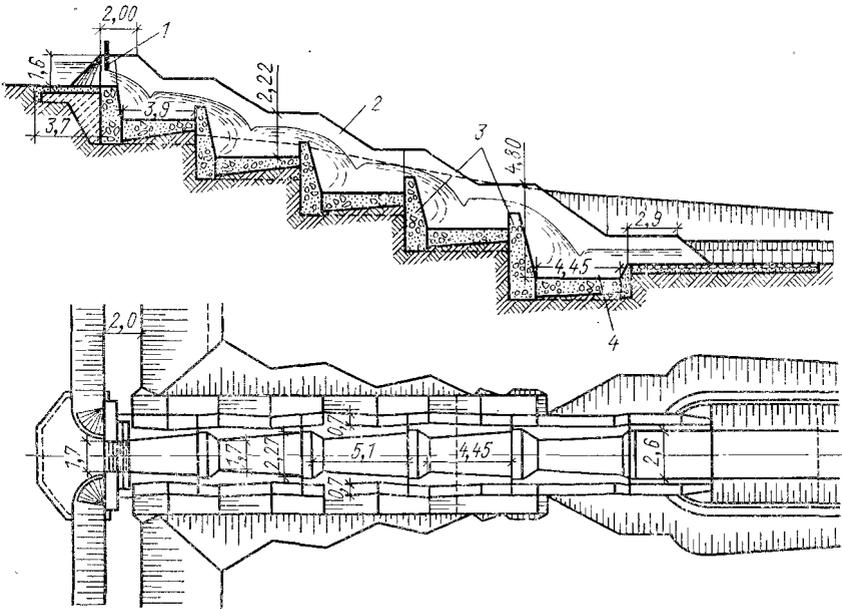


Рис. 17.8. Многоступенчатый перепад:

1 — плоский затвор; 2 — продольная стенка; 3 — стенка падения; 4 — водобойный колодец

Многоступенчатый перепад применяется при значительных уклонах местности (рис. 17.8). Струя, падающая с вышележащей ступени, гасит свою энергию частично за счет затопления на ступени прыжка. В противоположность быстротоку скорости течения остаются примерно постоянными ($2 \div 3$ м/с или несколько большими).

Для усиления эффекта гашения энергии ступени выполняются с небольшим обратным уклоном или в виде водобойного колодца. Ступени перепада отделяются друг от друга вертикальными швами (с противофильтрационным уплотнением) для снятия температурных напряжений и для независимой осадки ступеней при не скальном основании.

Сравнивая перепад с быстротоком, следует иметь в виду, что на не скальных грунтах выемка под быстроток, как правило, менее трудоемка и сравнительно легко выполняется соответствующими землеройными механизмами.

Фильтрация вдоль быстротока и многоступенчатого перепада. Вдоль быстротока или многоступенчатого перепада устанавливается фильтрационный поток под сооружением и за боковыми стенками (рис. 17.9). Если не делить дренаж по линии подземного контура сооружения, то кривая депрессии 5, установившаяся за стенками, будет определять напор под днищем сооружения; фильтрация под сооружением будет напорной, давление фильтрационного потока на днище быстротока, днище или стенки падения многоступенчатого перепада будет определяться уровнем кривой свободной поверхности фильтрационного потока за стенкой.

Уменьшение фильтрационного давления достигается путем понижения кривой депрессии за стенкой устройством дренажей за стенками и под сооружением, а также шпор за устоями в голове водосброса, удлиняющих путь фильтрационного потока. Устройство, кроме того, зуба или шпунта в голове сооружения удастся получить в верхней части канала безнапорную фильтрацию (рис. 17.9, кривые 2, 3).

Толщина облицовки днища быстротока и ступенчатого перепада, толщины стенок падения назначаются с учетом возможного фильтрационного давления. Если образуется гидравлический прыжок, то в пределах прыжка толщина облицовки днища определяется с учетом дефицита давления и пульсационной нагрузки.

Трубчатые поверхностные водосбросы (рис. 17.10) применяются на небольших по напору (5÷10 м) и расходу гидроузлах на не скальном основании с грунтовыми плотинами. В выемку укладываются сборные железобетонные трубы, которые затем засыпаются грунтом. Порог в голове трубы выполняется в виде прямого, кри-

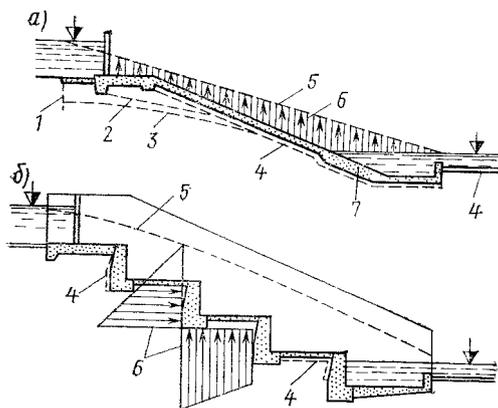


Рис. 17.9. Схемы фильтрации:

а — под быстротоком; б — под многоступенчатым перепадом; 1 — шпунт; 2 — кривая депрессии при наличии дренажа за стенками; 3 — то же, при наличии шпунта; 4 — дренаж; 5, 6 — линии пьезометрического напора и элюры противодействия при отсутствии дренажа за стенками и под подошвой сооружения; 7 — утолщение днища на участке гидравлического прыжка

волинейного или бокового водослива. Концевой участок может быть любого типа, например в виде плиты на сваях (рис. 17.10). Течение в трубе безнапорное или напорное.

Для надежной работы такого водосброса имеет значение качественное выполнение стыков, которые не должны раскрываться при осадке основания под трубой. Во избежание образования открытых путей фильтрации под трубами их лучше укладывать на бетонную постель и устраивать несколько поперечных диафрагм.

Естественный береговой водосброс. На низконапорных гидроузлах для пропуска паводка может быть использована пойма (рис. 17.11). В этом случае через водосброс в составе грунтовой плотины пропускается лишь часть максимального расхода*. Особое внимание уделяется сопряжению плотины с поймой: продольная дамба, крепление поймы, примыкающей к плотине и дамбе, должны обеспечивать их защиту от подмыва. Плотину по возможности располагают у высокого берега, сопрягая устьем с берегом незатопляемой дамбой.

§ 17.3. ТУННЕЛЬНЫЕ ВОДОСБРОСЫ

Особенности туннельных водосбросов. У туннельного водосброса за водоприемником следует наклонный туннель или туннель, близкий к горизонтальному. Применяют туннельные водосбросы на высоконапорных, реже на средненапорных гидроузлах с использованием их в некоторых случаях в качестве водовыпусков или водоспусков и, как это указывалось выше, для пропуска воды в период строительства.

При проектировании туннельных водосбросов важнейшими являются вопросы выбора высотного положения водоприемного отверстия, расположения на трассе туннеля затворов и установления гидравлического режима работы участков туннеля. При погружении под уровень верхнего бьефа входного отверстия туннеля водосброс одновременно является водовыпуском для сработки водохранилища в целях срезки пика паводка или водоспуском — для опорожнения водохранилища. С заглублением входного отверстия увеличивается давление на затвор, перекрывающий туннель; растет нагрузка на конструкции затвора; увеличивается сила трения в опорах; возрастает требуемая грузоподъемность механизмов маневрирования затворами, имеющая некоторый предел (отвечающий уровню развития затворостроения, см. ч. 2). Таким образом имеется ограничение глубины погружения отверстия водосброса, при которой возможно маневрирование глубинным затвором: при глубоком расположении входного отверстия открывать затвор можно только после сработки через выше расположенный водовыпуск до некоторой отметки уровня воды в водохранилище. Например, на рис. 17.12

* Грацианский М. Н. Особенности изысканий и проектирования низконапорных плотин в условиях сопряжения их с затопляемой поймой. — Тр. МИСИ им. В. В. Куйбышева, 1955, № 9, с. 41.

туннели при расположении их на глубине 180–200 м после пропуска строительных расходов не могут быть использованы как водосбросы, поскольку затворы узла 2 могут открываться лишь при частично сработанном водохранилище. В данном случае нижний туннель на рис. 17.12, а используется как водовыпуск, на рис. 17.12, б строительный туннель перекрыт наглухо бетонной пробкой 7 и его низовой участок входит в состав водосбросного туннеля.

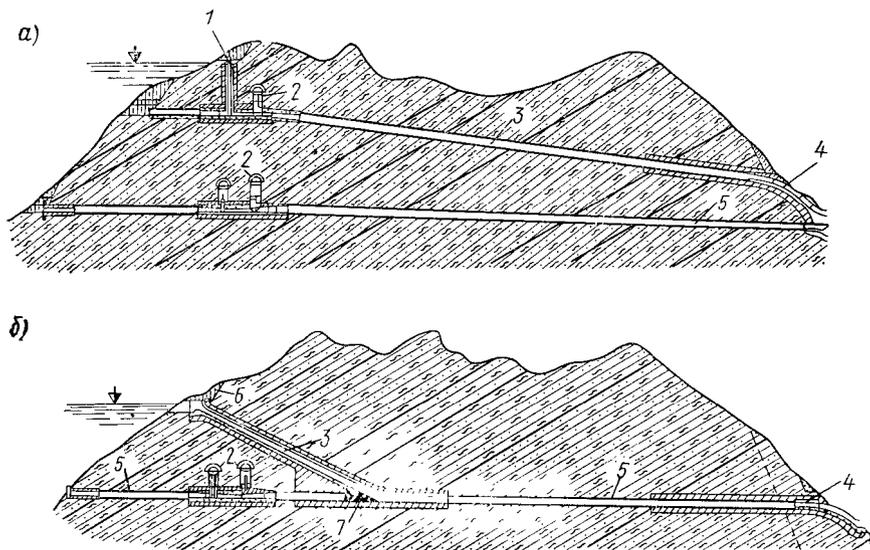


Рис. 17.12. Туннельные водосбросы высоконапорного гидроузла:

а — с глубинным водоприемником и туннелем для пропуска строительных расходов и опорожнения водохранилища; б — с поверхностным водоприемником и использованием низового участка строительного туннеля; 1 — шахта управления затворами; 2 — затворные камеры и помещения управления затворами туннелей первого яруса; 3 — водосбросной туннель; 4 — концевой участок туннельного водосброса выполненный в виде быстрого тока; 5 — туннели для пропуска строительного расхода; 6 — поверхностный водоприемник; 7 — бетонная пробка

Существенное влияние на условия работы облицовки туннеля (нагрузку на облицовку) имеет расположение затворной камеры. Нагрузка на облицовку до затворной камеры, т. е. на участке, где туннель является напорным, определяется величиной заглубления данного сечения под уровень верхнего бьефа, за затворной камерой при напорном течении в туннеле нагрузка определяется превышением над данным сечением пьезометрической линии и величиной пульсационной составляющей силы давления. Если основные затворы устанавливаются в выходном отверстии, то туннель будет напорный по всей трассе.

Весьма важно правильно принять заполнение водой сечения безнапорного туннеля, поскольку при отсутствии надлежащего запаса возможно непредусмотренное «занaporивание» туннеля, что приведет к тяжелому неустойчивому, то безнапорному, то напорному

режиму течения. Предварительно степень заполнения туннеля по площади следует принимать по рекомендации ВСН 38—70 § 4.56.

$$\begin{array}{lll} Fr = q^2 / gh^3 & \dots < 10 & 10 \div 20 & > 20 \\ \omega_B / \omega & \dots \dots \dots & 0,9 & 0,8 & 0,75 \end{array}$$

Здесь ω_B — площадь живого сечения; ω — площадь сечения туннеля.

Головная часть туннельного водосброса обычно выполняется без подводящего канала в виде водоприемника одного из возможных типов (см. рис. 17.1 и 17.2). Наиболее удобен в эксплуатации в составе туннельного водосброса поверхностный водоприемник с прямым водосливом (см. рис. 17.1, д).

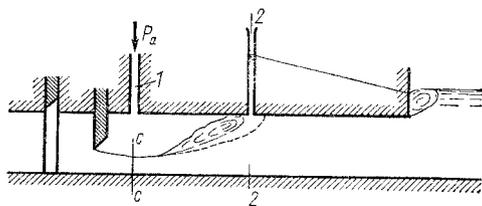


Рис. 17.13. Положение гидравлического прыжка в туннеле

Затворные камеры. Установка затворов на трассе туннеля требует устройства затворной камеры, причем в этом случае приходится особо решать вопрос о перекрытии входа в туннель ремонтными затворами (см. ч. 2).

При больших напорах и размерах поперечного сечения водосброса разбивка туннеля в пределах затворной камеры на два, иногда и большее число отверстий является вынужденной, а это позволяет уменьшить габариты затворов, нагрузку на них и мощность механизмов маневрирования.

В пределах затворной камеры перед основными затворами обычно устанавливают аварийно-ремонтные затворы.

Для того чтобы затворы в туннеле не были подтоплены, необходимо, чтобы «прыжок» за затвором был отогнан. Положение прыжка определяется решением уравнения количества движения, составленного для сечений $c-c$ и $2-2$ (рис. 17.13). Отгон прыжка возможен только при поступлении за затвор надлежащего количества воздуха. При напорном течении воздух поступает через аэрационный канал, при безнапорном — через выходное отверстие, однако при длине туннеля ниже затвора $L > 10h_1$, где h_1 — высота туннеля, требуется, как и при напорном течении, устройство аэрационного канала (шахты), площадь которого на предварительных стадиях проектирования определяется из условия

$$\mu \Omega_{\min} = 0,04\omega,$$

где μ , Ω_{\min} — коэффициент расхода и площадь поперечного сечения туннеля.

Скорость воздуха в аэрационной шахте допускается до 60 м/с, что при коэффициенте расхода шахты $\mu = 1$ отвечает вакууму за затвором 0,5 м вод. ст.

При больших напорах исключительно важное значение имеют такая компоновка затворной камеры и очертания ее элементов, ко-

которые позволяют избежать или снизить вредные последствия кавитации, уменьшить динамические нагрузки на затворы и облицовку на участке установки затворов. Примеры компоновки элементов затворных камер даны в § 20.2 на рис. 20.6, 20.7, 20.9 и 20.14 (ч. 2), где показаны камеры с подземными помещениями управления затворами.

Концевой участок. Водобойный колодец или трамплин — наиболее распространенный тип концевой части туннельного водосброса. При больших величинах удельных расходов и больших ско-

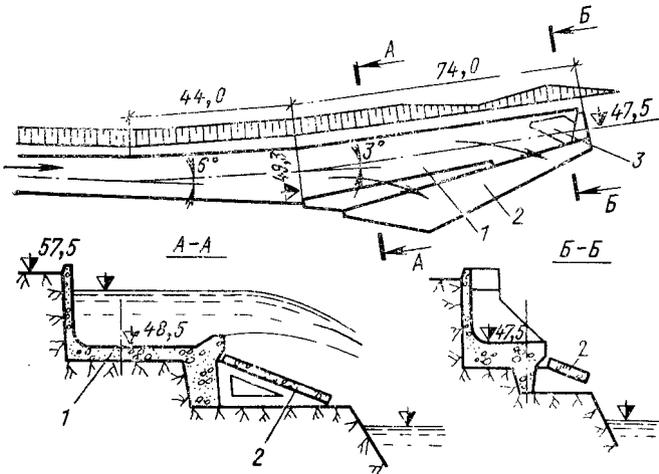


Рис. 17.14. Концевая часть водосброса в виде бокового водослива:

1 — трамплин; 2 — отражатель, работающий при расходах менее 500 м³/с; 3 — отражатель в конце трамплина

ростях в выходном сечении туннеля (удельный расход может достигать нескольких сотен м³/с) длина и глубина колодца получают весьма значительными, что заставляет отдавать предпочтение сопряжению бьефов отброшенной струей. При этом возможно применение виража трамплина (см. рис. 17.4) или рассеивающего трамплина (см. рис. 2.25). В течение последнего десятилетия в Советском Союзе разрабатывался и использован новый тип концевой участка: трамплин с боковым сливом, па длине которого сбрасываемый с трамплина поток распределяется равномерно и отбрасывается в направлении, близком к нормали к оси трамплина в плане. Удельный расход воды снижается, что уменьшает глубину размыва русла. На рис. 17.14 показан такой трамплин на туннельном водосбросе Чиркейского гидроузла*. По данным лабораторных иссле-

* Рубинштейн Г. Л., Дерюгин Г. К., Циликин В. Ф. Гидравлические модельные исследования сооружений Чиркейской ГЭС. — Гидротехническое строительство, 1976, № 9, с. 30.

дований он обеспечивает при сбросе расхода 2900 м³/с уменьшение глубины размыва аллювиальных отложений русла с 20 м при обычном трамплине до 7 м.

§ 17.4. ШАХТНЫЕ ВОДОСБРОСЫ

Главной частью шахтного водосброса является вертикальная или круто наклонная шахта. Вода в шахту поступает через водослив поверхностный кольцевой, неполный кольцевой или иного в плане очертания. В качестве отводящего туннеля обычно используется часть строительного туннеля, который перед створом ввода в туннель шахты перекрывается бетонной пробкой. Применяется шахтный водосброс в составе средненапорных и высоконапорных гидроузлов на скальных основаниях. Верхняя часть шахты иногда выполняется в виде башни.

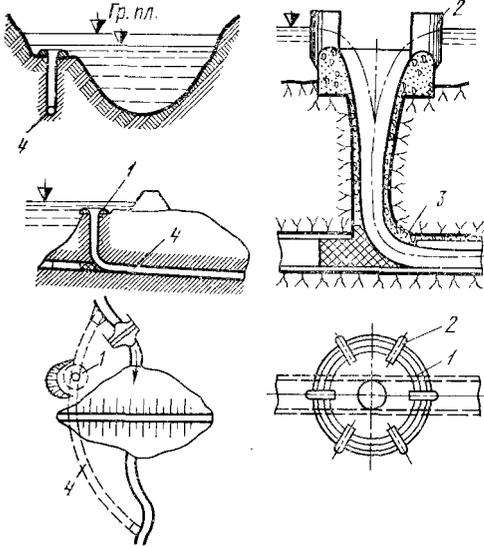


Рис. 17.15. Шахтный водосброс с кольцевым водосливом и его компоновка в гидроузле: 1 — кольцевой водослив; 2 — струенаправляющие быки; 3 — стеснение колена; 4 — строительный туннель

Шахтный водосброс с кольцевым водосливом. Кольцевой водослив 1 (рис. 17.15) может иметь безвакуумный профиль, очерченный по координатам нижней границы свободно падающей в шахту струи, вакуумный профиль или плоский гребень. К плоскому гребню, имеющему меньший коэффициент расхода, переходят в случае, если при заданном

на гребне напоре $H_{гр}$ и известном расходе Q радиус гребня $R_{гр}$ из формулы $Q = m2\pi R_{гр} \sqrt{2gH_{гр}^{3/2}}$ равен $R_{гр} > (6 \div 7) H_{гр}$.

Сливная грань водослива плавно сопрягается с шахтой, которая во избежание размыва сплошности потока при свободном падении воды в шахте выполняется сужающейся книзу, в соответствии с уменьшением площади по мере увеличения скорости падающей жидкости. Из производственных условий преимущество имеет цилиндрическая шахта, но ее применение требует обеспечения напорного течения по всей высоте цилиндрического участка. Достигается это устройством в конце шахты, перед коленом или в колене, стеснения (рис. 17.15). Недопустимо подтопление гребня, которое ведет к снижению пропускной способности водосброса. Подтопление гребня может иметь место как при недостаточной пропускной способ-

ности тракта за водосливной воронкой, так и в результате самоподтопления воронки происходящем при $R < 1,2 H$.

На стенке меньшего радиуса сопрягающего колена возможно падение давления ниже атмосферного и, как следствие, возникновение кавитации и кавитационной эрозии, поэтому целесообразно обеспечить при устройстве стеснения отрыв потока от потолка коле-

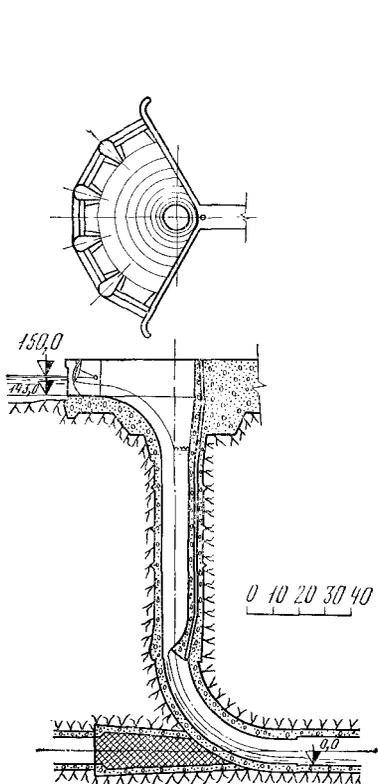


Рис. 17.16. Шахтный водосброс с полной кольцевой воронкой

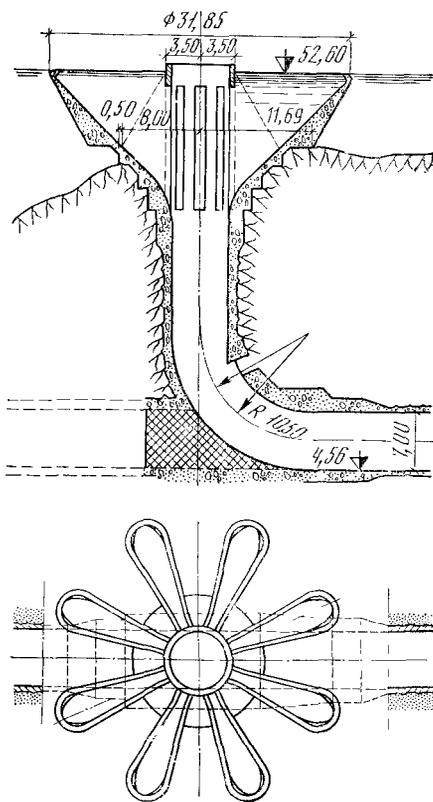


Рис. 17.17. Лепестковый водосброс

на (рис. 17.15) и подвод воздуха к колену. В коротком безнапорном туннеле воздух поступает к колену со стороны выходного портала туннеля.

Винтовое движение воды, поступающей в воронку, снижает пропускную способность водослива, поэтому предусматриваются различного рода противоводоворотные конструкции: струенаправляющие быки, стенки, ребра и др.

Для обеспечения равномерного подвода воды к кольцевому водосливу в грунте делают специальную выемку.

Неполный кольцевой водослив. Водослив лепестковой формы. Такой водослив (рис. 17.16), примыкая к крутому берегу, не требует устройства выемки большого объема и устройства противоворотных конструкций. Лепестковый водослив (рис. 17.17) позволяет получить водосливной фронт большой длины и обеспечивает сброс воды без значительного форсирования уровня воды в верхнем бьефе.

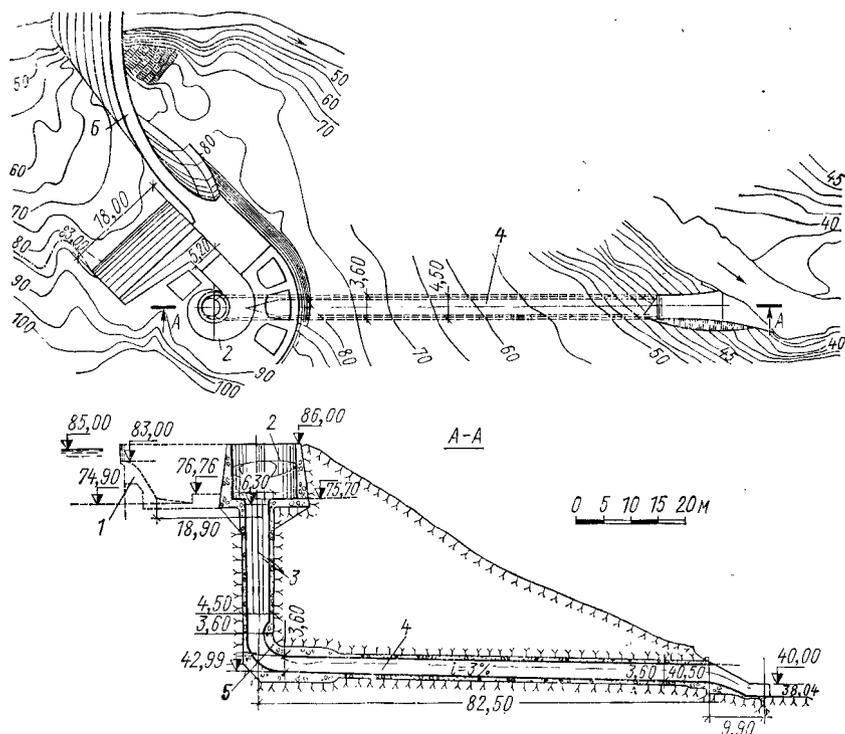


Рис. 17.18. Шахтный водосброс со спиральной камерой:

1 — водослив; 2 — спиральная камера; 3 — шахта; 4 — туннель; 5 — дефлектор для устранения крутки; 6 — арочная плотина

Шахтные водосбросы со спиральной камерой. В состав шахтного водосброса со спиральной камерой (рис. 17.18) входят: спиральная камера 2, вертикальная водосбросная шахта 3, сопрягающаяся коленом с отводящим туннелем 4. Вода в спиральную камеру поступает непосредственно из верхнего бьефа или по подводящему каналу.

Поток, получивший закрутку в спиральной камере, продолжает вращаться в шахте. По оси шахты образуется воздушное ядро, благодаря которому водосброс работает устойчиво при изменении расхода от нуля до расчетного.

Максимальная пропускная способность построенного водосброса — 180 м³/с при диаметре шахты 6,0 м, наибольший перепад уров-

ней — 142,0 м. Достаточно экономичное и конструктивно приемлемое решение может быть получено и для существенно больших расходов *. В колене, сопрягающем шахту и туннель, устраивается стеснение *б* (дефлектор), которое устраняет крутку потока в отводящем туннеле и подтапливает на некоторую высоту шахту.

§ 17.5. ТРАНШЕЙНЫЕ ВОДОСБРОСЫ (ВОДОСЛИВЫ)

На низконапорных гидроузлах траншейный водосброс выполняется в виде траншеи с небольшим уклоном, в которую вода из верхнего бьефа поступает через водослив. На высоконапорных гидроуз-

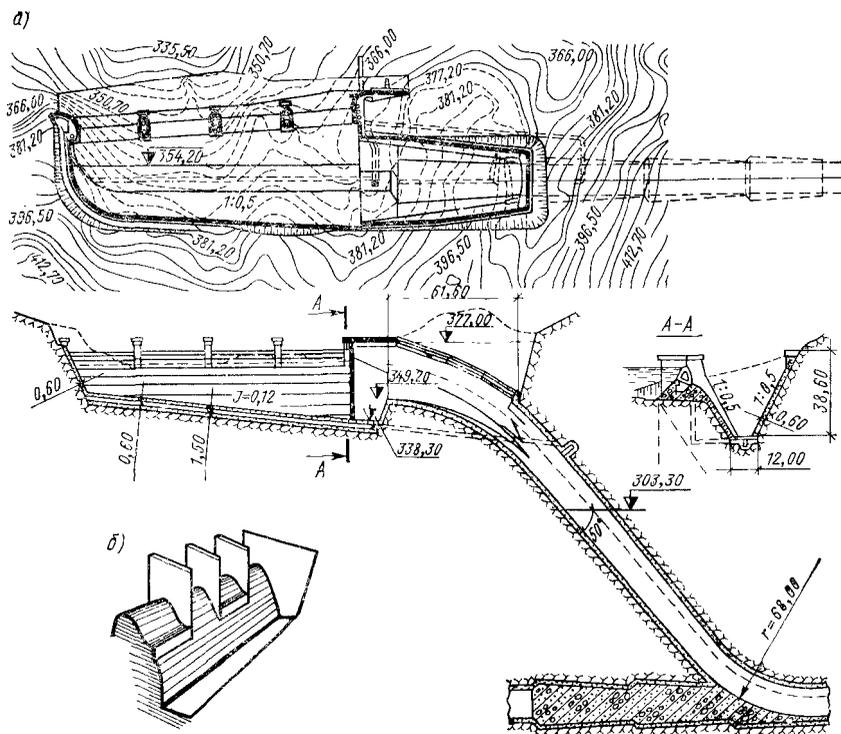


Рис. 17.19. Туннельный водосброс с траншейным водоприемником:
а — водосброс с траншеей, имеющей на гребне сегментные затворы; *б* — пролеты водослива с носком для борьбы с вращением потока в траншее

лах траншея (траншейный водослив) является головной частью туннельного водосброса или быстротока (рис. 17.19).

Траншея располагается вдоль горизонталей, что в ряде случаев позволяет существенно уменьшить, по сравнению с другими типами

* Кузнецова Е. В. Вихревой шахтный водосброс в составе высоконапорного гидроузла. — Гидротехническое строительство, 1975, № 5, с. 36.

головной части, объем выемки грунта. Водослив траншеи может быть выполнен с одной стороны траншеи, с двух сторон, а также и с ее торца. При отсутствии затворов гребень располагается на отметке НПУ.

Особенностью гидравлики траншеи является движение потока с переменным расходом. Глубина в конце траншеи может быть меньшей, большей или равной критической. Опыт проектирования говорит, что наименьший объем траншеи получается при глубине в конце траншеи, равной критической. Поперечное сечение траншеи выполняется прямоугольным или трапецидальным, с заложением откосов, определяющихся категорией грунта.

При одностороннем поступлении воды в траншею образуется винтообразное движение, ухудшающее условия поступления воды из траншеи в последующий за ней туннель или быстроток, снижающее пропускную способность туннеля и приводящее к сбойному течению на быстротоке. Для борьбы с вращением потока часть водосливов может быть выполнена с носком (рис. 17.19, б), что обеспечивает в траншее вращение потока, поступающего через водослив с носка в направлении, обратном вращению потока за водосливами без носка*. При таком решении условия входа потока в туннель или быстроток улучшаются.

§ 17.6. ВЫБОР ТИПА БЕРЕГОВОГО ВОДОСБРОСА

Остановиться на каком-либо из возможных типов водосброса можно лишь после технико-экономического сопоставления различных возможных вариантов. В то же время ряд факторов (топографических, геологических, гидрологических, производственных) способствует или исключает возможность применения того или иного типа водосбросного сооружения. К сказанному по этому поводу в § 17.1 можно добавить следующее.

На гидроузлах низконапорных с грунтовыми плотинами при соответствующих условиях наиболее целесообразным может оказаться естественный береговой водосброс. Однако благоприятные условия для его применения встречаются не часто. Наибольшее распространение в составе низконапорных гидроузлов получили каналы в виде быстротоков с пропуском воды в строительный период через трубу в теле плотины. При небольших расходах до $10 \text{ м}^3/\text{с}$ или несколько больших за последнее время нашли применение трубчатые поверхностные водосбросы.

На средненапорных гидроузлах с грунтовыми плотинами на нескальных основаниях строительный расход пропускается, как правило, через трубу в теле плотины, а для пропуска паводка в эксплуатационный период применяются быстротоки. Использование труб в теле плотины для пропуска паводка при эксплуатации су-

* Прудовский А. М., Веземский В. Г. Усовершенствованный траншейный водосброс. — Тр. Гидропроекта, сб. 15, 1968, с. 156.

щественно утяжеляет и усложняет конструкцию труб, требует надежную конструкцию уплотнений осадочных и температурных швов.

На высоконапорных гидроузлах с грунтовыми плотинами неизбежен пропуск строительного расхода через туннели. Естественно при этом стремление использовать туннели для пропуска паводков в период эксплуатации сооружения. Отсюда применение в этом случае различного типа шахтных водосбросов — при расходах примерно до 3 тыс. м³/с, туннельных водосбросов — при расходах до 3—5 тыс. м³/с, со сбросной частью в виде наклонных туннелей, соединяющих поверхностный водоприемник с той частью строительного туннеля, которая включена в состав постоянного эксплуатационного водосброса.

При благоприятных топографических условиях обычно более экономичным является быстроток, который применяется и при малых и при весьма больших сбросных расходах. В настоящее время имеется быстроток пропускной способностью 30 тыс. м³/с и удельным расходом 220 м³/с на 1 м *. Строительный туннель при наличии быстроточка может быть приспособлен для пусков в нижний бьеф или использован как водоспуск на случай опорожнения водохранилища, что связано с трудностями оборудования глубоко погруженных отверстий затворами.

В гидроузлах с бетонными плотинами береговые водосбросы применяют лишь в случае высоких плотин или плотин средней высоты, когда приходится по причинам, указанным в § 17.1, отказаться от пропуска расхода при строительстве и эксплуатации через водосбросы в составе плотины. Береговые водосбросы на гидроузлах с арочными и контрфорсными плотинами используются чаще, чем с плотинами гравитационными. И здесь вопрос применения туннельных водосбросов или быстроточков решается в зависимости от топографических и прочих условий.

§ 17.7. ВОДОСБРОСЫ И ВОДОЗАБОРНЫЕ УСТРОЙСТВА В ГРУНТОВЫХ ПЛОТИНАХ

На гидроузлах с грунтовыми плотинами применяют в зависимости от высоты плотины и местных условий, категории грунта основания, рельефа местности, величины расчетного расхода, способа пропуска строительных расходов и др. или береговые водосбросы, или водосбросы, расположенные в теле плотины. Во втором случае это может быть бетонный или железобетонный водослив, составляющий напорный фронт плотины, или трубчатый водосброс с трубами (трубой), прорезающими тело плотины. Постепенно все большее применение находит пропуск воды в паводок через грунтовую плотину по откосу, защищенному покрытием особой конструкции.

* *ГЭС-Гури* (Венесуэла). Экспресс-информация.—Гидроэнергетика, ВИНТИ. 1972, № 20, с. 10.

Бетонные и железобетонные водосливы в составе грунтовых плотин. Попытка устройства водосливов жесткой конструкции на земляной насыпи, например, в виде железобетонных лотков или жестких облицовок откосов плотин заканчивались неудачно вследствие осадок тела плотины, к которым не приспособлены такие конструкции. Но устройство водосливов, прорезающих тело плотины и расположенных непосредственно на плотном грунте основания, возможно при условии обеспечения плотного контакта между конструкциями водослива и грунтом плотины и принятия мер против фильтрации в обход водослива или из-за устоя под флютбет (надлежащая конструкция сопрягающего устоя, надежное сопряжение понура и шпунтов с сопрягающим устоем).

Бетонные и железобетонные водосливные плотины, прорезающие грунтовую плотину по всей ее высоте, рассмотренные в гл. 9, широко применяются на гидроузлах малого и среднего напора. Устройство водосливной плотины в составе высокой грунтовой плотины возможно лишь на скальных грунтах, но и в этом случае обычно такое решение неэкономично вследствие большой высоты и длины сопрягающих стенок (открылков).

Трубчатые водосбросы в теле грунтовых плотин. Расположение жестких конструкций внутри грунтовых плотин вообще нежелательно ввиду неравномерных деформаций тела плотины, возможных вредных деформаций конструкций водосброса, опасности фильтрации по контакту этих конструкций с телом плотины. Несмотря на это, устройство трубчатых водосбросов в теле грунтовых плотин широко практикуется, особенно в плотинах малой высоты, в связи с тем, что уложенные в основании плотины трубы используются первоначально для пропуска расходов воды в период строительства, а в период эксплуатации служат не только как водосбросы, но и как водоспуски и часто используются как элемент водозаборных устройств.

При устройстве трубчатых водосбросов необходимо соблюдать следующие условия: трубы должны располагаться непосредственно на плотном грунте основания (в высоких плотинах — на скальном); на случай возможных деформаций основания трубы должны разбиваться по их длине на секции швами, снабженными уплотняющими шпонками; должны быть приняты меры против вредной и опасной контактной фильтрации воды вдоль труб; трубчатые водосбросы должны быть снабжены затворами как с верховой, так, если нужно, и с низовой сторон для управления их гидравлическим режимом и производства ремонта.

Состоит трубчатый водосброс из головной части, труб (нескольких или одной), концевого участка и затворов основных и ремонтных. Поступление воды в трубы происходит через глубинное, донное или поверхностное отверстия. Основные затворы, как правило, располагаются со стороны верхнего бьефа.

Головная часть трубчатых водосбросов может быть размещена в теле грунтовой плотины, как это показано на рис. 17.20, а, б или

может быть выполнена как самостоятельное сооружение в виде башни. Башня, изображенная на рис. 17.21, служит для управления затворами, перекрывающими входные отверстия труб. На рис. 17.22 в голове трубчатых водосбросов расположены башни в виде шахтных водосбросов с затворами на гребне и без них. Практикуется применение башен с сифонами (см. рис. 17.2, д), а также безбашенных головных устройств по типу, показанному на рис. 17.2, в.

У низконапорных плотин сельского типа головная часть может выполняться в виде круглой, овальной или прямоугольной неглубокой железобетонной шахты * постоянного сечения, из которой вода

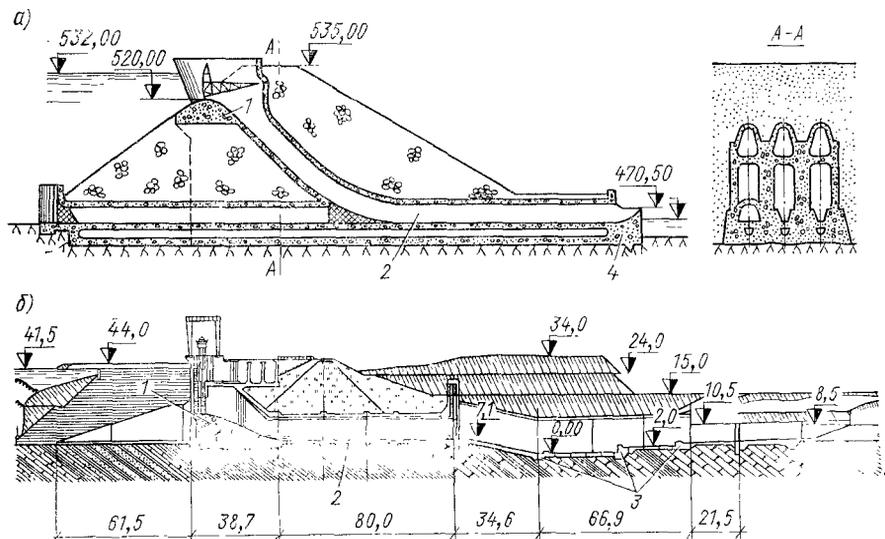


Рис. 17.20. Трубчатые водосбросы с головной частью в теле грунтовой плотины:

1 — водослив; 2 — донная труба; 3 — гаситель; 4 — носок-трамплин

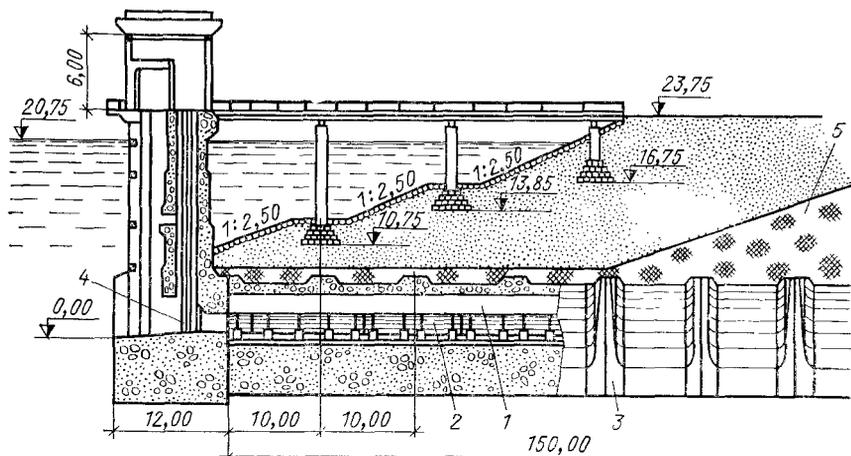
отводится одно-, двух- или трехочковой трубой. Водосливная стенка шахты выполняется с острой кромкой, со свободным переливом воды через кромку. Шахта подобного типа должна иметь массивное днище, обеспечивающее устойчивость против всплывания.

Трубы малого диаметра водосбросов невысоких плотин могут быть металлическими или железобетонными, собранными из звеньев. При больших поперечных сечениях трубы выполняют из железобетона с отверстиями круглыми, овальными или прямоугольными. Несколько труб объединяют в общую многоочковую конструкцию

* Кочегура М. А. Лабораторные исследования шахтных водосбросов низконапорных плотин. — Известия института гидрологии и гидротехники АН УССР, т. 11 (XVIII), 1954, с. 47.

(рис. 17.23). Днище труб должно располагаться на плотном грунте основания на уровне подошвы или, что лучше, в траншее, ниже подошвы.

По длине трубы делятся температурно-осадочными швами. Расстройство швов может привести к фильтрации воды из труб в тело плотины и, наоборот, из тела плотины в трубы с выносом мелких частиц грунта, поэтому швы для предупреждения фильтрации уплотняются шпонками (рис. 17.24).



Разрез по оси трубопровода

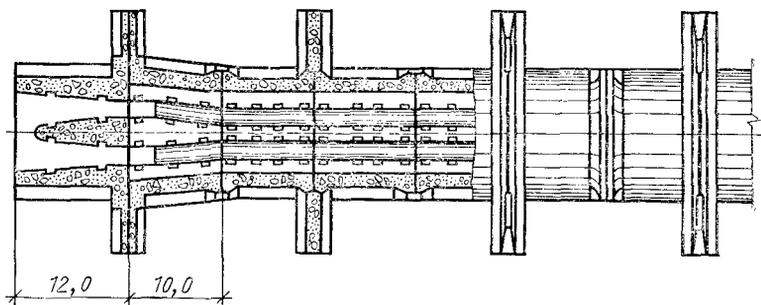


Рис. 17.21. Трубчатый водоспуск с размещением труб в галерее:

1 — галерея; 2 — трубы водовыпуска; 3 — ребра жесткости и диафрагмы; 4 — глубинное отверстие; 5 — экран грунтовой плотины

Осмотр и ремонт труб возможны в ограниченных пределах, только изнутри труб, желательно при соответствующих размерах поперечного сечения труб (после пропуска через трубы строительных расходов) использовать их в период эксплуатации как галереи для прокладки в них труб с меньшим поперечным сечением, предназначенным для спуска воды из водохранилища или подачи воды водопотребителям.

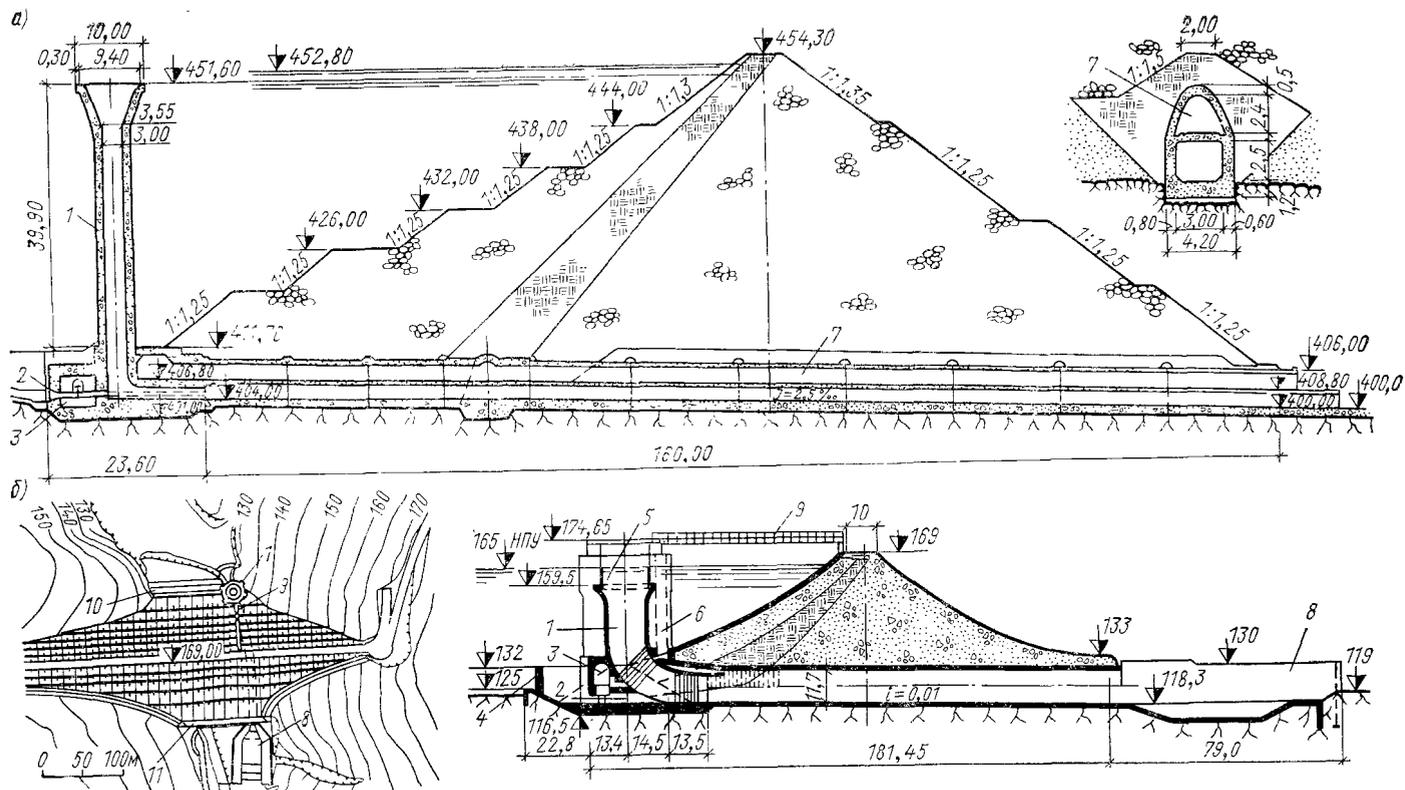


Рис. 17.22. Шахтный башенный водосброс:

а — без затворов на гребне; б — с кольцевым затвором; 1 — башня; 2 — водовыпуск; 3 — затворная камера; 4 — стенка для задержания влекомых наносов; 5 — кольцевой затвор; 6 — аэрационная камера; 7 — служебная и аэрационная галерея; 8 — вододобный колодец; 9 — служебный мостик; 10, 11 — верховая и низовая перемычки

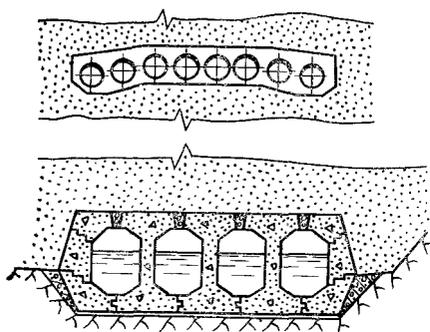


Рис. 17.23. Примеры многоочковой конструкции

Трубы могут объединяться в одну конструкцию со служебной галереей, как это показано на рис. 17.22, а. Галерея служит для прохода к затворам в головной части трубы и может использоваться как канал для подачи воздуха в голову трубы за затвор.

Концевая часть устраивается обычно в виде водобойного колодца с раструбом и растекателями (см. § 2.5) или без них. Использовать сопряжение бьефов отбросом струи обычно не удается, так как выход из трубы, как правило, заглублен под уровень воды в нижнем бьефе.

Трубчатый водоспуск. Если отверстие для приема воды в трубчатый водосброс расположено у дна, то водосброс является одно-

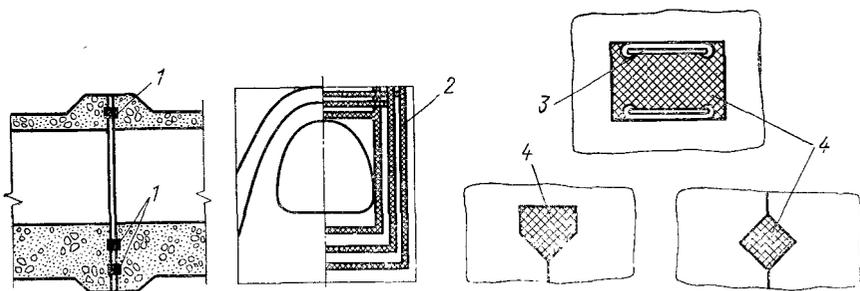


Рис. 17.24. Детали уплотнения швов в трубах:
1 — шпонки; 2 — компенсаторы; 3 — металлические пластинки; 4 — гудрон

временно водовыпуском (водоспуском). Но в случае применения башни с поверхностным водосливом или сифоном приходится предусматривать специальное водоприемное напорное отверстие в голове трубы и устройство там же специальной затворной камеры (рис. 17.22).

Когда в составе гидроузла имеется береговой водосброс, то трубчатый водосброс, предназначенный для пропуска воды в период строительства, приспособливают для работы в качестве водоспуска, обычно используя его как галерею, в которой прокладывается водоспускная труба на всей длине галереи или на ее части (рис. 17.25). Головное устройство в надлежащих случаях должно иметь решетки для защиты трубы от попадания в нее топляков.

Грунтовые водосливные плотины. Перелив воды через тело грунтовой плотины ведет к неминусемому быстрому ее размыву. Однако если водосливную поверхность покрыть неразрываемой одеждой, способной деформироваться при осадках без нарушения целостности покрытия из-за сноса элементов покрытия и размывов, то такой водослив будет работать благополучно. При этом дренаж под покрытием должен предохранять откос от выноса грунта. Большие исследования в этом направлении были проведены П. И. Гордиенко*, который разработал следующие принципы проектирования водослива земляной плотины: 1) откосы земляной плотины должны быть устойчивы при переливе воды через нес (1 : 7 ÷ 1 : 10); 2) верхней откос, являющийся как бы понуром для водослива, укрепляется аналогично понурам; 3) гребень плотины покрывается бетонной плитой — порогом, а низовой откос — защитной гибкой одеждой из сквозных железобетонных плит на надежном обратном фильтре; 4) сопряжение сливающегося через плотину потока с нижним бьефом лучше делать по типу поверхностного режима; 5) кривая депрессии в плотине, когда нет перелива воды, должна быть заглублена во избежание промерзания откоса путем устройства внутреннего дренажа (рис. 17.26).

Плиты клиновидного профиля укладываются в шахматном порядке снизу вверх на спланированный откос, с напуском верхнего ряда на нижний (рис. 17.26, б). Ю. П. Правдивец, продолживший работу П. И. Гордиенко, рекомендует** плиты выполнять для упрощения процесса их изготовления и укладки без напуска (рис. 17.26, в), а дренажные отверстия выполнять круглыми диаметром не более размера фракции верхнего слоя фильтра при общей площади дренажных отверстий не менее 5% от площади плиты. Для откосов из камня плиты крепления имеют такую же форму и размеры, но откос может быть круче (до 1 : 3, 1 : 4).

При испытании крепления плитами грунтового откоса, проведенном в натуральных условиях***, удельный расход достиг 60 м/с на 1 м длины при скорости течения 23 м/с.

Недопустимы в концевой части откоса, покрытого плитами, обратные течения, которые могут образовываться при сбойном течении на конце откоса (широкий водослив при неравномерном открытии затворов на гребне водослива). Избежать обратного течения при любой ширине водослива можно устройством в конце носка с отметкой, обеспечивающей образование поверхностного режима

* Гордиенко П. И. Железобетонно-земляные плотины. — Тр. МПСИ им. В. В. Куйбышева, 1970, № 61.

** Гринчук А. С., Правдивец Ю. П. Сборное железобетонное крепление грунтовых откосов, используемых для сброса воды. — Гидротехническое строительство, 1977, № 7, с. 25.

*** Правдивец Ю. П. Пропуск паводковых вод через недостроенные плотины из местных материалов. — Энергетическое строительство, 1977, № 4, с. 22.

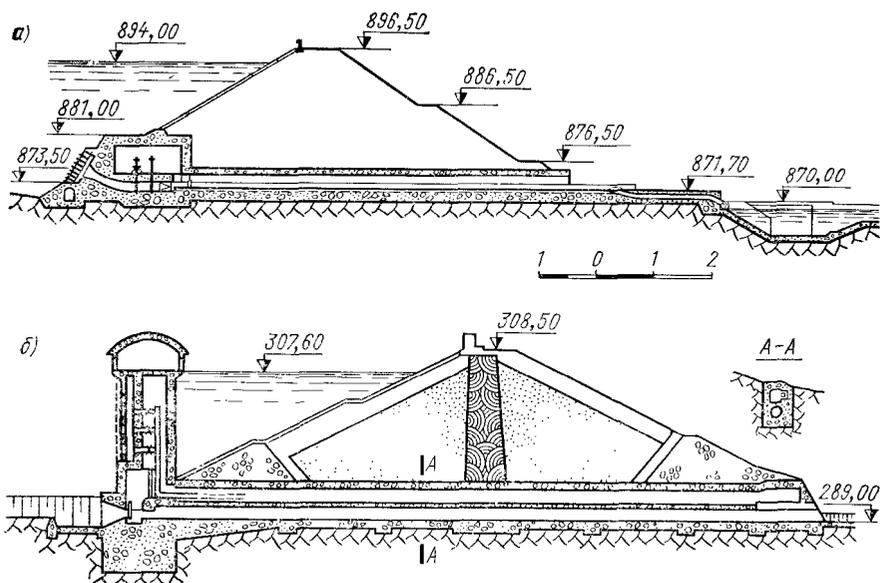


Рис. 17.25. Трубчатые водовыпуски и водозаборные устройства:

а — безбашенный трубчатый водовыпуск (труба для пропуска строительного расхода используется как галерея для трубы водовыпуска); б — трубчатый водовыпуск и башня водозаборной системы водоснабжения, объединенные в одну конструкцию

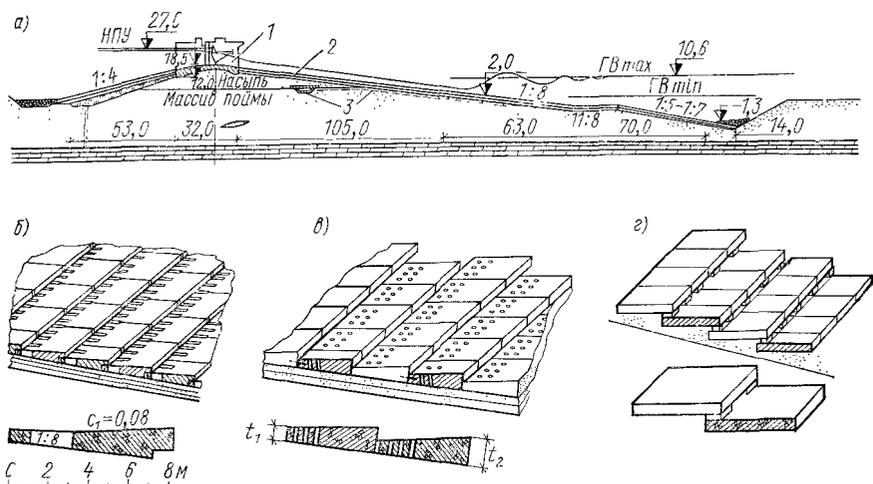


Рис. 17.26. Водосливная грунтовая плотина:

а — продольное сечение; б — плиты клиновидные с консолю без связи; в — то же, без консоли с гибкими связями; г — плоские плиты прямоугольного сечения

с затопленным прыжком или донного режима за носком, поэтому грунтовый водослив без носка требует режима пропуска воды, исключая сбойность течения (водослив без затворов или одновременное открытие всех отверстий).

Характерной особенностью водосливной грунтовой плотины, изображенной на рис. 17.26, является сопряжение бьефов поверхностным режимом независимо от уровня воды в нижнем бьефе; начальное сечение гидравлического прыжка с повышением уровня воды в нижнем бьефе перемещается по откосу в сторону верхнего бьефа.

При возведении грунтовой водосливной плотины особое внимание должно быть уделено достижению высокой плотности грунта тела плотины, качеству обратных фильтров под плитами. Водосливной порог должен проектироваться с учетом возможных осадок гребня плотины.

Пропуск воды через грунтовые откосы, покрытые габионами (металлические сетки, заполненные камнем) или же покрытые крупным камнем, нашел применение при затопляемых перемычках и используется для грунтовых водосливных плотин с небольшими удельными расходами.

Успешно работают небольшие водосливные плотины с покрытием из плоских (дорожных) плит (см. 17.26, *г*). Дренажные отверстия в покрытии из таких плит образуются за счет прокладок между плитами. Материал верхнего слоя обратного фильтра должен быть крупнее высоты щелей между плитами.

Устойчивость в потоке плит клиновидной формы выше плит прямоугольного поперечного сечения за счет действия центробежных сил, возникающих при изгибе потока в придонной области. Определить толщину плиты клиновидной формы в зависимости от уклона откоса и удельного расхода, устойчивую в потоке на откосе, можно по графику на рис. 17.27. При известной толщине плиты t_{cp} ее длина равна $L = (3,5 \div 5,0) t_{cp}$, ширина $B = (0,7 \div 1,0) t_{cp}$. При этом толщину плиты по концам рекомендуется принимать примерно $t_1 = (0,9 \div 0,93) t_{cp}$, $t_2 = (1,07 \div 1,10) t_{cp}$.

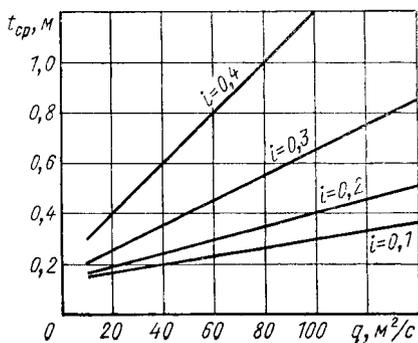


Рис. 17.27. Зависимость толщины сборного крепления от удельных расходов и уклонов откосов

ЛИТЕРАТУРА

1. Защита территорий от затопления и подтопления/Абрамов С. К., Недрига В. П., Романов А. В., Селюк Е. М. — М.: Госстройиздат, 1961.
2. Авакян А. Б., Шарипов В. А. Водохранилища гидроэлектростанций СССР. — М.: Энергия, 1968.
3. Адамович А. Н., Колтунов Д. В. Цементация оснований гидросооружений. — М. — Л.: Энергия, 1964.
4. Айрапетян Р. А. Проектирование каменно-земляных и каменно-набросных плотин. — М.: Энергия, 1975.
5. Александровский С. В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на температурно-влажностные воздействия с учетом ползучести. — М.: Стройиздат, 1966.
6. Алтуний С. Т. Регулирование русл. — М.: Сельхозгиз, 1956.
7. Аллерин И. Е., Быков Л. С., Гуревич В. Б. Укрепление берегов судоходных каналов, рек и водохранилищ. — М.: Транспорт, 1973.
8. Аронов Р. И. Испытания сооружений. — М.: Высшая школа, 1974.
9. Арочное плотиностроение/Под общей ред. В. С. Эрстова. — М.: Энергия, 1965.
10. Басевич А. З. Массивные гидротехнические сооружения с искусственным обжатием бетона. — М.: Госстройиздат, 1951.
11. Бетонные плотины (на скальных основаниях)/Гришин М. М., Розанов Н. П., Белый Л. Д. и др. — М.: Стройиздат, 1975.
12. Билнов Г. Ф. Плотины на вечной мерзлоте. — М.: Энергия, 1975.
13. Большие плотины СССР. — М.: Госэнергоиздат, 1962.
14. Вархотов Т. Л. Сборно-монолитные и сборные ячеистые плотины. — М.: Госстройиздат, 1962.
15. Ведерников В. В. Теория фильтрации и ее применение в области ирригации и дренажа. — М. — Л.: Госстройиздат, 1939.
16. Вендров С. Л., Дьяконов К. Н. Водохранилища и окружающая среда. — М.: Наука, 1976.
17. Волков И. М., Кононенко И. Ф., Федичкин И. К. Гидротехнические сооружения. — М.: Колос, 1968.
18. Высоцкий Л. И. Управление бурными потоками на водосбросах. — М.: Энергия, 1977.
19. Гагошидзе М. Селевые явления и борьба с ними. — Тбилиси: Сабчота Сакартвело, 1970.
20. Гаджиев А. Б. Деформационные швы гидросооружений. — Л.: Энергия, 1975.
21. Гидравлические лаборатории СССР. Краткий справочник. — М. — Л.: Энергия, 1965.
22. Гидротехнические сооружения/Под ред. М. М. Гришина — Сб. № 29 МИСИ им. В. В. Куйбышева. — М.: Госстройиздат, 1959.
23. Гидротехнические сооружения. — Сб. № 32 МИСИ им. В. В. Куйбышева (кафедра гидротехнических сооружений). — М.: Госэнергоиздат, 1961.

24. Гидротехнические сооружения/Под ред. *И. П. Розанова*. — М.: Стройиздат, 1978.
25. Гидротехнические сооружения комплексных гидроузлов/Под ред. *П. С. Непорожного*. — М.: Энергия, 1973.
26. *Гинзбург М. Б., Мальцов К. А., Соколов И. Б.* Определение противодавления в бетонной кладке гидротехнических сооружений. ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. М. — Л.: Энергия, 1959.
27. *Гинзбург М. Б.* Натурные исследования бетонных плотин в Италии. — Л.: Энергия, 1969.
28. Проектирование сейсмостойких гидротехнических, транспортных и специальных сооружений/*Гольденблат И. И., Карцивадзе Г. Н., Напетваридзе Ш. Г., Николаенко М. М.*/Под ред. проф. *И. И. Гольденблата*. Руководство по проектированию сейсмостойких зданий и сооружений. Т. IV. — М.: Стройиздат, 1971.
29. *Гончаров В. Н.* Динамика русловых потоков. — Л.: Гидрометеоиздат, 1962.
30. *Гришин М. М.* Гидротехнические сооружения. — М.: Госстройиздат, 1962.
31. *Гришин М. М.* Гидротехнические сооружения. Т. I, II. — М.: Госстройиздат, 1954—1955.
32. Гидроэлектрические станции/Под ред. *Губина Ф. Ф.* — М.: Энергия, 1972.
33. *Дегтярев В. В.* Выправительные сооружения из грунта. — М.: Транспорт, 1970.
34. *Дзюба К. И.* Расчет контрфорсов плотин на прочность. — Тр. Гидропроекта, 1963, № 8.
35. Динамика сплошных сред в расчетах гидротехнических сооружений/Под ред. *В. М. Лятхера, Ю. С. Яковлева*. — М.: Энергия, 1976.
36. *Доманский Л. К., Прочухан Д. П., Фрид С. А.* Скальные основания гидротехнических сооружений/Под ред. *Н. А. Филимонова*. — Л.: Стройиздат, 1971.
37. *Евдокимов П. Д., Сапегин Д. Д.* Прочность, сопротивляемость сдвигу и деформируемость оснований сооружений на скальных породах. — М. — Л.: Энергия, 1964.
38. *Жинью М., Барбье Р.* Геология плотин и гидротехнических сооружений: Пер. с франц. — М.: Госстройиздат, 1961.
39. *Загрядская Н. Н.* Расчет нагрузки от волн на гидротехнические сооружения вертикального профиля. — Л.: Энергия, 1975.
40. *Замарин Е. А., Фандеев В. В.* Гидротехнические сооружения. — М.: Колос, 1965.
41. *Зарубаев И. В.* Комплексное использование и охрана водных ресурсов. — Л.: 1976.
42. *Зенкевич О.* Метод конечного элемента в технике. — М.: Мир, 1976.
43. *Зурабов Г. Г., Бугаева О. Е.* Гидротехнические туннели гидроэлектрических станций. — М. — Л.: Транспорт, 1970.
44. *Иванов П. Л.* Разжижение песчаных грунтов. — М.: Госэнергоиздат, 1962.
45. *Истомина В. С.* Фильтрационная устойчивость грунтов. — М.: Госстройиздат, 1957.
46. *Истомина В. С., Буренкова В. В., Мишурова Г. В.* Фильтрационная прочность глинистых грунтов. — М.: Стройиздат, 1975.
47. *Константинов И. А.* Динамика гидротехнических сооружений. Ч. I. Основы динамики сооружений. Л.: ЛПИ, 1975; ч. II. Расчет плотин на сейсмические воздействия. — Л., 1976.

48. *Кульман П. П.* Гидродинамика гидротехнических сооружений (основные плоские задачи). — М.: Изд. АН СССР, 1963.
49. *Леви И. И.* Динамика русловых потоков. — М.: Госэнергоиздат, 1957.
50. *Леви И. И.* Моделирование гидравлических явлений. — Л.: Энергия, 1967.
51. *Липкинд В. М.* Бетонные плотины гидроэлектростанций. — М.: Госэнергоиздат, 1951.
52. *Лыков А. В.* Теория теплопроводности. — М.: Высшая школа, 1967.
53. *Лятхер В. М.* Турбулентность в гидросооружениях. — М.: Энергия, 1968.
54. *Маслов Н. Н., Пальгунова З. В.* Плотины Северной Африки. — М.: Госэнергоиздат, 1960.
55. *Маслов Н. Н., Котов М. Ф.* Инженерная геология. — М.: Стройиздат, 1971.
56. *Медведев С. В., Карапетян Б. К., Быховский В. А.* Сейсмические воздействия на здания и сооружения/Под ред. проф. С. В. Медведева. Руководство по проектированию сейсмостойких зданий и сооружений. Т. I. — М.: Стройиздат, 1968.
57. Методы расчета устойчивости и прочности гидротехнических сооружений/Под ред. проф. М. М. Грищина. 2-е изд. — М.: Стройиздат, 1966.
58. *Мирицхулава Ц. Е.* Надежность гидромелиоративных сооружений. — М.: Колос, 1974.
59. *Михайлов А. В.* Внутренние водные пути. — М.: Стройиздат, 1973.
60. *Моисеев С. Н., Моисеев И. С.* Каменно-земляные плотины. Основы проектирования и строительства. — М.: Энергия, 1977.
61. *Мойс П. П.* Шахтные водосбросы. — М.: Энергия, 1970.
62. *Мостков В. М.* Подземные сооружения большого сечения. — М.: Недра, 1974.
63. *Моценелидзе Н. С.* Устойчивость и сейсмостойкость контрфорсных плотин. — М.: Энергия, 1971.
64. *Недрига В. П.* Сопрягающие устройства бетонных плотин. — М.: Госстройиздат, 1960.
65. *Непорожний П. С., Филахтов А. Л.* Опыт строительства гидроэнергоузлов. — Киев, АН УССР, 1960.
66. *Ничипорович А. А.* Плотины из местных материалов. — М.: Стройиздат, 1973.
67. *Олешкевич Л. В.* Облегченные гравитационные плотины на скальных основаниях. — М.: Изд. ВОДГЕО, 1961.
68. *Орехов В. Г.* Исследование термонапряженного состояния бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений. — Тр. координационных совещаний по гидротехнике. — М. — Л.: Госэнергоиздат, 1962.
69. *Павловский Н. Н.* Движение грунтовых вод. Собр. соч. Т. II. — М. — Л.: Изд. АН СССР, 1956.
70. *Покровский Г. И., Федоров И. С.* Возведение гидротехнических земляных сооружений направленным взрывом. — М.: Стройиздат, 1971.
71. *Полонский Г. А.* Механическое оборудование гидротехнических сооружений. — М.: Энергия, 1974.
72. Проектирование и строительство больших плотин (по материалам V Международного конгресса по большим плотинам)/Сб. под ред. А. А. Бороваго. — М. — Л.: Госэнергоиздат, 1968.
73. Проектирование и строительство высоких плотин (по материалам совещания по высоким плотинам). — М.: Госэнергоиздат, 1960.

74. Проектирование и строительство больших плотин (по материалам VI Международного конгресса по большим плотинам)./Сб. статей по ред. А. А. Борового. — М.—Л.: Госэнергоиздат, 1962.
75. Проектирование речных гидроузлов на нескальных основаниях/Под ред. М. М. Гришина и А. В. Михайлова. — М.: Энергия, 1967.
76. Производство гидротехнических работ: — М.: Стройиздат, 1970.
77. Розанов Н. П. Контрфорсные плотины. — М.: Госстройиздат, 1949.
78. Розанов Н. С., Скоморовский Я. Г. Модельные исследования стенок гидросооружений. — М.: Энергия, 1975.
79. Розанов Н. С. Проектирование и исследование арочных плотин во Франции. — М.—Л.: Энергия, 1966.
80. Розин Л. А. Расчет гидротехнических сооружений на ЭЦВМ. Метод конечных элементов. — Л.: Энергия, 1971.
81. Сборник трудов по гидротехнике и гидростроительству. М.: Наука, 1970.
82. Семанов Н. А. Деревянные плотины. — М.: Стройиздат, 1940.
83. Слиссский С. М. Гидравлика зданий гидроэлектростанций. — М.: Энергия, 1970.
84. Справочник по гидравлическим расчетам/Под ред. П. Г. Киселева. — М.: Энергия, 1975.
85. Справочник по гидротехнике. — М.: Госстройиздат, 1955.
86. Строительство плотин массивом взрывом породы/Багдасаров А. Г., Башкуев Э. Б., Буриштейн М. Ф. и др. — М.: Энергия, 1974.
87. Тайчер С. И., Мгалобелов Ю. Б. Расчеты устойчивости скальных береговых упоров арочных плотин. — М.: Энергия, 1972.
88. Технический прогресс в проектировании и строительстве высоких плотин (по материалам X Международного конгресса по большим плотинам). — М.: Энергия, 1976.
89. Турчин Н. Е. Сооружения гидротехнических объектов тепловых электростанций. — М.: Госэнергоиздат, 1960.
90. Угинчус А. А. Каналы и сооружения на них. — М.: Госстройиздат, 1953.
91. Ухов Б. С. Скальные основания гидротехнических сооружений. — М.: Энергия, 1975.
92. Фильчиков П. Ф. Теория фильтрации под гидротехническими сооружениями. Т. I—II.—Киев: Изд. АН УССР, 1960.
93. Флорин В. А. Теория уплотнения земляных масс. — М.: Госстройиздат, 1948.
94. Фрид С. А. Температурные напряжения в бетонных и железобетонных конструкциях гидротехнических сооружений. — М.—Л.: Госэнергоиздат, 1959.
95. Фрид С. А., Левених Д. П. Температурные воздействия на гидротехнические сооружения в условиях Севера. — Л.: Стройиздат, 1978.
96. Цытович Н. А. Механика грунтов. — М.: Высшая школа, 1973.
97. Цытович Н. А., Ухова Н. В., Ухов С. Б. Прогноз температурной устойчивости плотин из местных материалов на вечномёрзлых основаниях. — Л.: Стройиздат, 1972.
98. Чугаев Р. Р. Гидротехнические сооружения. Глухие плотины. — М.: Высшая школа, 1975.
99. Чугаев Р. Р. Гидротехнические сооружения. Водосливные плотины. — М.: Высшая школа, 1978.

100. Чугаев Р. Р. Подземный контур гидротехнических сооружений. — Л.: Энергия, 1974.
101. Щавелев Н. Ф. Уплотнение деформационных швов массивных гидротехнических сооружений. — М.: Энергия, 1970.
102. Шульман С. Г. Расчеты сейсмостойкости гидросооружений с учетом влияния водной среды. — М.: Энергия, 1976.
103. Шульман С. Г. Сейсмическое давление воды на гидротехнические сооружения. — Л.: Энергия, 1970.
104. Шейнин И. С. Колебания конструкций гидросооружений в жидкости (справочное пособие по динамике гидросооружений). Ч. I. — Л.: Энергия, 1967.
105. Юфин А. П. Гидромеханизация. — М.: Стройиздат, 1974.
106. Bourgin A. Cours de calcul des barrages. Paris, 1955.
107. Brown Guthrie J. Hydro-Electric Engineering Practice. vol. I, Civil Engineering. London, 1965.
108. Contessini F. Dighe e traverse. Milano, 1953.
109. Davis V. C. Handbook of Applied Hydraulics, 1952.
110. Design of gravity dams. US. Bureau of reclamation. Denver. 1976.
111. Henny H. Thomas. The Engineering of Large Dams. P. 1, 2, London, 1976.
112. Kratochvíl S. Vodní nádrže a přehrady. Praha, 1961.
113. Mosonyi E. Wasserkraftwerke. B. I, II. Budapest, 1956, 1959.
114. Pavel Peter. Projektovanie priehrad. II. Bratislava, 1959.
115. Press H. Stauanlagen und Wasserkraftwerke, I. Teil, Talsperren, Berlin, 1958.
116. Press H. Stauanlagen und Wasserkraftwerke, II. Teil, Wehre. Berlin, 1956.
117. Segura J. L. J. A. Saltos de agua y presas de embalse. T. I, II. Madrid, 1964.
118. Tölke F. Talsperren, Staudämme und Staumauern. Handbibliothek für Bauingenieure. Berlin, 1938.
119. Гидравлические расчеты конструкций, управляющих бурными потоками. Рекомендации для проектирования/Под ред. Ф. Г. Гунько. — Л.: Энергия, 1974.
120. Защита от размыва русел и нижних бьефов водосбросов/Рекомендации по проектированию. — М.: Изд. ВОДГЕО, 1974.
121. Нормы и технические условия на проектирование бетонных гравитационных плотин на скальных основаниях (СН 123—60). — М.: Госэнергоиздат, 1961.
122. Рекомендации по проектированию и строительству плотин из грунтовых материалов для производственного и питьевого водоснабжения в условиях Крайнего Севера и вечной мерзлоты. ВНИИ ВОДГЕО. — М.: Стройиздат, 1976.
123. Руководство по учету сейсмических воздействий при проектировании гидротехнических сооружений (к разделу 5, главы СНиП II-A. 12—69). — Л.: ВНИИГ, 1977.
124. Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные гравитационные плотины на не скальных основаниях. Нормы проектирования. (СНиП II-И. 12—67). — М.: Стройиздат, 1968.
125. Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Нормы и правила (СНиП II-И. 14—69). — М.: Стройиздат, 1970.
126. Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные плотины. Нормы проектирования (СНиП II.—54—75). — Л., Стройиздат, 1975.

127. Строительные нормы и правила. Земляные сооружения. Правила производства и приемки работ. (СНиП III-Б. 1—71). — М.: Стройиздат, 1971.
128. Строительные нормы и правила. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. (СНиП II-A. 15—69). — М.: Стройиздат, 1970.
129. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия. (СНиП II-6—74). — М.: Стройиздат, 1976.
130. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов) (СНиП II-57—75). — М.: Стройиздат, 1976.
131. Строительные нормы и правила. Основания гидротехнических сооружений. (СНиП II-16—76). — М.: Стройиздат, 1977.
132. Строительные нормы и правила. Основания зданий и сооружений. (СНиП II-15—74). — М.: Стройиздат, 1975.
133. Строительные нормы и правила. Плотины земляные насыпные. Нормы проектирования (СНиП II-И. 4—62). — М.: Стройиздат, 1963.
134. Строительные нормы и правила. Плотины из грунтовых материалов. Нормы проектирования (СНиП II-53—73). — М.: Стройиздат, 1974.
135. Строительные нормы и правила. Подпорные стены гидротехнических сооружений (СНиП II-И. 10—65). — М.: Стройиздат, 1966.
136. Строительные нормы и правила. Расчетные максимальные расходы воды при проектировании гидротехнических сооружений на реках. (СНиП II-И. 7—65). — М.: Стройиздат, 1966.
137. Строительные нормы и правила. Сооружения мелиоративных систем. (СНиП II-52—74). — М.: Стройиздат, 1975.
138. Строительные нормы и правила. Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования (СНиП II-A. 10—71). — М.: Стройиздат, 1972.
139. Строительные нормы и правила. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования (СНиП II-A. 12—69*). — М.: Стройиздат, 1977.
140. Технические условия и нормы проектирования. Асфальтовые гидроизоляции гидротехнических сооружений. ТУ и НП (МСЭС—7—58). — М.—Л.: Госэнергоиздат, 1960.
141. Указания по проектированию гидротехнических туннелей (СН 238—73). — М.: Стройиздат, 1974.
142. Указания по проектированию противофильтрационных завес в скальных основаниях плотин. — Л.: Энергия, 1968.
143. Указания по определению допускаемых (неразрывающих) скоростей водного потока для различных грунтов и облицовок (ВСН 2—65). — М.: Госземводхоз СССР, 1965.

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

- Аккумуляция наносов 10
Акселлеграмма аналоговая 144, 465
— синтезируемая 144
Анизотропия фильтрационная 431
Анкер 302, 233, 237
Анкерное устройство 302, 304, 237
Аэрация потока 31
- Берма** 406, 488, 511
Бетон 173
— водонепроницаемость 174
— водостойкость 175
— заполнители 178
— марки 179
— морозостойкость 174
— набухание 204
— плотность 174
— прочность 173
— сопротивление истиранию 175
— сопротивление кавитации 175
— тепловыделение 116, 118
— трещинообразование 112, 175
— удобоукладываемость 176
— усадка 203
— экзотермия 116, 176
Бровка откоса 406
Быки (бычки) 241, 242, 255, 551
Быстроток 574
Бьеф 8
— верхний 8
— нижний 9
- Вакуум** 29
Вес грунта
— объемный 411
— скелета 410
— удельный 410
Влажность весовая 411
Вертикальная толщина экрана и ядра 100, 507, 509
Вода 5, 280
— гравитационная 70, 411
— капиллярная 411, 70
— свободная 70, 411
— связанная 411
Водное хозяйство 6
Водобой 244, 246, 551, 554
Водобойный пол 246, 553
Водобойные устройства 230, 244
Водовороты 64
Водопользование 7
Водопотребление 7
Водоподпорные сооружения 11
Водопроницаемость грунта
— шпунтовых стенок 82
- Водопроницающие сооружения** 11, 15
Водосброс 13
— башенный 574
— береговой
— в теле грунтовых плотин 592
глубинный и донный 49
— двухъярусный 52
— лепестковой формы 588
— сифонный 52
— траншейный 589
— трубчатый 580, 592
— туннельный 583
— поверхностный 45
— шахтный 586
— шахтный вихревой 589
Водослив 13
— подтопленный 47
— практического профиля 45
— вакуумный 48
— с широким порогом 48
Водосливная плотина 227, 230
бетонная 11, 70, 227, 230
— грунтовая 70, 271, 598
Водоснабжение 6
Водоупор 78, 108, 431, 474
Водохранилище 10
Водные ресурсы 5
— охрана 6
— комплексное использование 4
Воздействие водного потока
— биологическое 20
— волновое 32
— ледовое 39
— сейсмическое 153
— силовое 25, 168
— химическое 19
Волны 32, 141
— ветровая 32, 482
— сейсмическая 141, 466
— на рисбирме 249
— высота наката 37
— длина 35
— обеспеченность 35
Восстановление сооружений
Выбор удельного расхода 239
Выпор грунта
— контактный 88, 442
— фильтрационный 86
- Галерея**
— водопропускные 597
— смотровые и дренажные 230
Гасители 57, 247
Гашение энергии воды 54, 60

- Гидроаккумулирующие электростанции 10
 Гидродинамическая сетка 72, 81, 99, 432
 Гидродинамическое давление 26, 153, 450, 466
 Гидросооружения 15
 — водного транспорта 15
 — гидромелиоративные 15
 — гидроэнергетические 15
 — для водоснабжения 16
 — для рыбного хозяйства 16
 — специальные 15
 Гидротехнические сооружения 7
 — водоподпорные 8
 — водопроводящие 8
 — проектирование 165
 — рабочие чертежи 167
 — стадия 167
 — техническое обоснование (ТЭО) проекта 167
 — технический проект 167
 — эксплуатация 165
 Глубина размыва 66
 Гидроузел, узел гидросооружений 16
 — комплексный 16
 — низконапорный 16
 — средненапорный 16
 — высоконапорный 16
 Гидроузлы и гидросистемы 16
 Гидроэнергетика 6
 Главные напряжения в бетоне плотины 194
 Глинобетон 553
 Глубина размыва русла 66, 68
 Горная масса 409, 426, 429, 513, 516, 548
 ГрадIENTы напора 73
 — фильтрации 69, 84, 434, 443, 509
 Гребень плотины 228, 406, 482, 488
 Грунт дресвяный (гравийный) 233, 408
 — глинистый 233, 409
 — илИстый 233, 409, 480
 — крупнообломочный 224, 409, 546
 — неоднородный 409
 — нескАльный 224, 474
 — песчаный 224, 409
 — скальный 480
 — суффозионный 444, 466, 472
 — щебенистый 409
 Грунт крупнозернистый 224, 409
 — мелкозернистый 224, 409
 — сильнопроницаемый 414
 — мерзлый 413, 545
 — талый 413, 545
 Грунтовые воды 110
 Грунтовый материал 408
 — вертикальной составляющей 25
 — ветровой волны 35, 485
 — воды сейсмическое 153
 — критическое 29
 — льда 39
 — наносов 42
 Давление в грунте 446
 — поровое 446
 — нейтральное 446
 — в скелете 446
 — эффективное 446
 Дамба 10
 — обвалования 485
 — продольная 10
 — поперечная 10
 Девиатор напряжения 416
 Депрессионная кривая 70, 97, 442
 Дефицит давления 246
 Деформация грунтов 415
 — бетона усадочная 113, 203
 — температурная 111, 112
 Деформация плотины 458
 Деформируемость грунта 415
 — допустимая 209
 — объемная 417
 — формoизменения 419
 Деформационные швы 241, 242, 594
 Диафрагма плотины 254, 406
 — асфальтобетонная 524
 — бетонная 524
 — железобетонная 524
 — инъекционная 525
 — металлическая 525
 — полиэтиленовая 524
 Длина крепления русла 65
 Дренаж 80, 81, 289
 — бетонных плотин 80, 289
 — вертикальный 81, 104, 218, 438
 — внутренний 218, 274, 436
 — грунтовых плотин 95, 435
 — комбинированный 437
 — ленточный 95, 436
 — наклонный 96, 436
 — наружный 436
 — плоский 436
 — трубчатый 219, 436
 — в берегах 290, 403, 435
 — в основании 289, 403, 435, 438
 — в теле плотины 274, 400, 435
 Дренажный банкет 98, 436
 Дренаж под облицовками 482
 Дренажная призма 436
 Завеса железобетонная 237, 238
 — инъекционная 104, 439, 474
 Заглубление водоупора 78
 — расчетное 78
 Заложение откоса 406, 488, 511

Давление 17
 — абсолютное 29

Заполнитель (бетона) 173
Затвор тканевый 567
Затворная камера 585
Землетрясение 140
Зоны волнения 34
Зональное распределение бетона 211, 221
Зуб в основании плотины 238, 234

Изостаты напряжений 195
Изотерма нулевая (в грунтовой плотине) 539
Интенсивность напряжения 420

Кавитация 28
Камнебетон 178
Каменная наброска 233, 406
Канал 15
— водопроводящий 233
Касательные напряжения в плотине 462
Кинематическая вязкость 415
Класс капитальности 44, 170
Кольматация фильтра 93, 444
Компрессионная кривая 419
Контрфорсы 309, 563
— свайные 564
— сплошные 310, 313, 563
— стоечные 563, 564
— одиночные 313
— парные 313
— полые 310, 317
— теплоизоляция 339
— швы 331
Консолидация глинистого ядра 449
— грунтов 446
Контакт плотины с основанием 226, 474
Контактный размыв 89, 444
Конус выноса 409
Коэффициент запаса устойчивости
— откоса 467
— расхода 47
— сейсмичности 151
— водонасыщения 411
— относительной плотности 412
— сжатия 49
— температуропроводности 118, 413
— теплопроводности 118, 413
— теплоемкости 118, 413
— неоднородности 408
Крепление земляных откосов 482
— бетонное 484
— железобетонное 484
— каменное 483
— нижнего бьефа 66

Лёссовые и лёссовидные грунты 492
Лотки водопроводные 15

Магнитуа 142
Метод конечных элементов (МКЭ) 462
— арок центральной консоли 358, 371
— коэффициентов сопротивления 75
Межслойный коэффициент 83

Нагон воды 482
Нагрузки 168
Нагрузка сейсмическая 147
— статическая 180
Надежность 21
Надстройка плотины 228, 256
Накат волны на плотину 482
Намыв грунта двусторонний 495
— зимний 505
— надводный 502
— односторонний 503
— подводный 504
Насосы донные 42
Напор действующий 49
Напряжения в бетонной плотине 193
— от момента сил 200
— от равномерной нагрузки 198
— от сосредоточенной силы 199
— температуры 128, 367, 378
Несущая способность основания 234, 263

Оголовок водослива 229
Одометр 419
Оптимальная влажность грунта 490
Осадка грунтовых плотин 458
— пребия плотины 458
Основания деформации 359, 458, 263
Основания 20
— скальные 278
— нескальные 223
— трещиноватые 279
Основные сооружения 20
Оснований скальных улучшения 403
Отверстия в плотинах 238, 242
Откос волногасящий 487
Отслаивание 442
Отсыпка грунта 482
— в воду 492
— песка 492

Параметр Лоде 420
Перемычки 421
Перепад многоступенчатый 579
Перекрытие арочное 332
— расчет 363
Плита фундаментная 228, 258
Плотина 11
— арочная 11, 344
— бетонная 11

Плотина гравитационная 11, 180, 229
— глухая 13
— водопропускная 13
— водосбросная 13, 223, 229
— заанкеренная 275, 303
— контрфорсная 11, 309
— массивно-контрфорсная 310, 312
— многокупольная 310
— реверсивная 324
— с арочными перекрытиями (много-арочная) 309
— с плоскими перекрытиями 310, 323
— с полостями 275, 301
— с расширенными швами 275, 299
— типа Амбурсен 323
— типа Нетцли 311
— условия применения 311
Плотины грунтовые 14, 405
— взрывонабросные 527
— земляные 14, 482
— из сухой кладки 406
— каменно-земляные 14, 506
— каменные 516
— намывные 494
— насыпные 489
— однородные 406, 482
— с диафрагмой 524
— с экраном 406, 517
— с ядром 406, 499, 507
— тканевые 267
Подземный контур 71, 227
Подпорные 229
Подэкрановая кладка 517
Подэкрановый выравнивающий слой 516
Понур 234
— анкерный 236
— глиняный 235, 438, 475, 551
— жесткий 236
Пористость грунта 410
Профили водосливов и плотин 46, 180, 186
Прочность и расчет 188
Пулыла 494
Предельные состояния 169
Предельных состояний метод 169
Противодавление 75, 78, 80, 237
Противофильтрационные устройства (в основании плотин) 286
— грунтовых плотин 474
Прочность 425
Прыжка длина 66

Размыв контактный 89
Размыва глубина 66
Разрезка плотины швами (температурно-осадочными) 401
Разрезка плотины на блоки бетонирования 212, 213
— секционные 240

Рассеивающий трамплин 62
Расход воды 8
— максимальный 44
Расчетный водоупор 78
Расчет быка 256
Регуляционные методы защиты прибрежных земель 10
Регуляционные сооружения 14
Рисберма 248, 551

Сбойное течение 64
Сдвиг плотины 261
— глубинный 263, 265
— плоский 263
— по наклонной плоскости 263, 264
— при неоднородном основании 268
— смешанный 263
Сейсмические нагрузки — инерционные 147
Сейсмические волны 141
— продольные 141
— поперечные 141
— поверхностные или Рэлея 141
— скорости распространения в грунтах 163
Сейсмическое районирование 144
— уточненная сейсмичность 146
— учет грунтовых условий 146
Состав проекта 166
Сила 21
— волнового воздействия 37
— давления льда 40, 41
— гидродинамического давления 154
— фильтрационная 84, 192
Силы динамические 28
Скала 278
Скорости неразмывающие 66
Смотровые устройства 219, 408
Сопряжение бьефов 17
Сопряжение плотин водосливной и земляной 252, 253, 254
Сопряжение плотин с основанием 234
— грунтовых 474
— бетонных 229, 234
Сопрягающие сооружения 253, 254
Стабилометр 419
Суффозия 19
— внешняя и внутренняя 85, 86, 90
— механическая 19, 85, 90
— химическая 19, 85, 90
Судоподъемник 15
Сцепление грунта на разрыв 443

Талик 544
Температурный режим конструкций 119, 127
Температурные напряжения 133
Тепловыделение бетона 116
Тканевая плотина 567
Толщина водобоя 246

Толщина фильтра 91
Траектория главных напряжений 195
Трамплин 62
Трещины отрыва 464
Трещинообразование в грунтовой плоти-
не 464
Трубопроводы 15
Туннель гидротехнический 15
Тюфяк 436

Угол внутреннего трения грунта 425
— сдвига 425
— естественного откоса 430
Удельная сила сцепления грунта 425
Ужатка грунта 489
Уклон откоса 406
Уплотнение швов 596, 242, 243
Уравнение Фурье 118, 538
Уровень 8
— нормальный подпорный (НПУ) 45
— форсированный (ФУ) 45
Усадка бетона 113
Условия прочности Мора 425
Устой 108, 251, 400
Устойчивость плотины 185, 261
— на сдвиг по основанию 263, 261,
295
— на скольжение по круглоцилиндри-
ческой поверхности 266, 467
— при намыве 499
— откосов плотины с учетом сейсми-
ческих воздействий 164
— слоя пригрузки 473
— экрана 473

Физико-механические характеристики
горных пород
Фильтрационное давление 75, 80
Фильтрационная теория консолида-
ции 459
Фильтрационный выпор 19, 86
— поток 18
Фильтрационная прочность основания
234
Фильтрационная сила 84, 192
Фильтрация 9, 69
— анизотропная 83, 431
— безнапорная 94
— в теле бетонных плотин 70, 431
— под сооружением 19

— через грунтовые плотины 431
Фильтры обратные 86, 435
Формы и частота собственных коле-
баний 148
— арочных плотин 384
— гравитационных плотин 156
— земляных и камечно-земляных 162,
465
Формирование речного русла 8
Фракции грунтов 409
Фракционирование грунта при намы-
ве 497

Цемент, виды 177
— добавки 178
— удельный расход в сооружениях
179 239
Цементационная завеса 104, 403, 474
Цементация площадная 403

Число пластичности 413

Шапошный брус 553
Шахтный водосброс 587
Швы-надрезы 241, 393
Швы в плотине 240
— строительные 212, 401
— температурные 401
— контурные в арочной плотине 382
Шпунт 229, 236
— водобойный 229, 236, 552
— королевый 230
— поперный 229, 552

Экзотермия бетона 116
Экран плотины 406
— асфальтовый 520
— грунтовый 473
— железобетонный 503, 507, 518
— из пластмассы 62, 522
— металлический 523
Эрозия русла 8

Ядерная зона намывной плотины 497,
502
Ядро грунтовой плотины 507

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
<i>Раздел первый. Общие сведения о водном хозяйстве, условия работы гидротехнических сооружений и их проектирование</i>	
<i>Глава 1. Водные ресурсы и их использование с помощью гидротехнических сооружений</i>	<i>5</i>
§ 1.1. Водные ресурсы и водное хозяйство	5
§ 1.2. Общие понятия о гидротехнических сооружениях	7
§ 1.3. Общие краткие сведения о видах и конструкциях гидротехнических сооружений	11
§ 1.4. Воздействия водного потока на гидротехнические сооружения	17
§ 1.5. Взаимодействие гидросооружений с их основаниями и берегами, прочность их и устойчивость	20
§ 1.6. Развитие гидротехники и строительства гидротехнических сооружений	22
<i>Глава 2. Воздействие поверхностных потоков на гидротехнические сооружения и их основания</i>	<i>25</i>
§ 2.1. Силы гидростатического и гидродинамического давления. Кавитация и аэрация	25
§ 2.2. Ветровые волны и их воздействия на сооружения	32
§ 2.3. Воздействие льда и речных наносов	39
§ 2.4. Пропуск воды через водосбросы	43
§ 2.5. Гашение избыточной энергии потока за водосбросами	54
§ 2.6. Воздействие потока на грунты перед и за водосбросными сооружениями гидроузла и меры защиты русла от размыва	63
<i>Глава 3. Воздействие фильтрующихся вод на сооружения, русло и берега. Фильтрация и ее регулирование</i>	<i>69</i>

§ 3.1. Общая теория фильтрации воды	69
§ 3.2. Решение практических задач напорной фильтрации воды	74
§ 3.3. Фильтрационная прочность грунтов основания	84
§ 3.4. Безнапорная фильтрация в сооружениях	94
§ 3.5. Фильтрация воды в скальных основаниях гидросооруже- ний	103
§ 3.6. Фильтрация воды в обход сооружений (в берегах) . . .	107
Глава 4. Температурные воздействия на гидротехнические сооружения . . .	111
§ 4.1. Значение температурно-влажностных воздействий для гид- ротехнических сооружений	111
§ 4.2. Факторы, определяющие температурный режим сооруже- ния	114
§ 4.3. Основные зависимости теории теплопроводности	117
§ 4.4. Температурный режим плоских конструкций	119
§ 4.5. Температурный режим конструкций цилиндрической фор- мы	126
§ 4.6. Основные уравнения теории термоупругости	128
§ 4.7. Методы расчета температурных напряжений	133
Глава 5. Сейсмическое воздействие на гидротехнические сооружения . . .	140
§ 5.1. Природа землетрясений и их характеристики	140
§ 5.2. Сейсмическое районирование и микросейсморайонирование территории строительства гидроузлов	144
§ 5.3. Определение инерционных сейсмических нагрузок на гид- ротехнические сооружения	147
§ 5.4. Учет влияния водной среды при определении сейсмических нагрузок на плотины и другие гидротехнические сооруже- ния	153
§ 5.5. Сейсмические воздействия на бетонные плотины	156
§ 5.6. Сейсмические нагрузки на земляные и каменно-земляные плотины	160
Глава 6. Общие сведения о проектировании гидротехнических сооружений	165
§ 6.1. Изыскания и исследования для проектирования и строи- тельства гидросооружений	165
§ 6.2. Состав проектов и стадии проектирования	166
§ 6.3. Принципы и практика расчетов прочности и устойчивости сооружений	168
Раздел второй. Водоподпорные сооружения (плотины и водосбросы)	173
А. Бетонные и железобетонные плотины	173
Глава 7. Материалы для бетонных и железобетонных плотин	173
§ 7.1. Требования к гидротехническому бетону. Марки бетона .	173
§ 7.2. Материалы для гидротехнического бетона, подбор их со- става в сооружениях	177

<i>Глава 8.</i> Бетонные гравитационные плотины (общие сведения, методика расчета)	180
§ 8.1. Поперечные профили плотин	180
§ 8.2. Расчет прочности плотины элементарным методом . . .	188
§ 8.3. Расчет напряжений в гравитационных плотинах методом теории упругости	193
§ 8.4. Напряжения в гравитационной плотине от прочих нагрузок	201
§ 8.5. Расчеты напряжений в гравитационной плотине и ее основании, совместно работающих как единый комплекс	204
§ 8.6. Общие положения для расчетов устойчивости плотин и допустимых деформаций	209
§ 8.7. Общие конструктивно-строительные особенности бетонных гравитационных плотин	210
 <i>Глава 9.</i> Бетонные водосбросные плотины на нескальных основаниях	223
§ 9.1. Инженерно-геологические свойства нескальных грунтов и подготовка оснований плотин	223
§ 9.2. Схемы бетонных плотин на нескальных основаниях. Формирование подземного контура плотины	227
§ 9.3. Конструкции элементов подземного контура	234
§ 9.4. Конструкции плотин и устройств нижнего бьефа	239
§ 9.5. Конструкции быков	255
§ 9.6. Расчеты общей прочности плотины	257
§ 9.7. Расчет несущей способности основания и устойчивости плотины против сдвига	261
§ 9.8. Проектирование плотин на нескальных основаниях в составе речных гидроузлов	270
 <i>Глава 10.</i> Бетонные гравитационные плотины на скальных основаниях	272
§ 10.1. Общие сведения	272
§ 10.2. Скальные основания	278
§ 10.3. Подготовка и улучшение оснований плотин	283
§ 10.4. Учет особенностей скального основания, береговых склонов и условий строительства плотины при расчетах ее прочности	291
§ 10.5. Устойчивость плотин и прочность их скальных оснований	295
§ 10.6. Облегченные гравитационные плотины	299
§ 10.7. Проектирование гравитационных плотин	305
 <i>Глава 11.</i> Бетонные и железобетонные контрфорсные плотины	309
§ 11.1. Общие сведения. Классификация	309
§ 11.2. Массивно-контрфорсные плотины	312
§ 11.3. Расчеты массивно-контрфорсных плотин	321
§ 11.4. Контрфорсные плотины с плоскими перекрытиями (плитами)	323
§ 11.5. Конструкции многоарочных (арочко-контрфорсных) плотин	327

§ 11.6. Расчеты многоарочных плотин	332
§ 11.7. Термический режим контрфорсных плотин	339
§ 11.8. Условия для применения различных типов контрфорсных плотин и пути дальнейшего их развития	341
Глава 12. Бетонные арочные плотины	344
§ 12.1. Общие сведения	344
§ 12.2. Статические расчеты арочных плотин	355
§ 12.3. Расчет арочных плотин по методу независимых арок	363
§ 12.4. Расчет арочных плотин по методу центральной консоли	371
§ 12.5. Сейсмостойкость арочных плотин	383
§ 12.6. Проектирование арочных плотин	386
§ 12.7. Конструкция арочных плотин	397
Б. Плотины из грунтовых материалов	405
Глава 13. Грунт как материал тела плотины	408
§ 13.1. Основные физико-механические характеристики грунта	408
§ 13.2. Водопроницаемость грунтов	414
§ 13.3. Деформируемость грунтов	415
§ 13.4. Прочность грунтов	425
Глава 14. Общие вопросы проектирования грунтовых плотин	431
§ 14.1. Фильтрация воды в грунтовых плотинах	431
§ 14.2. Дренажные устройства	435
§ 14.3. Поровое давление и консолидация грунтов	446
§ 14.4. Напряженно-деформированное состояние плотин	460
§ 14.5. Устойчивость откосов	467
§ 14.6. Сопряжение грунтовых плотин с основанием	474
Глава 15. Конструкции грунтовых плотин	482
§ 15.1. Плотины земляные насыпные	482
§ 15.2. Плотины земляные намывные	494
§ 15.3. Плотины каменно-земляные	506
§ 15.4. Плотины каменные	516
§ 15.5. Особенности плотин, возводимых направленным взрывом	527
§ 15.6. Особенности плотин, возводимых в тяжелых климатиче- ских условиях	537
§ 15.7. Выбор типа грунтовой плотины	547
Глава 16. Плотины из различных материалов	550
§ 16.1. Деревянные плотины	550
§ 16.2. Флотбеты деревянных плотин	551
§ 16.3. Опоры затворов и устои деревянных плотин	562
§ 16.4. Тканевые плотины	566
§ 16.5. Плотины прочих типов. Некоторые конструкции плотин мало и среднего напоров	569

<i>Глава 17.</i> Водосбросы береговые и в грунтовых плотинах	871
§ 17.1. Условия применения и типы береговых водосбросов	871
§ 17.2. Водосбросные каналы и другие поверхностные водо- сбросы	874
§ 17.3. Туннельные водосбросы	882
§ 17.4. Шахтные водосбросы	885
§ 17.5. Траншейные водосбросы (водосливы)	889
§ 17.6. Выбор типа берегового водосброса	890
§ 17.7. Водосбросы и водозаборные устройства в грунтовых плоти- нах	591
Литература	600
Предметный указатель	606