ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА
(Госстрой СССР)

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА

Часть II, раздел И

Глава 12

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПЛОТИНЫ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

СНиП II-И.12-67

ЗАМЕНЕН СНиП II-54-77
ОСНОВАНИЕ (чем) с 1.01.1979г.
(наименование источника,
его №, номер стр., дата)

Москва—1968

gost.e-ecolog.ru

Издание официальное

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА
(Госстрой СССР)

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА

Часть II, раздел И

Глава 12

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПЛОТИНЫ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

СНиП II-И.12-67

Утверждены
Государственным комитетом Совета Министров СССР
по делам строительства
28 июля 1967 г.

ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ
Москва—1968

УДК 69(083.75)+627.824.7

Настоящая глава СНиП II-И.12-67 «Бетонные и железобетонные гравитационные плотины на нескальных основаниях. Нормы проектирования» разработана Всесоюзным научно-исследовательским институтом гидротехники (ВНИИГ) им. Б. Е. Веденеева и Всесоюзным проектно-изыскательским и научно-исследовательским институтом Гидропроект им. С. Я. Жука Министерства энергетики и электрификации СССР.

Редакторы: кандидаты техн. наук. *Е. И. ДЫШКО* (Госстрой СССР), *А. А. ПИЧУЖКИН* (ВНИИГ), инж. *В. П. ЛИХАЧЕВ* (Гидропроект).

2—3—4

План IV кв. 1967 г., № 1/5

Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства (Госстрой СССР)	Строительные нормы и правила	СНиП II-И.12-67
	Бетонные и железобетонные гравитационные плотины на нескальных основаниях. Нормы проектирования	—

1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

1.1. Настоящая глава СНиП распространяется на проектирование бетонных и железобетонных гравитационных плотин, возводимых на нескальных основаниях.

Глава СНиП содержит нормативные требования только по тем вопросам проектирования этих плотин, которые определяются особенностями их возведения на нескальных основаниях. Решение других вопросов проектирования бетонных и железобетонных гравитационных плотин на нескальных основаниях производится в соответствии с требованиями главы СНиП II-И.1-62* «Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования» и с «Нормами и техническими условиями проектирования бетонных гравитационных плотин на скальных основаниях» (СН 123-60).

1.2. Расчеты несущей способности нескальных оснований и устойчивости возводимых на них бетонных и железобетонных гравитационных плотин, а также расчеты осадок плотин следует выполнять, руководствуясь главой СНиП II-Б.3-62 «Основания гидротехнических сооружений. Нормы проектирования».

1.3. Проект плотины должен содержать в качестве составной части проект размещения контрольно-измерительной аппаратуры, предназначаемой для выполнения контрольных и специальных наблюдений за состоянием плотины и ее работы в процессе строительства и эксплуатации.

Составление проекта размещения контрольно-измерительной аппаратуры является обязательным для плотины I—III класса капитальности и в случае необходимости может производиться также и для плотины IV класса капитальности. Проектом должны предусматриваться виды и состав наблюдений, тип и конструкция измерительных приборов и устройств, их размещение в сооружении и схема коммутации, сроки и длительность наблюдений.

Составление проекта производится в соответствии со специальными инструкциями с учетом правил технической эксплуатации электростанций и других объектов строительства, в состав сооружений которых входит проектируемая плотина.

ВИДЫ ПЛОТИН

1.4. Бетонные и железобетонные гравитационные плотины на нескальных основаниях подразделяются на следующие виды:

а) *по условиям пропуска паводковых вод — на:*

1) **плотины водосбросные,** имеющие водопропускные отверстия для пропуска воды из верхнего бьефа в нижний;

2) **плотины глухие,** в которых отсутствуют какие-либо водопропускные отверстия;

б) *по расположению водопропускных отверстий — на:*

1) **плотины водосливные** с поверхностными водопропускными отверстиями, в том числе с низким порогом;

2) плотины с глубинными водопропускными отверстиями;

3) плотины двухъярусные с поверхностными и глубинными водопропускными отверстиями;

в) *по конструкциям подземного контура — на:*

1) плотины с горизонтальным дренажем основания;

2) плотины с горизонтальным и вертикальным дренажем основания;

3) плотины с бездренажной схемой подземного контура.

Внесены Министерством энергетики и электрификации СССР	Утверждены Государственным комитетом Совета Министров СССР по делам строительства 28 июля 1967 г.	Срок введения 1 апреля 1968 г.

ХАРАКТЕРИСТИКА ОСНОВАНИЙ

1.5. Нескальные основания по геологическому строению подразделяются на **однородные** и **неоднородные.**

Однородные основания могут быть изотропные и анизотропные.

Основание считается однородным, если грунты, залегающие в основании, имеют практически одинаковые зерновой состав, пористость, плотность и модуль деформации, а также обладают сопротивляемостью сдвигу, характеризуемой углом внутреннего трения и удельным сцеплением, сохраняющими практически постоянные значения в основании до глубины, равной активной глубине сжатия основания, принимаемой равной глубине, на которой давление под сооружением от внешней нагрузки составляет 50% бытового давления.

В остальных случаях основание считается неоднородным.

Неоднородные основания могут быть: горизонтально-слоистые (со слоями постоянной и переменной толщины), наклонно-слоистые (при падении слоев в сторону верхнего или нижнего бьефов), вертикально-слоистые, сложенные из однородного нескального грунта с наличием жесткого подстилающего слоя на глубине, меньшей активной глубины сжатия.

Номенклатура нескальных грунтов принимается по главе СНиП II-Б.1-62 «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования».

ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ПРОЕКТУ ПЛОТИН

1.6. Плотина должна удовлетворять следующим основным требованиям:

а) долговечности, надежности, а также удобствам эксплуатации при одновременном удовлетворении условию минимальной стоимости, прочности, устойчивости, практической водонепроницаемости, стойкости против разрушающего воздействия атмосферных факторов, стойкости против химического воздействия агрессивной воды и биологической агрессии;

б) обеспечению пропуска в нижний бьеф расходов воды, предусмотренных условиями эксплуатации данного гидроузла, а в необходимых случаях — и строительных расходов воды при расчетных уровнях воды в верхнем и нижнем бьефах.

В необходимых случаях должен также обеспечиваться сброс в нижний бьеф наносов, льда, шуги и других плавающих тел и частичное опорожнение верхнего бьефа в заданный срок;

в) обеспечению пропуска эксплуатационных расходов воды, который не должен вызывать недопустимых затруднений для судоходства и разрушительных воздействий на дно и берега водотока в нижнем бьефе.

Проект плотины должен удовлетворять требованиям:

высокой механизации и индустриализации строительного производства и ускорения сроков строительства, а также требованиям «Технических правил по экономному расходованию металла, леса и цемента и по рациональному применению сборных железобетонных и металлических конструкций в строительстве» (ТП 101—65);

условиям возведения плотины очередями с минимальными объемами работ в случаях, когда должна быть обеспечена возможность ввода в эксплуатацию гидротехнических объектов (например, ГЭС, судоходных шлюзов и других сооружений) до полного завершения строительства напорного фронта гидроузла.

Расположение плотины рекомендуется выбирать на основаниях, обладающих по возможности однородной по своей площади деформируемостью и фильтрационной устойчивостью (стойкостью против химической и механической суффозии).

Примечание. Допускается проектирование бетонных и железобетонных гравитационных плотин в сложных геологических условиях основания при наличии специального технико-экономического обоснования.

1.7. При проектировании гравитационных плотин должны быть учтены требования норм технологического проектирования соответствующих объектов народного хозяйства, в состав которых входит проектируемая плотина.

1.8. При проектировании следует учитывать условия возведения и эксплуатации плотин, руководствуясь указаниями СН 123-60.

1.9. Наименования и терминология отдельных частей и элементов бетонных и железобетонных гравитационных плотин и их основных размеров принимаются по СН 123-60.

2. КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛОТИН

2.1. По конструкции водопропускные гравитационные плотины на нескальных основаниях (см. п. 1.4) подразделяются на три основных типа.

Тип I. Водосливные плотины с фундаментной плитой, несущей на себе быки и водослив-

ные пролеты. Для обеспечения устойчивости плотины используются кроме собственного веса пригрузки водой и грунтом.

Тип II. Водосбросные плотины с глубинными отверстиями. Они могут быть ящичной конструкции, заполняемой при необходимости местными материалами, или иной конструкции.

Тип III. Двухъярусные водосбросные плотины с вытянутой в верхний бьеф фундаментной плитой для пригрузки ее водой (со сбросом воды через поверхностные и глубинные отверстия).

2.2. Плотины типа I являются основным типом гравитационных плотин на нескальных основаниях.

Типы II и III применяются преимущественно при напорах от 10 *м* и выше при следующих специальных требованиях:

тип II — при необходимости пропуска воды в строительный период через недостроенное сооружение и периодической промывки наносов перед плотиной;

тип III — при указанных выше требованиях и необходимости сброса льда через сооружение.

2.3. Тип плотины следует выбирать на основе технико-экономического сравнения вариантов с учетом следующих основных факторов: характера грунтов основания, их геотехнических и фильтрационных свойств, величины создаваемого подпора, расчетных удельных расходов воды на рисберме, режима работы гидроэлектростанции, конструкции машинного зала и кранового хозяйства здания гидроэлектростанции при непосредственном примыкании ее к плотине, возможных схем организации производства работ, наличия местных строительных материалов.

При выборе типа плотины рекомендуется рассматривать возможность применения компоновки плотины и такой ее конструкции, которые позволяют отказаться от устройства перемычек.

2.4. При проектировании компоновки плотины в составе гидроузла следует руководствоваться «Нормами и техническими условиями проектирования бетонных гравитационных плотин на скальных основаниях» (СН 123-60) и главой СНиП II-И.1-62* «Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования». При этом следует рассматривать варианты руслового, пойменного и полупойменного расположения водосбросных плотин.

ФУНДАМЕНТНАЯ ПЛИТА

2.5. Фундаментная плита является основной несущей конструкцией, на которой возводятся водосливы, быки, устои и другие конструкции водопропускных сооружений плотин, *располагаемых на нескальных основаниях.*

2.6. Основание плотины следует проектировать заглубленным ниже расчетной глубины промерзания грунта. В случае необходимости оставления какой-либо части основания сооружения в зоне промерзания из этой части основания должны быть удалены грунты, пучащиеся при замерзании, и заменены непучинистыми грунтами.

Величину заглубления фундаментной плиты плотины в грунт следует устанавливать с учетом требований статической устойчивости, гидравлических и фильтрационных условий.

При неоднородном основании по условиям устойчивости следует принимать расположение плотины по возможности на грунтах, имеющих возможно большее значение коэффициента внутреннего трения.

2.7. Фундаментная плита должна удовлетворять требованиям прочности и водонепроницаемости. Кроме того, участки фундаментной плиты, подверженные непосредственному воздействию потока и внешним температурным воздействиям (при минимальной толще воды над бетоном менее 1 *м*), должны удовлетворять требованиям прочности на истирание и *морозостойкости.*

2.8. В случаях когда по условиям прочности основания и величине нагрузки на грунт необходимо предохранить его от выпора, следует предусматривать устройство бетонного зуба или низового шпунтового ограждения. При необходимости можно предусматривать анкерную заделку шпунта в фундаментную плиту.

2.9. Для борьбы с фильтрацией с верховой стороны фундаментной плиты следует предусматривать устройство понура и противофильтрационной шпунтовой стены, а в отдельных случаях — одно из этих устройств.

2.10. Торец *фундаментной плиты со стороны* верхнего бьефа рекомендуется проектировать ступенчатым с наклонным переходом для лучшего сопряжения с пригрузкой или телом понура при выполнении его из связных грунтов.

2.11. Фундаментную плиту водослива рекомендуется проектировать монолитной с армированием ее по расчету. При наличии растягивающих усилий, во избежание отслаивания бетона, следует предусматривать заанкеривание

арматуры фундаментной плиты в массив тела плотины специальными хомутами.

2.12. Толщина фундаментной плиты со стороны нижнего бьефа определяется условиями прочности с учетом условий сопряжения с водобоем и общей конфигурации подошвы плотины.

Со стороны верхнего бьефа толщина плиты может быть определена только из условий прочности с учетом необходимого гидроизоляционного покрытия.

ВОДОСЛИВЫ И ВОДОСБРОСЫ

2.13. Отметку порога водослива, водосбросных отверстий, ширину водосливного отверстия, а также размеры глубинных отверстий следует назначать на основании гидравлических расчетов и допускаемого удельного расхода воды с учетом условий пропуска льда, сброса шуги, мусора и наносов и результатов сравнения технико-экономических показателей различных вариантов.

При назначении размеров отверстий следует руководствоваться нормативным документом «Размеры водопропускных отверстий в гидротехнических сооружениях, перекрываемых затворами» (СН 149-60).

2.14. Для плотин с напором до 10 *м* при соответствующем обосновании допускается применение трапецеидальных и прямоугольных водосливных стен с округленными углами. При соответствующем технико-экономическом обосновании допускается проектирование водосливов с широким порогом. При больших напорах рекомендуется преимущественное применение безвакуумного водослива практического профиля криволинейного очертания.

2.15. При необходимости увеличения удельных расходов воды на водосливе и наличии благоприятных геологических условий разрешается применять вакуумные оголовки.

Вакуум на водосливе в любой его точке по условиям кавитации не должен превышать величины, определяемой по формуле

$$h_{в.д} = \frac{P_a}{\gamma} - \frac{P_п}{\gamma} - \delta\frac{v^2}{g}, \qquad (1)$$

где $h_{в.д}$ — допустимый вакуум на водосливе;
γ — объемный вес воды;
P_a — атмосферное давление;
$P_п$ — давление паров воды;
v — скорость течения на водосливе над точкой с максимальным вакуумом;
δ — коэффициент, принимаемый $\leqslant 0{,}1$ при обтекании поверхности водослива без срыва вакуума;
g — ускорение силы тяжести.

2.16. Вакуумный профиль плотины рекомендуется проектировать в виде вакуумной стены с эллиптическим оголовком с отношением осей эллипса 2:3 и расположением большой оси параллельно сливной грани. Допускается применение также других типов вакуумных оголовков.

Выбор типа оголовка водослива должен быть обоснован технико-экономическим сравнением вариантов.

При выборе безвакуумного профиля водосливной плотины водосливной оголовок рекомендуется проектировать со смещением его верхней части в виде консоли в сторону верхнего бьефа.

Расчетный напор для этого оголовка должен соответствовать наиболее высокому эксплуатационному уровню воды в верхнем бьефе.

Во избежание образования вакуума под свободно падающей водой при применении затворов с переливом воды через их гребень следует предусматривать подвод воздуха под переливающуюся струю.

2.17. Очертание и пропускную способность принятого типа оголовка водослива следует определять, руководствуясь данными гидравлических расчетов.

Водосливную грань плотины следует проектировать плавно сопрягающейся по касательной с водосливным оголовком и с круговой вогнутой поверхностью сопряжения сбросной струи с нижним бьефом. Поверхность водослива должна быть гладкой.

2.18. Элементы плотины, предназначаемые для сопряжения сбрасываемой струи с нижним бьефом, надлежит конструировать в зависимости от проектируемого гидравлического режима сопряжения:

а) при донном режиме следует проектировать сопряжение водосливной поверхности с дном водобоя плавным или с небольшим уступом;

б) при поверхностном режиме в конце водосливной поверхности плотины следует проектировать водосливный носок, создающий незатопленный поверхностный режим.

2.19. Носку водослива при поверхностном режиме следует придавать круговое очертание. Высоту носка и угол схода струи следует определять на основе гидравлических расчетов и

уточнять путем испытания на гидравлических моделях.

Для лучшего гашения энергии падающей воды рекомендуется устройство на носке расщепителя (носок-расщепитель).

2.20. Для водосбросных плотин с глубинными отверстиями постоянного или временного назначения рекомендуется принимать верховую грань плотины вертикальной выше отверстий водоводов для упрощения маневрирования их затворами.

2.21. При необходимости сброса через плотину больших количеств гравийно-галечниковых наносов следует предусматривать облицовку водосливной грани плотины особо прочным бетоном, а при соответствующем обосновании — тесаным камнем, специальными камнебетонными плитами и т. п.

При применении камнебетонных блоков или тесаного камня на водосливной грани плотины их рекомендуется закреплять металлическими (арматурными) анкерами.

Выбор защитного покрытия должен быть обоснован данными технико-экономических сопоставлений вариантов, наиболее целесообразных по местным условиям.

Допускается при обосновании конструктивное армирование водосливного оголовка, напорной грани водослива, криволинейной поверхности водосливного носка и контуров глубинных водосбросов.

2.22. Глубинные водосбросные отверстия в плотинах могут при соответствующих условиях проектироваться как основные для пропуска всего расчетного сбросного расхода воды или как дополнительные к водосливным отверстиям со сбросом через эти глубинные отверстия только части расхода воды редкой повторяемости. В качестве временных глубинные отверстия могут предусматриваться для сброса строительных расходов воды с последующим закрытием отверстий наглухо.

2.23. Глубинные водосбросы для строительного периода рекомендуется конструировать в виде замкнутых железобетонных рам, размеры и армирование которых определяются расчетом.

В глубинных водосбросах должны быть предусмотрены аэрационные отверстия для подвода воздуха размерами, определяемыми расчетом или специальными исследованиями.

Эксплуатационные глубинные водосбросные отверстия в теле плотины рекомендуется выполнять круглого очертания или в виде галерей с облицованной в случае необходимости внутренней поверхностью. Тип облицовки выбирается в зависимости от величины внутреннего напора, состава бетонной кладки, скорости воды в водосбросе, характера взвешенных наносов и эксплуатационных условий.

2.24. С целью экономии бетона допускается создание в конструкции водослива полостей, заполняемых камнем, грунтом или водой, при обеспечении допускаемых фильтрационных градиентов в напорных элементах водослива.

2.25. В плотинах облегченного профиля при необходимости могут предусматриваться следующие противофильтрационные мероприятия:

а) обжатие бетона напорной грани в целях предотвращения в ней растягивающих напряжений;

б) укладка в напорные конструкции особо плотных водонепроницаемых бетонов;

в) создание особо надежных уплотнений в блочных и температурных швах.

2.26. Применение водосливов с тонкостенными элементами в районах с тяжелыми температурными условиями допускается при специальной защите элементов сооружения, находящихся в зоне переменного увлажнения, от вредного температурного воздействия.

2.27. Водосбросные плотины облегченного (см. п. 2.24) профиля I класса капитальности следует проверять на вибрационную нагрузку.

БЫКИ И УСТОИ

2.28. Быки, как правило, должны составлять одно целое с водосливным пролетом. При возможности неравномерных осадок разрезку плотины на секции (с их фундаментом) рекомендуется предусматривать по оси быков с делением их на два полубыка. В зависимости от геологических условий и на основании экономических сопоставлений разрезку возможно делать через один, два и более пролета плотины. При благоприятных геологических условиях и технико-экономическом обосновании быки могут отрезаться от водосливных пролетов.

2.29. Размеры быков определяются в зависимости от типа и конструкции затворов, размеров водосливных отверстий, а также от размеров и конструкций пролетного строения мостового перехода.

Минимальная толщина быка в пределах пазов определяется условиями прочности и удобства бетонирования. По условиям производства работ рекомендуется принимать тол-

щину в пределах пазов не менее 0,8 *м*, а полную толщину быков — не менее 2 *м*. Меньшая толщина быков допускается при соответствующем обосновании.

При назначении толщины быков и устоев должна быть предусмотрена возможность устройства входов в потерну, осуществления ее вентиляции, а также устройства помещений для контрольно-измерительной аппаратуры. При необходимости допускается специальное утолщение быков для размещения вышеуказанных помещений.

2.30. В плане очертание быков должно быть принято таким, чтобы был обеспечен плавный вход воды в водосливное отверстие с минимальным сжатием потока.

В случае необходимости пропуска льда оголовок быка следует проектировать заостренной формы.

2.31. В случае если по условиям расположения затворов или мостов необходимо выдвижение головы быка в сторону верхнего бьефа, рекомендуется устраивать в верхней части быка консольный выступ.

2.32. Отметку верха быков со стороны верхнего бьефа следует в зависимости от высоты волны, нагона, форсировки уровня воды назначать по условию незатопления верха быков, типа затворов, подъемных и транспортных механизмов, условий маневрирования ими, наличия мостового перехода и его высотных габаритов.

Отметка верха быков принимается наивысшая из определенных по каждому из перечисленных условий.

2.33. Со стороны нижнего бьефа очертание в плане и высота быка определяются общими конструктивными соображениями с учетом: условий сброса воды, достаточной прочности при работе сооружения на общий изгиб в направлении течения, расположения мостовых переходов и других сооружений.

При расчете и конструировании арматуры быков плотины следует учитывать наличие закладных деталей затворов.

2.34. Конфигурации сопрягающих устоев в плане определяются условиями сопряжения с соседними сооружениями и данными гидравлических исследований и расчетов.

2.35. Лицевую грань сопрягающих устоев в пределах водослива следует конструировать аналогично граням быков. У тыловой грани устоя должны быть предусмотрены противофильтрационные устройства.

2.36. Поперечное сечение и армирование устоев плотины должны быть обоснованы расчетом.

2.37. Сопрягающий устой следует конструировать в составе береговой секции плотины на одной общей фундаментной плите.

В случае если при облегченных пролетных конструкциях водослива расположение устоя на общей фундаментной плите может повлечь за собой значительное ее утяжеление, сопрягающий устой рекомендуется конструировать самостоятельно в виде подпорной стены с лицевой гранью, отвечающей требованиям, предъявляемым к быкам.

При наличии передней консоли устоя очертание ее должно соответствовать профилю водослива. Между водосливом и консолью должны быть предусмотрены уплотнения (шпонки).

2.38. Быки, полубыки и устои можно проектировать бетонными или железобетонными массивными или с полостями, заполненными грунтом или водой.

На лицевых гранях армированных быков и устоев могут устанавливаться плиты-оболочки, а со стороны шва — опалубочные плиты. При отсутствии арматуры могут применяться опалубочные и облицовочные блоки.

При выполнении быков и устоев из сборно-монолитного железобетона рекомендуется применение армопанелей или отдельных сборных элементов для устройства пазов.

Следует предусматривать выполнение оголовка быков-ледорезов из особо прочных бетонов.

2.39. К быкам, полубыкам и устоям при прокладке по ним автомобильных или железнодорожных мостов должны быть предъявлены требования, как к мостовым опорам.

ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ШВЫ И ИХ УПЛОТНЕНИЯ

2.40. Тело бетонных и железобетонных гравитационных плотин на нескальных основаниях следует разбивать на секции деформационно-осадочными швами, одновременно выполняющими роль температурных швов.

Конструкция и габариты деформационных швов должны давать возможность независимого взаимного смещения секций в вертикальной плоскости и предупреждать их взаимный навал.

При неоднородной структуре основания для исключения взаимного смещения секций вдоль потока разрешается устройство зацеплений

между секциями (выступов и соответствующих им впадин на их поверхности).

Расстояние между деформационно-осадочными швами определяется конструкцией плотины, характером основания и технико-экономическими соображениями.

2.41. Ширину деформационных швов рекомендуется назначать переменной по высоте в соответствии с размерами ожидаемой деформации: внизу у подошвы плотины — порядка 1—3 *см*, а по верху быков в зависимости от высоты плотины — от 5 до 20 *см*. Ширина деформационных швов определяется в зависимости от ожидаемого угла перекоса отдельной секции в направлении оси плотины, высоты полубыков секции с учетом экономических и производственных соображений.

2.42. Величину перекоса секции следует определять расчетом на основании геологических данных в зависимости от степени неоднородности основания с учетом возможной неравномерности загрузки секции и количества ярусов бетонирования.

2.43. При песчаном основании в очертание шва в процессе строительства одновременно с укладкой очередных блоков бетонирования по высоте следует вносить коррективы, учитывающие происшедшие деформации.

2.44. Следует учитывать, что устройство контролируемых шахтных шпонок между секциями выше фундаментной плиты требует значительного ослабления тела полубыка штрабной шпонкой, тогда как за пределами шпонок сечения полубыка не получают полной нагрузки. Ввиду этого допускается устройство уширенного сечения полубыка на участке размещения шпонок и пазов и расширенных швов со стороны нижнего и верхнего бьефов.

2.45. При разбивке плит водобоя и рисбермы деформационными швами следует исходить из условия разбивки их на блоки максимально допустимых размеров, конструктивных особенностей плит и обеспечения их устойчивости под действием гидродинамических усилий.

Деформационные швы плит водобоя должны иметь ширину порядка 1—3 *мм*; толщина швов обеспечивается применением покрасочной гидроизоляции, наносимой в один или несколько слоев.

2.46. Для предотвращения образования температурных трещин или уменьшения их раскрытия тело плотины следует разрезать температурными швами постоянными и временными, выполняющими одновременно и роль усадочных швов. Постоянные температурные швы могут быть сквозными или несквозными. Проектирование несквозных температурных швов следует выполнять, руководствуясь СН 123-60.

2.47. Несквозные температурные швы в секциях водосливных плотин с массивными несущими быками рекомендуется предусматривать преимущественно в плоскостях лицевых граней быков, прорезая водослив до верха фундаментной плиты. В необходимых случаях следует предусматривать дополнительно разрезку тела водослива в пролете.

2.48. Помимо несквозных температурных швов вдоль потока в быках могут устраиваться в зависимости от конструкции водослива и длины быков несквозные швы поперек потока. При этих же условиях несквозные температурные швы устраиваются и в водосливах с широким порогом.

2.49. При конструировании постоянных поперечных температурных швов должны быть предусмотрены уплотняющие, противофильтрационные и, при необходимости, дренажные устройства, а также обеспечена свобода деформаций отдельных секций плотины и перемещений их по отношению друг к другу.

2.50. В фундаментных плитах основными являются уплотняющая горизонтальная донная и вертикальная шпонки. При больших размерах сечений фундаментной плиты или больших напорах рекомендуется предусматривать контурные шпонки, предохраняющие от выжимания битума из шва, и в необходимых случаях дополнительно к основным резервные шпонки.

Между полубыками следует предусматривать основную несущую напорную вертикальную шахтную шпонку и при необходимости аварийно-контрольную для наблюдения и контроля за основной шпонкой. При наличии сквозных галерей в теле плотины вокруг них в деформационных швах, а также в несквозных температурных швах следует устраивать контурные шпонки.

Контурные уплотнения деформационных швов в зоне ледового воздействия должны отвечать также требованиям прочности и защиты бетона от повреждений.

2.51. Помимо деформационных межсекционных швов в теле плотины следует предусматривать шпонки в деформационных швах: между понуром и секцией плотины; между плитами анкерного и бетонного понуров; между плитами водобоя и между водобоем и секцией плотины; в сопряжении голов шпунта с

телом плотины, а при необходимости и с телом понура.

2.52. Конструкцию напорной шпонки следует выбирать в зависимости от ширины шва, величины напора и ответственности конструкции. Конструкция донных шпонок помимо вертикальных и горизонтальных смещений должна допускать возможность поворотов концов смежных секций.

2.53. В деформационных швах сопряжений береговых секций плотин с береговыми сопрягающими сооружениями следует применять такие же схемы уплотнений и шпонок, что и в деформационных швах между отдельными секциями плотин. В деформационных швах водобоя следует предусматривать донные шпонки.

2.54. Конструкция шпонок и уплотнение деформационных швов между понуром и фундаментной частью секций плотин должны обеспечивать возможность поворотов, горизонтальных и вертикальных смещений этих элементов плотин.

2.55. При проектировании уплотнения в сопряжении шпунтов подземного контура с секциями водосбросных плотин или с понурными конструкциями следует предусматривать возможность свободного перемещения голов шпунтов по отношению к конструкциям плотины, обеспечивая при этом сохранение водонепроницаемости. Верх шпунта следует, как правило, заключать в битумную ванну, имеющую систему подпитки на случай вытекания битума, или предусматривать другие мероприятия, обеспечивающие достаточную водонепроницаемость.

2.56. Для обеспечения совместной работы смежных блоков временные (блочные) швы подлежат штраблению с устройством углублений и выступов порядка 20—30 *см*. С напорной стороны временные швы следует проектировать с противофильтрационными устройствами.

БЛОКИ БЕТОНИРОВАНИЯ

2.57. Разрезку на блоки бетонирования и защиту от трещинообразования следует проектировать, руководствуясь «Нормами и техническими условиями проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений» (СН 55-59) и СН 123-60.

2.58. При отсутствии по вертикальным (наклонным) наружным граням блоков бетонирования рабочей или распределительной арматуры рекомендуется у верхнего контура блока предусматривать междублочную арматуру на каждом ярусе бетонирования. Количество арматуры и ее сечение определяются по расчету, но не менее трех стержней ∅ 16 *мм* на 1 *м* по длине.

По горизонтальным плоскостям междублочная арматура предусматривается только в случае, когда фильтрационное противодавление превышает величину вертикального давления от постоянных нагрузок на сооружение.

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ОСАДОК НА КОНСТРУКЦИЮ ПЛОТИНЫ

2.59. При проектировании плотин на нескальных основаниях надлежит учитывать влияние прогнозируемой осадки и деформаций от сдвига на конструкции сооружения с последующей корректировкой величины осадок и деформаций при разработке котлована и возведении сооружения на основании уточненных данных по грунтам.

2.60. На быках плотины и на монтажной приплотинной площадке следует предусматривать специальные устройства, исключающие взаимное смещение отдельных элементов, расположенных на быках мостов и подкрановых балок.

2.61. В случае необходимости сохранения постоянной разности отметок между НПУ и верхом быков необходимо для обеспечения расчетной пропускной способности водосливного (водосбросного) отверстия предусматривать в конструкциях быков, устоев и водосливов (водосбросов) дополнительную строительную высоту, обеспечивающую проектную отметку верха сооружений после стабилизации осадок.

2.62. При сопряжении водосливной поверхности (дна глубинного отверстия) с плитами водобоя необходимо предусматривать их строительный подъем относительно дна водобоя с целью предупреждения возникновения обратного уступа после окончания различных по величине осадок водослива и водобоя.

2.63. Конструкции шпонок и уплотнений в деформационных швах должны иметь возможность воспринимать прогнозируемые величины взаимных осадок, смещений и перекосов.

2.64. При проектировании плит водобоя следует учитывать влияние большей осадки плотины по сравнению с водобоем на увеличение расчетных усилий у верхней грани водобоя и предусматривать специальные меропри-

тия по снижению этих усилий (возведение водослива в первую очередь, оставление незабетонированных блоков в плите водобоя у водослива или недалеко от него до момента наращивания максимально возможной высоты плотины).

2.65. При наличии в основании плотины грунтов, дающих большую осадку, не рекомендуется проектировать жесткие понуры.

В месте примыкания понура к телу плотины следует предусматривать гибкий переходной участок понура, следующий за деформациями основания и не вызывающий при этом нарушения водонепроницаемых устройств. На переходном участке рекомендуется предусматривать устройство специальных компенсаторов.

ПОДЗЕМНЫЙ КОНТУР

Схемы подземного контура и их выбор

2.66. При проектировании плотины различают следующие принципиальные схемы ее подземного контура:

СХЕМА 1 — бездренажные фундаментная плита и понур (рис. 1);

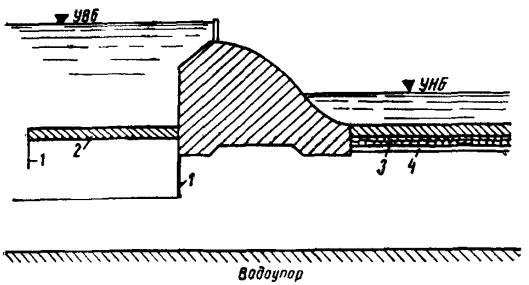

Рис. 1. Бездренажные фундаментная плита и понур

1 — шпунт; *2* — понур; *3* — дренаж; *4* — обратный фильтр

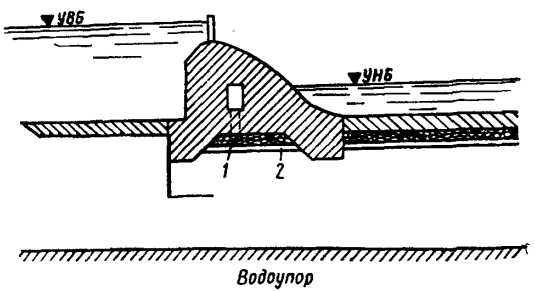

Рис. 2. Горизонтальный дренаж под фундаментной плитой

1 — дренаж; *2* — обратный фильтр

СХЕМА 2 — горизонтальный дренаж под фундаментной плитой (рис. 2);

СХЕМА 3 — горизонтальный дренаж под фундаментной плитой и анкерным понуром (рис. 3);

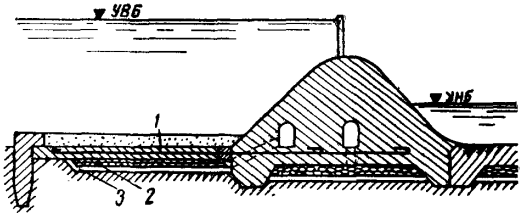

Рис. 3. Горизонтальный дренаж под фундаментной плитой и анкерным понуром

1 — железобетонный анкерный понур; *2* — дренаж; *3* — обратный фильтр

СХЕМА 4 — глубинная схема подземного контура (рис. 4) — водопроницаемое основание на всю его глубину до водоупора пересекается одной или несколькими диафрагмами, выполняемыми в виде глубоких зубьев (бетонных, железобетонных или из глинистого грунта), шпунтовых свайных рядов (шпунтов) или противофильтрационной завесы.

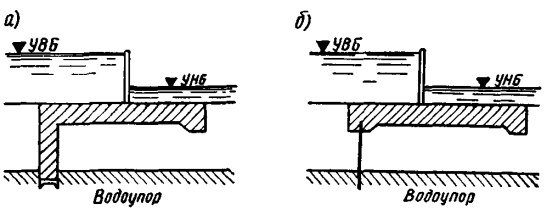

Рис. 4. Водопроницаемое основание до водоупора пересекается:

а — диафрагмами-зубьями; *б* — шпунтом или противофильтрационной завесой

Схемы 1—4 могут быть дополнены одним или несколькими рядами глубинных дренажных разгрузочных скважин, располагаемых под водобоем, рисбермой, фундаментной плитой или понуром.

2.67. Схему и основные размеры подземного контура плотины следует выбирать на основании фильтрационного расчета плотины (см. пп. 3.58—3.62) или результатов опытов по методу ЭГДА для различных вариантов по условиям обеспечения фильтрационной проч-

ности грунта основания и статической устойчивости плотины.

При выборе схемы подземного контура плотины надлежит руководствоваться следующими положениями.

СХЕМУ 1 рекомендуется применять при расположении плотины на несвязных грунтах и глубоком (более 20 *м*) залегании водоупора в случаях, когда общая устойчивость сооружения обеспечивается без специальных мер для снижения фильтрационного давления, но по условию фильтрационной устойчивости грунтов основания требуется проектировать удлиненный подземный контур.

В остальных случаях при указанных геологических условиях (за исключением рассмотренных ниже) рекомендуется принимать СХЕМУ 2.

СХЕМУ 3 рекомендуется принимать при наличии в основании глинистых грунтов, требующих для обеспечения устойчивости сооружения на сдвиг применения анкерного понура.

СХЕМУ 4 рекомендуется применять при сравнительно неглубоком залегании водоупора (на глубине 15—20 *м*).

Устройство глубинных дренажных разгрузочных скважин под сооружением целесообразно применять в случаях:

а) когда в области нижнего бьефа имеется сравнительно тонкий, маловодопроницаемый поверхностный слой грунта основания, который при отсутствии вертикального дренажа в нижнем бьефе может подвергаться выпору фильтрационным потоком, циркулирующим в подстилающих водоносных горизонтах;

б) когда грунт основания является в значительной мере анизотропным с относительно малым коэффициентом фильтрации в вертикальном направлении.

2.68. При проектировании плотин I и II классов капитальности особое внимание надлежит уделять вопросу подбора обратных фильтров, выполняемого с целью предотвращения их засорения на основе экспериментальных исследований, проводимых с естественными образцами грунтов.

2.69. При решении вопроса о применении в схемах подземного контура шпунтов рекомендуется учитывать следующие положения:

а) применение бесшпунтовых схем подземного контура допускается лишь при заглублении флютбета ниже водонепроницаемых грунтов или при обеспечении низовым зубом фундаментной плиты фильтрационной прочности основания при выходе грунтового потока в нижний бьеф;

б) в случае малопроницаемых связных грунтов (коэффициент фильтрации $k_ф \leqslant 10^{-6}$ *см/сек*) шпунты малоэффективны, и предпочтение следует отдавать бетонным диафрагмам;

в) во всех случаях, когда это возможно по условиям производства работ, понурные и подплотинные шпунты (или диафрагмы) следует сопрягать с водоупором или с менее проницаемым слоем, полностью пересекая наиболее водопроницаемые слои основания;

г) на выходе грунтового потока в нижний бьеф шпунт следует применять при необходимости повышения сопротивляемости грунта основания выпору (см. п. 2.8).

2.70. При разработке вариантов подземного контура плотины следует проектировать выход фильтрационного потока в нижний бьеф.

2.71. Под водобойной плитой необходимо предусматривать дренаж, защищенный обратным фильтром.

Понуры

2.72. Понуры подразделяются: по конструктивным особенностям — на жесткие, гибкие и анкерные; по степени водонепроницаемости — на практически водонепроницаемые и маловодонепроницаемые (с коэффициентами фильтрации $k_ф \leqslant 10^{-6}$ *см/сек*).

Понуры проектируются: жесткие — в виде покрытий из недеформируемых материалов — бетона и железобетона с разрезкой покрытия на участки с размерами, обеспечивающими их целостность (водонепроницаемость), и с устройством уплотнений в швах; гибкие — из деформируемых материалов: грунтов, асфальтовых, синтетических и других аналогичных материалов, отвечающих требованиям необходимой деформативности, водонепроницаемости, прочности, стойкости к химической агрессии и удобоукладываемости.

Анкерный понур помимо своего основного назначения — водонепроницаемости — выполняет роль анкера по отношению к сооружению, перед которым он устраивается. Анкерный понур проектируется в виде смешанной конструкции из гибкого и жесткого участков. Для повышения удерживающего действия анкерного понура допускается устройство дренажа под ним.

2.73. При выборе типа понура следует учитывать водопроницаемость грунтов основания.

При грунтах основания в виде глины и суглинков рекомендуется предусматривать устройство водонепроницаемого понура, при песчаных грунтах или супесях — маловодопроницаемого понура.

2.74. Длину понура следует устанавливать исходя из расчета фильтрационной прочности грунта основания при проектировании подземного контура и статической устойчивости плотины в случаях применения анкерного понура.

2.75. Материал и конструкцию понура следует выбирать на основании технико-экономической целесообразности с учетом следующих положений.

Для напоров менее 15 *м* предусматриваются понуры преимущественно из местных грунтов (суглинков, глин, торфа). Коэффициент фильтрации такого понура должен быть в 50 или более раз меньше коэффициента фильтрации грунтов основания. Если такое соотношение коэффициентов фильтрации не может быть достигнуто, следует проектировать практически водонепроницаемые понуры.

Для всех грунтов основания при напорах свыше 15 *м* рекомендуются понуры из деформируемых материалов (в том числе глинобетона), железобетона с изоляционным покрытием или смешанных конструкций.

2.76. Глины и суглинки, применяемые для понуров, должны быть пластичными, торф — хорошо разложившийся (степень разложения 50%), плотный с влажностью 80—85%. Толщина грунтового понура в любом месте должна удовлетворять соотношению $t \geqslant \frac{1}{J_{доп}} h_п$,

где $h_п$ — потеря напора от начала подземного контура (от верхнего бьефа) до рассматриваемого вертикального сечения понура;

$J_{доп}$ — допускаемый напорный градиент для материала понура, принимаемый для глин 6—8, для суглинков 4—5

Толщина понура из торфа принимается в 1,5 раза более толщины понура из суглинистого грунта.

Минимальная допустимая толщина грунтового понура по конструктивным соображениям принимается в конце его равной 0,75 *м*, в месте примыкания к плотине — 1 *м*.

Следует предусматривать укладку грунтов понура слоями толщиной до 10—15 *см* и укатывать или утрамбовывать.

Состав грунтов понура из глинобетона принимается: глины 20—25%, песка 30—40%, гравия 35—40%. Толщина такого понура назначается в соответствии с рекомендациями для грунтовых понуров; при этом $J_{доп}$ следует определять опытным путем.

Примечание. Если основание сложено макропористыми грунтами, допускается соответствующее уплотнение верхнего слоя грунта с проверкой его фактической уплотненности и величины напорного градиента.

2.77. Бетонные понуры следует проектировать с конструктивным армированием сварными сетками и с покрытием гидроизоляцией.

При напорах до 10 *м* и малодеформируемых грунтах могут применяться бетонные понуры без гидроизоляционного покрытия с толщиной, определяемой по допустимому фильтрационному градиенту бетона.

Гибкие непроницаемые понуры могут проектироваться:

литыми — из последовательно наносимых слоев литого битумного (либо синтетического) материала с прокладкой армирующей рулонной стеклоткани;

оклеечными — из рулонных гидроизоляционных материалов в несколько слоев с перекрытием каждым последующим слоем стыков нижерасположенного слоя.

Литые и оклеечные понуры следует проектировать применительно к требованиям нормативных документов на гидроизоляционные материалы и устройства для гидротехнических сооружений.

2.78. Жесткие участки анкерного понура следует проектировать в виде железобетонной плиты с выпусками арматуры, заделываемой в анкеруемое сооружение.

Железобетонные плиты при расчете водонепроницаемости не учитываются вследствие возможности появления в них трещин.

Водонепроницаемость обеспечивается путем устройства оклеечного или литого покрытия по штрабленной поверхности плит. Для гибких участков понура, располагаемых у граничащего или анкеруемого сооружения (у плотины, здания ГЭС, береговых стен), предусматривается применение асфальтовых (или синтетических), литых и оклеечных материалов, обволакивающих анкерную арматуру.

Гибкий участок должен воспринимать все деформации сдвига и осадок, возникающие на контакте с анкеруемым сооружением, и сохранять при этом полную водонепроницаемость.

Места контакта между участками понура и сооружениями, образующими общий водонепроницаемый контур, должны иметь деформируемые водонепроницаемые покрытия, уплотнения, шпонки.

2.79. Количество и сечение арматуры анкерного понура определяются расчетами из условия устойчивости анкеруемого сооружения на сдвиг. При этом следует учитывать, что увеличение несущей способности анкерного понура связано со значительным увеличением армирования фундаментной плиты и самого анкерного понура. В связи с этим выбор наиболее целесообразной длины анкерного понура должен быть обоснован технико-экономическими расчетами.

Арматуру анкерного понура следует располагать на одном уровне с арматурой нижней сетки фундаментной плиты анкеруемого сооружения. Стыки арматуры понура с арматурой фундаментной плиты должны быть размещены так, чтобы они не служили помехой к устройству уплотнения между понуром и анкеруемым сооружением.

2.80. Все типы понуров, за исключением бетонных, должны иметь защитную пригрузку из местного грунта, предохраняемого от размыва специальными креплениями.

Минимальная толщина покрытия должна составлять 0,5 *м*. Если при возведении понура до затопления возможны отрицательные температуры, минимальную толщину слоя защитного покрытия следует принимать равной расчетной глубине промерзания грунта. С целью повышения удерживающего действия анкерного понура толщина покрытия его может быть увеличена. Следует предусмотреть способ укладки пригрузки, при котором обеспечивается полная сохранность конструкции понура.

Крепление пригрузки может предусматриваться бетонными плитами толщиной 0,2—0,5 *м* и на слое фильтра 0,1—0,15 *м*. Возможно также устройство крепления в виде каменной наброски по слою щебня или крупного песка.

Толщина и тип крепления принимаются на основе технико-экономического сравнения вариантов с учетом скорости течения воды на понурном участке и класса капитальности сооружения.

2.81. Подготовку основания под понур рекомендуется предусматривать:

а) при понурах из местных материалов в случае суглинистых и песчаных грунтов основания — в виде уплотнения поверхности основания; в случае крупнообломочных грунтов оснований — в виде песчаного переходного слоя толщиной 10—15 *см*;

б) при бетонном понуре — путем укладки бетонной подготовки толщиной слоя 5—10 *см*, уплотнения поверхности основания, укладки гравийно-щебеночного слоя;

в) при понурах из асфальтовых (синтетических) материалов — путем укладки слоя щебня или гравия, пропитанного битумом, или слоя бетона толщиной 5—10 *см*.

При этом водопроницаемость подготовки под понуром не должна быть выше водопроницаемости грунта основания.

Все виды подготовки оснований под понуры должны обеспечивать суффозионную устойчивость как тела понура, так и его основания.

2.82. В сопряжениях понура с плотиной, с понурным шпунтом и в сопряжениях отдельных секций понура между собой необходимо предусматривать специальное уплотнение, обеспечивающее водонепроницаемость швов при любых возможных деформациях граничащих сооружений. Эти уплотнения выполняются из рулонного и литого гидроизоляционных материалов с применением специальных компенсаторов или шпонок, выполняемых из специальной резины, металлических листов, канатиков и других материалов, отвечающих требованиям водонепроницаемости и деформативности.

Для грунтовых понуров с напором до 10 *м* при малодеформируемом основании допускается перекрытие швов утолщенным слоем грунта понура.

При песчаных грунтах основания предусматривается устройство глиняного зуба с глубиной, обеспечивающей неразмывающий фильтрационный градиент по контакту с сооружением.

2.83. При наличии шпунта в начале понура сопряжение понура со шпунтом должно быть водонепроницаемым.

В случае устройства анкерного понура шпунтовый ряд понура следует прикрывать надшпунтовой балкой, не соединенной с понуром жесткой связью. Между ними должны быть предусмотрены специальные уплотнения.

Шпунты

2.84. Шпунты в подземном контуре водосливных плотин в основном предназначаются для гашения напора и уменьшения пьезометрического уклона вдоль подземного контура. Следует учесть особую эффективность шпунтов, а также других вертикальных элементов подземного контура при осадочных породах основания, характеризуемых горизонтальной слоистостью.

Кроме того, шпунты могут проектироваться для предотвращения выпора грунта из-под плотины в нижнем бьефе и защиты ее от подмыва поверхностным потоком (шпунты в конце рисбермы) (см. п. 2.69).

2.85. В песчаных грунтах при применении схем 1 и 2 подземного контура (см. п. 2.67) основным противофильтрационным элементом схемы является верховой подплотинный шпунт (зуб). Устройство шпунта (зуба) под понуром допускается при соответствующем обосновании и если понур является анкерным.

2.86. Необходимость устройства низового шпунта и величина его заглубления определяются специальными фильтрационными расчетами с учетом допускаемого выходного градиента.

2.87. При недостаточной суффозионной устойчивости грунта ниже острия шпунта его следует обязательно доводить до водоупора и принимать схему 4 подземного контура.

2.88. При расположении под плотиной висячих (не доходящих до водоупора) шпунтов необходимо стремиться к тому, чтобы расстояние между рядами шпунтов было не менее двух глубин погружения шпунта.

2.89. Материал шпунта следует выбирать в зависимости от геологических условий, расчетного напора, глубины забивки и класса капитальности сооружения на основании технико-экономических сравнений вариантов.

Материал шпунта и его конструкцию следует определять расчетом исходя из глубины погружения, вида грунтов основания, а также по конструктивным соображениям.

Ориентировочно рекомендуется применять шпунты:

а) деревянные — при наличии песчаного основания, небольших напорах и глубине забивки шпунта не более 6—7 *м* для плотин ниже I класса капитальности;

б) металлические — при глубине забивки до 25 *м*;

в) железобетонные — в тех же условиях, что и металлические, а также при глубине забивки более 25 *м*.

2.90. Не разрешается использовать противофильтрационные шпунты в качестве конструкций, несущих какую-либо дополнительную нагрузку.

2.91. Сопряжение шпунтов с элементами горизонтальной противофильтрационной конструкции должно обеспечивать водонепроницаемость и взаимную свободу деформаций.

2.92. Минимальная глубина забивки шпунтов для сооружений с малыми напорами должна приниматься 2,5 *м*. Глубина погружения шпунта в водонепроницаемый слой принимается 1—2 *м* в зависимости от напора.

Зубья

2.93. Неглубокие бетонные зубья устраиваются для лучшего сопряжения плотины с основанием (предотвращение опасной контактной фильтрации).

Глубокие противофильтрационные зубья следует устраивать вместо шпунтов в случаях, когда грунт не допускает забивку шпунта, или при специальном обосновании.

При устройстве глубокого противофильтрационного зуба последний должен быть отрезан от фундаментной плиты плотины с устройством противофильтрационного сопряжения.

2.94. Глубину висячих глубоких зубьев следует устанавливать расчетом фильтрационной прочности грунта основания и по конструктивным соображениям.

В случае глубинной схемы (схема 4) подземного контура зуб должен быть заглублен в водоупор на глубину 1—2 *м*. В этом случае противофильтрационный понур не устраивается.

2.95. Как правило, всегда следует устраивать верховой и низовой подплотинные зубья.

2.96. В проектах глубинных бетонных и железобетонных зубьев может предусматриваться их устройство путем применения опускных колодцев, кессонов и свай-оболочек.

Противофильтрационные завесы

2.97. При наличии в основании песчаных или крупнообломочных грунтов уменьшение их водопроницаемости для снижения противодавления может предусматриваться путем устройства противофильтрационной завесы в виде системы скважин в основании, через которые нагнетаются под давлением специальные растворы, или сплошной траншеи, заполняемой противофильтрационным материалом.

Противофильтрационную завесу следует располагать в основании сооружения в районе верховой грани плотины.

2.98. Для наибольшего снижения противодавления используется совместное действие противофильтрационной завесы и дренажа, устраиваемого за завесой в виде глубинных скважин. При этом расстояние между завесой

и плоскостью дренажных скважин следует назначать исходя из условий отсутствия суффозионных явлений в грунте.

2.99. Противофильтрационную завесу следует проектировать на основе данных инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий основания плотины, в том числе на основании опытных откачек или нагнетаний воды в скважины и опытной инъекции грунтов, залегающих в створе плотины.

2.100. Глубину противофильтрационной завесы следует назначать в зависимости от действующего напора на плотину, фильтрационных свойств грунтов основания плотины, требований по снижению противодавления в основании, а также с учетом необходимости предотвращения суффозии грунтов основания. Глубина завесы должна быть обоснована фильтрационными расчетами или лабораторно методом ЭГДА.

При глубинной схеме подземного контура противофильтрационные завесы следует доводить до водоупорных грунтов или до грунтов с коэффициентами фильтрации $1 \cdot 10^{-4}$ —5×10^{-5} *см/сек* или менее в зависимости от допустимого коэффицента фильтрации в зоне завесы. Завесы следует заглублять в указанные грунты не менее чем на 2 *м*. При этих условиях понур, как правило, не устраивается.

В теле самой завесы должно быть достигнуто уменьшение водопроницаемости до следующих величин коэффициентов фильтрации:

для плотин с напором до 25 *м* включительно — до $1 \cdot 10^{-4}$ *см/сек*;

для плотин с напором свыше 25 *м* — до 5×10^{-5} *см/сек*.

2.101. Для обеспечения надежного контакта тела плотины с противофильтрационной завесой в расчетах не должны допускаться растягивающие напряжения в зоне сопряжения фундамента плотины с завесой и должны быть предусмотрены противофильтрационные устройства в месте контакта.

2.102. Ширину противофильтрационной завесы следует устанавливать исходя из условия отсутствия предельных градиентов напора в наиболее опасном верхнем сечении завесы.

Действующий максимальный градиент напора в наиболее опасном сечении завесы не должен превосходить допускаемого градиента $J_{доп}$:

для завес, создаваемых в мелких песках, $\geqslant 2$;

для завес, создаваемых в песках средней крупности, $\geqslant 2{,}5$;

для завес, создаваемых в крупных и гравелистых песках, $\geqslant 3$;

для завес в виде траншеи — по данным опытных работ.

2.103. При проектировании завес, достигающих водоупорного слоя грунтов основания, рекомендуется при фильтрационных расчетах и определении противодавления учитывать водопроницаемость тела завесы, пользуясь либо аналитическим методом, либо методом ЭГДА.

2.104. Завесу следует проектировать ярусного строения, т. е. с толщиной, уменьшающейся по глубине, что может быть достигнуто путем сокращения числа рядов скважин в завесе по мере углубления.

Число рядов скважин в завесе и расстояния между ними в ряду должны быть достаточными для обеспечения требуемой водонепроницаемости противофильтрационной завесы на всем ее протяжении, причем в верхнем ярусе завесы должны быть обеспечены указанные в п. 2.100 коэффициенты фильтрации; в нижних ярусах завесы допускается увеличение коэффициента фильтрации на 25—30%.

2.105. Методы инъекции для устройства противофильтрационной завесы и закрепления песчаных грунтов рекомендуется принимать в зависимости от инженерно-геологических условий и геотехнических свойств грунтов на основании опытных полевых работ.

Дренажные устройства

2.106. Горизонтальные дренажи рекомендуется проектировать в виде сплошного, ленточного и местного замкнутого горизонтального покрытия. Тип дренажа принимается в зависимости от класса капитальности сооружения, грунтов основания, конструктивных особенностей сооружения и принятой схемы подземного контура.

Отметку подошвы горизонтального дренажа целесообразно принимать несколько выше, чем у зуба, устраиваемого перед входом в дренаж.

2.107. В случае когда по условиям устойчивости плотины требуется снижение фильтрационного противодавления на подошву плотины, под фундаментной плитой рекомендуется предусматривать устройство горизонтального дренажа, выполняемого из крупнозернистого материала и защищенного от заиления обратным фильтром.

Минимальная толщина каждого слоя такого дренажа, назначаемая в соответствии с конструктивными и производственными соображениями, должна составлять 0,2 *м*.

Отвод воды из дренажа, а также его пропускную способность (с учетом пропускной способности слоев обратного фильтра) следует проектировать без учета потерь напора при движении воды вдоль дренажа.

2.108. Количество и толщину слоев обратного фильтра, а также зерновой состав следует подбирать, руководствуясь соответствующим нормативным документом.

2.109. Вывод воды из горизонтального дренажа плотины следует предусматривать через сплошную дренажную систему в фильтр водобоя; в случаях когда фильтр под плотиной не имеет связи с фильтром водобоя, воду следует выводить под минимальный уровень нижнего бьефа посредством дренажной системы, проходящей через тело бетонной плотины.

2.110. В случае необходимости, при специальном технико-экономическом обосновании, дренажную систему проектируют с принудительной откачкой, гарантирующей понижение уровня воды под плотиной ниже уровня нижнего бьефа.

2.111. Для исключения вредного влияния пульсационного режима нижнего бьефа на дренажи, находящиеся под сооружением, следует предусматривать вывод из дренажей в места с установившимся уровнем нижнего бьефа.

2.112. Для отвода фильтрационных расходов воды и предохранения легкоразмываемых грунтов основания от пульсационного скоростного воздействия потока и влияния волнового режима следует предусматривать устройство дренажей под водобоем, рисбермой и плитами крепления откосов.

2.113. Вертикальный дренаж следует проектировать в виде разгрузочных скважин. Количество скважин, расстояние между ними и их диаметр определяются расчетом и по данным лабораторных исследований.

ВОДОБОЙНЫЕ УСТРОЙСТВА. РИСБЕРМА. СОПРЯЖЕНИЯ С ЕСТЕСТВЕННЫМ РУСЛОМ

2.114. Защита водосбросных сооружений от подмыва со стороны нижнего бьефа является одним из основных факторов, обеспечивающих целостность всего сооружения.

Конструкции водобойных устройств, рисбермы, сопряжения закрепленного участка с бытовым руслом надлежит выбирать с учетом следующих факторов: геологического строения ложа реки, величины напора, режима сопряжения бьефов, удельного сбросного расхода, величины избыточной кинетической энергии потока, сброса плавающих тел и льда, допускаемых глубин размыва, компоновочных условий и прочих факторов на основе технико-экономических обоснований и с учетом приводимых ниже рекомендаций.

2.115. В качестве основной формы сопряжения бьефов рекомендуется принимать донный режим с устройством в зоне сжатой струи на водобое различных конструкций гасителей энергии и распределителей потока (растекателей).

2.116. Поверхностную форму сопряжения бьефов рекомендуется применять при необходимости отвода большого количества плавающих тел и льда, а также при небольших колебаниях уровней нижнего бьефа, при которых сохраняется устойчивый режим сопряжения. В этом случае следует предусматривать равномерный сброс потока по всей длине водосбросного фронта путем гарантированного постепенного открытия затворов.

Поверхностный режим нижнего бьефа, являющийся функцией сбрасываемых расходов воды, подлежит проверке на устойчивость в связи с тем, что он может быть нарушен вследствие общей деформации русла, связанной с нарушением балансов наносов, размыва нижерасположенных перекатов, а также деформации русла в период строительства.

Условия сброса льда с обеспечением поверхностного режима подлежат проверке, если возможны появление заторов в нижнем бьефе и существенный подъем уровней воды.

2.117. Величина удельного расхода воды на водобое плотины устанавливается с учетом указаний главы СНиП II-И.1-62* на основе технико-экономического сопоставления вариантов. Сопоставляемые варианты должны быть равноценными в отношении защиты сооружения от подмыва. При разработке вариантов рассматриваются различные удельные расходы воды, соответствующие им различные типы гасителей энергии, типы рисберм и сопряжений с бытовым руслом.

2.118. Отметка поверхности водобоя при донном режиме сопряжения бьефов, как правило, назначается из условий затопления прыжка с учетом принятой в проекте системы гасителей и с корректировкой этой отметки по условиям пропуска строительных расходов во-

ды через недостроенную водосбросную плотину (через гребенку). При этом следует учитывать целесообразность подтопления в зимний период водобоя и гасителей со стороны нижнего бьефа достаточным слоем воды для предохранения этих элементов плотин от воздействия низких температур.

Для уменьшения объема бетона плотины рекомендуется принимать максимально высокую отметку водобоя. При подборе эффективной системы гасителей возможно при соответствующем технико-экономическом обосновании устройство водобоя без его подтопления, что делает доступными наблюдения за состоянием гасителей и облегчает их ремонт, существенно улучшает условия растекания потока при неравномерном открытии пролетов, снимая ограничения их равномерного открытия. При этом следует учитывать увеличение пульсационных и кавитационных воздействий на плиту водобоя и гасителя.

2.119. В качестве основных рекомендуются следующие типы гасителей энергии:

а) сплошная водобойная стена, которая устанавливается от сжатого сечения на расстоянии 0,8 длины прыжка, определяемой расчетом для гладкого водобоя, или на расстоянии $3h$ при гидродинамическом напоре $\varepsilon_0 = \frac{T_0}{h_к}$, изменяющемся в пределах 0,2—12 (h — глубина потока в конце прыжка; T_0 — удельная энергия потока перед напорными сооружениями относительно поверхности дна водобоя с учетом скорости подхода; $h_к$ — критическая глубина потока);

б) водобойная стена с прорезями, устанавливаемая на том же расстоянии $3h$ от сжатого сечения при гидродинамическом напоре $\varepsilon_0 = 2 \div 6$;

в) гаситель-растекатель, состоящий из двух стен и образующий направленный против течения угол. Угол постановки растекателей может быть переменным по фронту водобоя, а сам растекатель — переменной высоты;

г) гаситель в виде сочетания двух рядов трапецеидальных пирсов и нижерасположенной водобойной стены.

Основные размеры гасителей на стадии проектного задания следует устанавливать на основании гидравлических расчетов и существующих аналогов с лабораторной проверкой перед составлением рабочих чертежей для сооружений I и II класса капитальности.

2.120. Схему и конструкцию гасителей и растекателей на водобое следует выбирать с учетом удельного расхода воды, уровня нижнего бьефа, необходимости сброса льда, различных плавающих тел и др.

Растекателям и гасителям следует придавать формы, исключающие возможность возникновения по их граням зон кавитационной эрозии.

Окончательно тип гасителя следует принимать на основе технико-экономического сопоставления вариантов.

Схемы и конструкции гасителей и растекателей на водобое следует проектировать с использованием типовых проектов и соответствующих материалов по гидравлическим расчетам нижних бьефов.

2.121. Толщина плит водобоя определяется статическими расчетами прочности и устойчивости. Уменьшение толщины плиты, получаемой по расчету, при необходимости может быть осуществлено за счет разрезки плиты по длине с обеспечением прочности и устойчивости каждого участка плиты, а также снижения разности давлений путем устройства соответствующих разгрузочных дренажных колодцев в тех местах, где они допустимы.

2.122. Для водобойных устройств, которые могут подвергнуться в зоне максимальных скоростей течения интенсивному истиранию наносами, ударам льда и плавающих тел, пульсационным и вибрационным нагрузкам (плита водобоя, водобойные стены, гасители и растекатели всех видов), следует, как правило, предусматривать применение особо прочного бетона, способного противостоять этим воздействиям. Минимальная толщина слоя такого бетона принимается 0,5 *м*. В особых условиях, когда необходима защита бетона от непосредственного воздействия наносов и ударной нагрузки, при скоростях не свыше 20 *м/сек* допускается применение облицовки из прочного камня, чугунных плит и других соответствующих материалов. При наличии больших пульсационных воздействий применение облицовки, во избежание ее отрыва, возможно только в случае гарантированной монолитной связи облицовки с основным бетоном.

Армирование водобоя, гасителей и растекателей следует производить по расчету. При отсутствии расчетной арматуры у поверхностей, подверженных воздействию потока, в зависимости от его интенсивности следует предусматривать армирование сварными сетками из стержневой арматуры. Толщину защитного слоя бетона рекомендуется принимать 20 *см*.

2.123. Рисбермы могут быть:

а) горизонтальные;

б) горизонтальные и с наклонным участком;

в) наклонные.

Как правило, рисбермы, не имеющие в конце вертикальной стены, должны иметь участок деформируемого крепления, сопрягающего недеформируемое крепление с бытовым руслом.

Длина рисбермы может приниматься такой, какая необходима для выравнивания эпюры скоростей потока до нормальной скорости на всем протяжении рисбермы или на ее части (укороченные рисбермы). В конце рисбермы должны предусматриваться специальные устройства, обеспечивающие полную надежность сооружения от подмыва. Эти устройства могут быть в виде вертикальной стены, предохранительного ковша, специальных креплений и сочетаний из этих конструкций.

2.124. В рисбермах следует предусматривать устройство дренажных колодцев для разгрузки основания рисбермы от фильтрационного и пульсационных давлений.

Дренажные колодцы рекомендуется принимать в плане от 0,25×0,25 до 1×1 *м* в зависимости от толщины плит рисбермы, условий производства работ по устройству колодцев и их заполнению. Колодцы в плане рекомендуется располагать в шахматном порядке через 5—10 *м* один от другого в зависимости от размеров плит рисбермы, а расстояния между рядами колодцев принимать не менее 5 *м*.

2.125. Рисберму следует выполнять, как правило, в виде плит из монолитного бетона или железобетона. При незначительных напорах на плотину возможно применение рисберм в виде каменной наброски или отмостки, габионных сеток, сборных бетонных и железобетонных элементов.

Толщину плит рисбермы рекомендуется определять расчетом устойчивости с учетом данных опыта эксплуатации существующих плотин. При коротких рисбермах толщину плит рекомендуется принимать постоянной, при длинных — переменной; при этом толщина плит уменьшается к концу рисбермы. На участках рисберм с небольшими по размерам плитами толщиной 0,5—0,2 *м* допускается выполнять эти плиты при технико-экономическом обосновании из сборного бетона и железобетона.

Для сборных плит следует предусматривать их взаимное соединение арматурой для обеспечения их устойчивости при пульсационном давлении. При применении сборных плит допускается не устраивать дренажные колодцы.

2.126. Разрезку температурно-осадочными швами плит водобоя и рисбермы следует предусматривать исходя из следующих условий:

а) размеры плит должны быть достаточными для обеспечения их устойчивости на сдвиг, опрокидывание, всплывание;

б) максимальные размеры плит должны приниматься такими, чтобы была возможность изготовления их без специального армирования на температурные и усадочные напряжения и укладки бетона плиты одним блоком.

Кроме изложенного, к размерам плит сборного деформируемого крепления предъявляются условия удобства их изготовления и транспортирования к месту укладки.

2.127. Устройство вертикальных стен в конце рисбермы предусматривается при наличии в основании на незначительной глубине неразмываемых слоев грунта и при незначительных глубинах размыва. В этих случаях переходное крепление за стенами не устраивается. При значительных глубинах размывов может оказаться целесообразным устройство вертикальной стены не на полную глубину размыва и участка переходного крепления за ней.

Концевые стены рисбермы могут выполняться в виде бетонной и железобетонной стены, шпунтовой стены — плоской или ячеистой конструкции, ряжей с заполнением камнем, а также других аналогичных конструкций.

2.128. Устройство предохранительного ковша в конце рисбермы предусматривается при наличии в основании легкоразмываемых грунтов и больших удельных расходах.

Заглубление ковша принимается в зависимости от технико-экономического обоснования на полную или частичную глубину размыва; ширина ковша по дну принимается в зависимости от размера переходного деформируемого крепления.

Низовой размываемый откос ковша принимается по условиям его устойчивости в строительный период.

Верховой откос ковша должен соответствовать гидравлическим условиям растекания потока и условиям производства работ и обеспечивать размещение на нем наклонного участка рисбермы или переходного деформируемого крепления.

2.129. Переходное деформируемое крепление от рисбермы к руслу должно сохранять неразрывность на всем протяжении и в месте стыкования с рисбермой и береговыми сооружениями и следовать деформациям русла в продольном и поперечном направлениях.

Переходное крепление может выполняться: в виде каменной наброски, габионных фашинных креплений или какой-либо иной конструкции — тюфяков с пригрузкой их камнем, гравием, щебнем; отдельных бетонных или железобетонных плит, шарнирно связанных между собой; гравийной или щебеночной выстилок, а также в виде сочетания из различных типов этих креплений.

Выбор вида крепления определяется гидравлическими условиями, возможными глубинами размыва и технико-экономическими соображениями.

Крепление из каменной наброски должно удовлетворять требованиям устойчивости камней в отношении вымыва их из наброски, достаточности объема призмы наброски для покрытия осыпающимся камнем откоса воронки размыва, а также толщины слоя наброски и выстилки под ней по условиям предотвращения интенсивного выноса песка из-под них.

СОПРЯГАЮЩИЕ УСТРОЙСТВА

2.130. Сопряжение бетонной или железобетонной плотины с другими напорными сооружениями, а также с берегами должно удовлетворять условиям:

а) плавного сужения и расширения потока, предохраняющих от возникновения недопустимых водоворотных зон в нижнем и верхнем бьефах на контакте сооружений с различным гидравлическим режимом; особое внимание должно быть обращено на предотвращение возникновения водоворотных зон между водосливной плотиной и русловой ГЭС, водосливной и глухой плотинами, водосливной плотиной и рыбоходами;

б) защиты берега или смежных сооружений от поверхностного размыва и подмыва;

в) защиты берега и смежных сооружений от суффозионного размыва обходной фильтрацией.

2.131. Сопряжение в плане бетонных и железобетонных плотин с другими напорными сооружениями должно быть плавным и не иметь значительных выступов.

2.132. При проектировании сопряжений рекомендуется:

а) в случае сопряжения бетонной или железобетонной плотины с плотинами из местных материалов, располагаемыми на затопляемой пойме, предусматривать устройство струенаправляющих шпор из местных материалов;

б) для равномерного сжатия и расширения потока принимать расположение береговых сопряжений и струенаправляющих шпор под углом 8—10° по отношению к оси потока. В верхнем бьефе при соответствующих обоснованиях допускается более резкое сужение потока.

При необходимости проект сопряжений следует уточнять на основании лабораторных исследований.

2.133. При сопряжении конструкций бетонных и железобетонных плотин с различными гидравлическими режимами следует на их контактах со стороны верхнего и нижнего бьефов предусматривать устройство раздельных стен, обеспечивающих нормальный режим работы водосливов.

2.134. Длины струенаправляющих шпор и раздельных стен следует определять на основании специальных гидравлических расчетов или лабораторных исследований.

2.135. В сопряжении с плотиной из местных материалов предусматривается устройство бетонных или железобетонных устоев, переходящих в закрепленные откосы. Закрепленные откосы предусматриваются на участках рисбермы, за рисбермой и за понуром. Для сокращения длины участков креплений рекомендуется устройство торцовых креплений, заводимых в берега.

Длины участков устоев и креплений определяются с учетом очертаний сопрягаемых сооружений на основании гидравлических расчетов, аналогов, лабораторных исследований и технико-экономических обоснований.

2.136. Сопрягающие устои следует проектировать в виде подпорных стен, тип которых принимается в зависимости от технико-экономических показателей при данных конкретных условиях.

В необходимых случаях, устанавливаемых расчетом, вдоль передней грани подпорных стен следует предусматривать шпунтовые стены для защиты от выпора грунта.

2.137. Откосы сопряжений в верхнем бьефе, а также в нижнем бьефе в зонах интенсивного движения сбрасываемого потока следует

крепить бетонными или железобетонными плитами, каменной наброской и осуществлять посадку специальной растительности в верхних участках крепления. Под креплением следует укладывать обратный фильтр — сплошной или ленточный (под швами между плитами).

Вид крепления выбирается в зависимости от класса капитальности плотины и технико-экономической целесообразности для данных конкретных условий.

2.138. В пределах деформируемых креплений русла в нижнем и верхнем бьефах, а также следующих за ними креплений на размываемых участках должны быть предусмотрены аналогичные крепления в сопряжении берегов и струенаправляющих шпор с руслом.

2.139. При сопряжении рисбермы или понурного крепления с естественным руслом в виде предохранительного ковша, заполненного камнем, или деформируемого крепления другого вида рекомендуется предусматривать устройство сопряжения такой же конструкции вдоль подошвы берега или шпоры и заводить конец крепления в берег или торец шпоры.

2.140. При проектировании монолитных и сборных креплений откосов берегов и струенаправляющих дамб (шпор) следует руководствоваться требованиями к проектированию креплений откосов земляных плотин и учитывать гидравлические условия в бьефах.

2.141. Швы между сборными плитами крепления и подстилающий дренажный слой должны полностью исключать возможность выноса грунта из-под основания плит.

2.142. Выбор конструкции сборных железобетонных или бетонных плит крепления должен быть обоснован технико-экономическими расчетами различных вариантов.

2.143. Бетон плит креплений на участках, расположенных выше наинизшего уровня воды и на 1 *м* ниже его, должен отвечать условиям морозостойкости и сопротивляться воздействию потока, а также механическому воздействию льдин и других плавающих тел.

2.144. Для предотвращения суффозионного размыва следует предусматривать в берегах и на участках плотин из грунтовых материалов, примыкающих к напорным бетонным сооружениям, противофильтрационные устройства с неразрывным водонепроницаемым контактом между ними.

2.145. Во всех случаях следует уделять большое внимание вопросу возможной обходной фильтрации, в особенности когда в береговых склонах залегают пласты и прослои повышенной водопроницаемости.

С целью предотвращения опасных форм суффозии под влиянием обходной фильтрации по контакту внутренней поверхности бетонного устоя с земляной плотиной рекомендуется предусматривать особо тщательное уплотнение грунта в месте примыкания, устройство в необходимых случаях поперечных ребер и диафрагм в верховой части устоя, заходящих в тело (ядро) земляных плотин или смыкающихся с диафрагмами последних, и придавать наклон задней грани устоя.

Для уменьшения обходной фильтрации понур следует заводить за стены устоя на расстояние от лицевой грани устоя, равное длине понура, и, если это требуется по расчету, оградить понур на этом участке противофильтрационной шпунтовой стеной; дренажные устройства плотины должны быть продолжены на некоторое расстояние в ее примыкании к берегам.

Для снятия фильтрационного напора обходной фильтрации на подпорные стены и крепления откосов земляных сооружений, расположенных в нижнем бьефе плотины, необходимо предусматривать внутренние дренажные системы с выводом их под уровень нижнего бьефа.

3. РАСЧЕТЫ ПРОЧНОСТИ ПЛОТИН

ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

3.1. Воздействия и нагрузки, действующие на плотины на нескальных основаниях, следует учитывать, и расчеты прочности плотин следует производить в соответствии с требованиями главы СНиП II-И.1-62* и нижеследующими указаниями.

3.2. Статические расчеты плотин следует выполнять для двух сочетаний действующих на них воздействий и нагрузок: основного и особого; при этом расчет на особое сочетание воздействий и нагрузок предусматривается как поверочный.

К основным сочетаниям нагрузок и воздействий следует относить:

а) собственный вес плотины с учетом веса находящихся на ней постоянных устройств (затворов, подъемных механизмов, мостов и пр.) и грунта засыпок;

б) статическое и динамическое давление воды со стороны верхнего бьефа при пропуске

расчетных максимальных расходов воды при нормальном подпорном уровне верхнего бьефа;

в) то же, что и п. «б», но со стороны нижнего бьефа, для условий, наиболее неблагоприятных для плотины, но физически возможных (например, при минимальном, длительно действующем уровне нижнего бьефа);

г) противодавление при установившемся (при нормальном подпертом уровне верхнего бьефа) или регулярно повторяющемся неустановившемся режиме фильтрации при нормальной работе противофильтрационных и дренажных устройств;

д) статическое и динамическое давление льда на быки, устои, глухую часть плотины;

е) давление грунта на грани плотины с учетом нагрузок, расположенных на поверхности грунта, включая и давление наносов, откладывающихся перед плотиной;

ж) давление ветра;

з) волновые воздействия;

и) тяговые и тормозные усилия, создаваемые подъемными, перегрузочными и транспортными механизмами.

К особым сочетаниям нагрузок и воздействий, кроме перечисленных в пп. «а»—«и», следует относить:

к) гидростатическое и динамическое давление воды при пропуске расчетных максимальных расходов воды при форсированном уровне верхнего бьефа (учитывается взамен п. «б»);

л) то же, что и п. «к», но со стороны нижнего бьефа при уровне бьефа, соответствующем расчетным максимальным расходам воды при форсированном уровне верхнего бьефа (учитывается взамен п. «в»);

м) противодавление при нарушении работы дренажных устройств на 50% длины той части сооружения, для которой производится расчет прочности (учитывается взамен п. «г»);

н) динамическое давление льда при ледоходе катастрофической силы (учитывается взамен п. «д»);

о) волновые воздействия при катастрофической скорости ветра (учитывается взамен п. «з»);

п) сейсмические воздействия;

р) давление ветра ураганной силы (учитывается взамен п. «ж»);

с) температурные и усадочные воздействия в бетонных и железобетонных конструкциях плотины;

т) нагрузки, определяемые специальными требованиями.

Примечания: 1. При наличии специального обоснования температурные и усадочные воздействия в бетонных и железобетонных конструкциях плотин могут быть отнесены к основным сочетаниям нагрузок и воздействий.

2. Сочетание нагрузок для расчета устойчивости плотин на нескальных основаниях и методика этих расчетов определяются по главам СНиП II-И.1-62* и II-Б.3-62.

3.3. Расчеты прочности плотин для строительного и ремонтного случаев производятся на воздействия и нагрузки, отвечающие по своему составу основному сочетанию, но характеризующиеся специальной схемой загружения и величиной действующих сил применительно к конкретным условиям и срокам возведения и ремонта данного сооружения. Коэффициенты запаса прочности при этом принимаются равными средним между значениями коэффициентов для основных и особых сочетаний нагрузок и воздействий.

При учете особых сочетаний нагрузок в строительный и ремонтный периоды коэффициенты запаса принимаются как для особых сочетаний нагрузок и воздействий.

Коэффициенты запаса прочности для основных и особых сочетаний нагрузок принимаются по СН 55-59.

Примечание. Расчетные сочетания нагрузок (наиневыгоднейшие комбинации сил) необходимо устанавливать в соответствии с ожидаемыми схемами загружения сооружений и физической возможностью одновременного их действия на плотины; при этом не следует учитывать одновременности действия весьма редко повторяющихся кратковременных нагрузок и воздействий.

3.4. Собственный вес плотины следует определять по ее геометрическим размерам и объемному весу материала плотин.

Объемный вес бетона без воздухововлекающих и пластифицирующих добавок допускается принимать на стадии проектного задания равным 2,4 $т/м^3$; на стадии рабочих чертежей объемный вес должен быть определен опытным путем в процессе исследований по подбору состава бетона с точностью до 0,05 $т/м^3$.

3.5. Вес надстроек, машин, механизмов и др. принимается по проектам указанных конструкций; временная нагрузка от транспорта определяется в соответствии с классом дороги и действующими нормами на проектирование мостовых переходов.

3.6. Фильтрационное давление в основании сооружения, обусловленное фильтрацией воды из верхнего бьефа в нижний, следует вводить в расчеты в виде противодавления на подошву плотины.

Фильтрационное давление определяется в соответствии с пп. 3.58—3.62 настоящих Указаний или на основе лабораторных фильтрационных исследований подземного контура по методу ЭГДА.

3.7. Противодавление в расчетных сечениях бетонных и железобетонных элементов плотин определяется по СН 55-59.

3.8. Давление льда на плотину определяется в соответствии с «Указаниями по определению ледовых нагрузок на речные сооружения» (СН 76-66).

3.9. Давление грунта на грани плотины определяется в соответствии с указаниями главы СНиП II-И.10-65 «Подпорные стены гидротехнических сооружений. Нормы проектирования».

3.10. Волновые воздействия на плотину определяются по «Техническим условиям определения волновых воздействий на морские и речные сооружения и берега» (СН 92-60).

3.11. Сейсмические воздействия определяются в соответствии с главой СНиП II-А.12-62 «Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования», а также с использованием данных, приведенных в специальной технической литературе, а в необходимых случаях — с учетом данных специальных исследований.

Ветровые нагрузки определяются в соответствии с главой СНиП II-А.11-62 «Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования».

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ (ДАВЛЕНИЙ) ПО ПОДОШВЕ ПЛОТИН

Общие указания

3.12. При определении контактных напряжений (давлений) по подошве бетонных и железобетонных плотин принимается, что фундаменты плотин являются преимущественно абсолютно жесткими по отношению к грунту основания.

Для некоторых типов плотин с низким порогом и для промежуточных стадий возведения массивных плотин рекомендуется определять контактные напряжения с учетом гибкости плиты при показателе гибкости $t>1$.

t определяется по формуле

$$t = \frac{(1-\mu_1^2)\,\pi E_0\, b' \left(\frac{B}{2}\right)^3}{(1-\mu_0^2)\,4E_1 I}, \qquad (2)$$

где E_0 — модуль деформации грунта;

E_1 — модуль упругости материала плиты;

μ_0 и μ_1 — коэффициенты Пуассона соответственно грунта и материала плиты;

I — момент инерции сечения плиты;

b' — ширина расчетного элемента по длине плиты, равная 1 *м*;

B — ширина фундамента.

Величины E_0, E_1, μ_0 и μ_1 определяются по экспериментальным данным, а в случае их отсутствия — по главе СНиП II-Б.1-62 «Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования» и СН 55-59.

3.13. При определении контактных напряжений необходимо учитывать (в дополнение к п. 3.15) конструктивные особенности и технологию возведения сооружения (развитые зубья фундаментной плиты и ее заглубленность, пригрузку, дренаж, уплотнение в зоне шпунтов, последовательность бетонирования и т. д.), а также неоднородность основания и возможность появления пластических деформаций.

В целях уменьшения расчетных усилий в конструкции рекомендуется использовать возможность регулирования эпюр контактных напряжений.

3.14. Контактные напряжения должны определяться во всех случаях, когда производятся расчеты прочности плотин.

Контактные напряжения (давления) по подошве плотин, расположенных на однородных грунтах

3.15. При определении контактных напряжений вдоль потока по подошве плотин:

а) при однородных связных и несвязных грунтах основания следует исходить из двух возможных эпюр, построенных:

1) по формуле внецентренного сжатия;

2) по теории упругости с учетом ограниченного сжимаемого слоя.

Расчетная глубина сжимаемого слоя определяется по главе СНиП II-Б.3-62.

Для предварительных расчетов расчетную глубину сжимаемого слоя допускается принимать: для песков $h=0{,}5B$, для глин $h=0{,}7B$, где B — ширина фундамента;

б) для плоской и близкой к плоской подошве фундаментной плиты плотины, расположенной на песчаных грунтах, при относительной плотности $D=\frac{\varepsilon_{макс}-\varepsilon}{\varepsilon_{макс}-\varepsilon_{мин}} \leqslant 0{,}5$, и малом влиянии особенностей, указанных ранее (см.

п. 3.13), допускается исходить из двух возможных эпюр, построенных:

1) по формулам внецентренного сжатия;

2) по методу ВНИИГа (см. приложение).

Здесь $\varepsilon_{макс}$ — коэффициент пористости грунта в наиболее рыхлом состоянии;

ε — коэффициент пористости грунта в естественном состоянии;

$\varepsilon_{мин}$ — коэффициент пористости грунта в наиболее плотном состоянии.

Расчеты прочности всех элементов конструкций должны выполняться исходя из обеих эпюр контактных напряжений;

в) для плотин III и IV класса капитальности на песчаных основаниях и IV класса — на глинистых основаниях допускается определять контактные напряжения исходя из формул внецентренного сжатия.

3.16. В случае если изгибающие моменты, полученные с учетом п. 3.15, имеют разные знаки, то в расчет прочности они вводятся уменьшенными на 10%, а если один знак, то величину большего изгибающего момента следует снижать на 10%, но не более чем до величины момента, определенного при другой эпюре контактных напряжений.

3.17. Эпюра контактных напряжений для абсолютно жестких сооружений в направлении поперек потока принимается прямоугольной.

3.18. При определении контактных напряжений с учетом гибкости сооружений (п. 3.12) допускается использование метода коэффициента постели и метода теории упругости с учетом ограниченного сжимаемого слоя.

3.19. Касательные контактные напряжения, обусловленные воздействием горизонтальных сил, принимаются пропорциональными нормальным контактным напряжениям.

При обосновании разрешается принимать эпюру касательных контактных напряжений прямоугольной.

При определении касательных контактных напряжений дополнительно к вышеуказанным методам, исходящим из предположения о плоской подошве фундамента, рекомендуется использовать методы, в которых учитывается влияние ломаного очертания подошвы плотины (например, по методу коэффициента постели или по экспериментальным данным).

3.20. Касательные контактные напряжения, обусловленные воздействием на фундамент вертикальных сил, в расчетах не учитываются.

Контактные напряжения (давления) по подошве плотин, расположенных на неоднородных грунтах

3.21. Эпюры нормальных контактных напряжений на неоднородных основаниях допускается определять в соответствии с рекомендациями, изложенными в пп. 3.22—3.24, в тех случаях, для которых при однородных грунтах основания эпюры контактных напряжений определяются по формуле внецентренного сжатия. В остальных случаях приведенные ниже методы используются для получения самоуравновешенной эпюры, которую следует прибавлять к эпюре для однородных грунтов основания, соответствующей каждому конкретному случаю.

3.22. Определение нормальных контактных напряжений производится по рекомендациям специальной технической литературы исходя из следующих условий:

а) в случае неоднородных грунтов основания с расположением слоев постоянной мощности, близким к горизонтальным, нормальные контактные напряжения определяются в соответствии с указаниями для однородных грунтов основания;

б) в случае неоднородных грунтов основания, сложенного слоями переменной мощности или наклонными слоями, следует в пределах активной зоны основания ($h_{акт} = 0{,}5B$) привести неоднородное основание к условному однородному основанию с переменной мощностью сжимаемого слоя h_x с условно принятым модулем сжимаемости.

Величина мощности h_x условного однородного основания в каждом вертикальном сечении в пределах ширины фундамента определяется из условия равенства осадок неоднородного основания и условного однородного основания.

Вычисленная по нескольким сечениям мощность условного однородного основания должна быть записана в виде зависимости $h_x = f(x)$ (прямолинейной или параболической), при этом за начало координат принимается сечение с максимальной или минимальной мощностью слоя;

в) в случае когда в основании сооружений имеются слабые включения в виде линз, учет их в зависимости от расположения этих включений, их размеров и сжимаемости может производиться методами теории упругости.

3.23. Контактные нормальные напряжения по подошве плотины, расположенной на услов-

ном однородном основании (п. 3.22«б»), определяются из условия равенства нулю суммы активных сил, действующих на сооружение, и реактивных сил, действующих на подошву его фундамента, и равенства нулю суммы моментов этих сил относительно любой точки.

3.24. Величина напряжений в каждой точке σ определяется зависимостью

$$\sigma_x = \frac{E_0}{h_x} S_x, \qquad (3)$$

где $S_x = S_0 + x\operatorname{tg}\alpha$;

S_0 — осадка в сечении начала координат;

α — угол поворота подошвы фундамента.

3.25. В случае неоднородного основания с вертикальным расположением слоев или крутопадающими слоями с выклиниванием под подошвой плотины нескольких разнородных слоев грунта величины контактных напряжений принимаются пропорциональными модулю сжимаемости грунта каждого слоя.

3.26. В пределах каждого слоя закон изменения напряжений принимается линейным.

РАСЧЕТ АНКЕРНОГО ПОНУРА

3.27. Усилие, воспринимаемое анкерным понуром, независимо от вида грунта основания, определяется по методу коэффициента сдвига и упругого слоя конечной глубины, согласно которым полная горизонтальная сдвигающая сила распределяется между понуром и водосливным блоком с учетом упругой деформации грунта в их основании и растяжения арматуры понура.

3.28. Метод коэффициента сдвига применим для определения усилия, воспринимаемого анкерным понуром, только в тех случаях, когда на протяжении всей длины понура отсутствует состояние предельного равновесия, т. е. когда наибольшие касательные напряжения под понуром $\tau_{макс}$ удовлетворяют условию

$$\tau_{макс} \leqslant \tau_{пред} = p_п f + c, \qquad (4)$$

где $p_п$ — интенсивность вертикального давления на понур;

f — коэффициент трения грунта основания;

c — расчетное удельное сцепление грунта с понуром.

Для практических расчетов допускается принимать

$$\tau_{макс} = 0{,}8\ \tau_{пред}.$$

3.29. Горизонтальная сила, воспринимаемая понуром, в зависимости от распределения площадей арматуры по длине понура определяется:

а) при распределении по треугольнику — по формуле

$$T_п = \frac{T}{1 + \alpha l_1 \frac{k_{1,x}}{k_x} \cdot \frac{I_0(2\alpha l)}{I_1(2\alpha l)}}; \qquad (5)$$

б) при распределении по прямоугольнику — по формуле

$$T_п = \frac{T}{1 + \alpha l_1 \frac{k_{1,x}}{k_x} \operatorname{cth}(\alpha l)}; \qquad (6)$$

в) при распределении по трапеции — принимается равной среднеарифметическому значению между значениями, определенными по формулам (5) и (6).

В формулах (5) и (6):

T — полная сдвигающая сила, действующая на секцию плотины;

k_x, $k_{1,x}$ — коэффициенты сдвига основания понура и водосливного блока;

l, l_1 — длина понура и водосливного блока;

α — величина, характеризующая упругие свойства понура и его основания;

I_0, I_1 — бесселевы функции чисто мнимого аргумента.

Величина α определяется по формуле

$$\alpha = \sqrt{\frac{k_x b}{EF}}, \qquad (7)$$

где E и F — соответственно модуль упругости и площадь поперечного сечения арматуры в месте примыкания понура к водосливному блоку;

b — ширина расчетного участка понура, принимаемая равной 1 *м*;

k_x — коэффициент постели при сдвиге, связь которого с коэффициентом постели при сжатии k_y выражается формулой

$$k_x = \frac{1-\mu}{1-\mu\nu} k_y, \qquad (8)$$

где μ — коэффициент Пуассона грунта;

ν — коэффициент, зависящий от соотношения сторон подошвы фундамента и определяемый по табл. 1.

Таблица 1

Значения коэффициентов ν

Соотношение сторон подошвы фундамента	0,1	0,5	1	2	3	4
Коэффициент ν . .	0,53	0,60	0,50	0,42	0,37	0,33

Коэффициенты постели при сжатии k_y определяются по данным полевых исследований.

РАСЧЕТЫ ОБЩЕЙ ПРОЧНОСТИ ПЛОТИНЫ

Общие указания

3.30. Расчет секций плотины производится раздельно в поперечном (вдоль потока) и продольном (поперек потока) направлениях по схеме плоской задачи с частичным учетом пространственной работы плотины.

3.31. Во всех расчетах прочности сооружения основным случаем следует считать такой, когда размеры его элементов, их армирование и проектные марки бетона определяются условиями нормальной эксплуатации сооружения, а коэффициент запаса по СН 55-59 принимается как для основного сочетания нагрузок.

3.32. В проекте должен быть предусмотрен такой порядок возведения плотины и ее отдельных элементов, чтобы воздействия, возникающие в строительный период, не вызывали необходимости в дополнительном армировании или другом утяжелении сооружения, либо свели их к минимуму.

3.33. В целях уменьшения усилий, возникающих в фундаментной плите от веса расположенных на ней быков, допускается предусматривать раздельное возведение быков и фундаментной плиты с последующим омоноличиванием их.

При раздельном возведении плотины на основании из песчаных грунтов эпюра контактных напряжений, полученная для строительного периода, вводится в расчеты прочности полностью возведенной плотины не измененной, т. е. реакция основания полностью возведенного сооружения определяется путем суммирования эпюры напряжений для строительного периода под каждым элементом сооружения и эпюры напряжений, полученной от нагрузок, прикладываемых к сооружению после его омоноличивания.

В случае основания из глинистых грунтов в зависимости от свойств грунта основания и от сроков возведения сооружения контактные напряжения строительного периода следует определять с учетом перераспределения их во времени.

Рациональные условия возведения сооружения устанавливаются на основании сопоставительных расчетов прочности.

Расчет прочности плотины в поперечном направлении

3.34. В поперечном направлении секция плотины рассчитывается как ребристая плита, ребрами жесткости которой являются быки и полубыки.

Учитывая большую высоту быков и полубыков в плоскости изгиба, в расчет рекомендуется вводить только часть их высоты, определяемую соответствующими модельными или теоретическими исследованиями.

При отсутствии таковых допускается ограничивать расчетную высоту быков и полубыков наклонными плоскостями, проходящими под углом 45° к горизонтали через крайние точки сопряжения с фундаментной плитой.

Аналогично ограничивается высота расчетного сечения в пределах массива водослива.

3.35. Для каждого расчетного сечения определяются изгибающий момент, нормальная и поперечная силы. Полученные по сечениям усилия используются для определения нормальных, касательных и главных растягивающих напряжений и для расчета арматуры фундаментной плиты (арматура в направлении вдоль потока).

Главные растягивающие напряжения определяются в наиболее опасных местах: в местах заделки быков, по средней линии быков и по нейтральной оси их расчетного сечения, по верхней кромке фундаментной плиты и на половине ее высоты.

Расчет прочности плотины в продольном направлении

3.36. Прочность плотины в продольном направлении рассчитывается:

а) секции плотины типа I, а также плотины типов II и III (см. п. 2.1), в случае если пролетные конструкции не отрезаны от быков и полубыков, как плиты, нагруженные сверху весом быков и полубыков, массивом водослива и пригрузками воды и грунта, а снизу реактивным давлением грунта и противодавлением.

Помимо собственного веса учитывается передача быками и полубыками на плиту усилий от горизонтальных сил, действующих в продольном направлении (давление льда, воды, тормозные усилия и т. п.);

б) секции плотины типов II и III в случае жесткой заделки пролетных конструкций в быки и полубыки — как рамные конструкции.

3.37. В случае расчета плотины по указаниям п. 3.36«а» расчету подвергается в основном фундаментная плита. Массив водослива вводится в расчетное сечение только в случае отсутствия температурных швов в пролете водослива. При наличии температурных швов между телом водослива и быком и полубыком в расчетное сечение следует вводить часть водослива, ограниченную плоскостями, проходящими через основание шва под углом 45° к горизонтали; в случае отсутствия указанных выше швов массив водослива в расчетное сечение вводится полностью.

3.38. Для расчета в продольном направлении все сечение фундаментной плиты делится на ряд расчетных участков.

Общий изгибающий момент делится между расчетными участками пропорционально моментам инерции каждого участка относительно общей нейтральной оси.

Напряжения, полученные из расчета прочности плотины в продольном направлении, суммируются с напряжениями, полученными при расчете на местную прочность, и служат для определения нормальных, касательных и главных растягивающих напряжений и для расчета арматуры фундаментной плиты (арматура в направлении поперек потока).

Расчет прочности отдельных элементов плотины

3.39. Отдельные элементы плотины: части фундаментной плиты, массив водослива, быки и полубыки и т. д. — рассчитываются на местную прочность под действием сил, приложенных только к данному элементу.

При определении расчетных усилий, напряжений и количества арматуры в различных сечениях элементов используются результаты расчетов общей прочности и расчетов прочности отдельных элементов.

Расчет прочности фундаментной плиты секции

3.40. При расчете фундаментной плиты, несущей на себе массив водослива и быки (плотины типа I-а и I-б п. 2.1), участки фундаментной плиты с низовой и верховой сторон водослива рассчитываются как контурные плиты, заделанные по двум сторонам — в бык и массив водослива, свободно опертые по третьей стороне — со стороны полубыка и свободные — с четвертой стороны.

Полученные из расчета опертых по контуру плит усилия добавляются к усилиям, полученным из расчета на общий изгиб.

Весь расчет фундаментной плиты секции складывается из двух частей:

а) расчет секции целиком на общий изгиб в продольном направлении;

б) расчет участков фундаментной плиты как опертых по контуру плит.

К полученным для каждого участка напряжениям от общего изгиба секции в продольном направлении прибавляются напряжения от изгибающих моментов, полученных из расчета опертых по контуру плит, и напряжения от скалывающих усилий, действующих по раздельным граням участков.

Давление воды со стороны швов секции учитывается для каждого расчетного участка отдельно.

По полученным суммарным усилиям подбирается арматура каждого участка фундаментной плиты в отдельности, принимая их как работающие самостоятельно.

После подбора сечения арматуры по отдельным участкам и соответствующей расстановки ее по сечению фундаментной плиты производится проверка работы сечения в целом на действие момента от общего изгиба. Напряжение в арматуре, равное пределу текучести $\sigma_т$, следует принимать только для стержней, располагаемых в наиболее удаленных от нейтральной оси уровнях. На других уровнях напряжения в арматуре следует принимать из условия изменения их по закону прямой от величины $\sigma_т$ у наиболее отдаленной грани до нуля у нейтральной оси (расчет по упруго-пластической стадии).

3.41. Вертикальная (хомуты) и наклонная арматура фундаментной плиты подбирается по главным растягивающим напряжениям, определенным в различных сечениях фундаментной плиты.

3.42. Величина нормальных напряжений в расчетных сечениях определяется как сумма напряжений:

а) от общего изгиба всего сечения относительно общей нейтральной оси с учетом перераспределения нагрузок от местных прогибов верховых и низовых плит;

б) от местного изгиба верховых и низовых плит.

3.43. Главные растягивающие напряжения в верховом и низовом участках фундаментной плиты определяются по поперечным силам, полученным из расчета опертых по контуру плит, без учета сил по расчету на общий изгиб.

Главные растягивающие напряжения в средней части фундаментной плиты (под водосливом) определяются по поперечным силам, полученным из расчета на общий изгиб в продольном направлении, с учетом усилий, передающихся на среднюю часть от краевых участков.

Расчет прочности тела водослива

3.44. Тело водослива плотины практического профиля (типа I-а, см. п. 2.1), в случае наличия температурных швов между массивом водослива и быками, следует рассчитывать как консоль, заделанную в фундаментную плиту, а в случае отсутствия температурных швов — как плиту, заделанную по трем сторонам.

Основными нагрузками на водослив являются: собственный вес водослива, гидростатическое давление воды, противодавление воды в расчетных сечениях, а также усилия от переливающейся воды.

3.45. Тело водослива плотин в виде широкого порога (типа I-б) на местную прочность не рассчитывается. Оценку прочности и назначение арматуры следует производить на основании расчетов общей прочности.

3.46. Пролетные конструкции двухъярусных водосбросных плотин (тип III) и плотин с глубинными отверстиями (тип II), в зависимости от условий их опирания и закрепления в быках, необходимо рассчитывать как балки на двух опорах или как балки с частично заделанными концами (как ригель рамы).

Расчетными нагрузками для двухъярусных плотин являются собственный вес пролетных конструкций и нагрузки, прикладываемые к готовому сооружению.

В случае жесткой заделки пролетных конструкций в быки плотины, возводимой на глинистом основании, кроме указанных выше нагрузок необходимо учитывать перераспределение эпюры контактных напряжений, полученной для строительного случая перед бетонированием пролетных конструкций. Величина такой трансформирующей эпюры контактных напряжений зависит от времени, необходимого для полного деформирования основания, от сроков строительства и т. п.

3.47. Оценку прочности и расчет армирования пролетных конструкций, жестко заделанных в быки плотины, следует производить по усилиям, полученным из расчета на общий изгиб секции плотины в продольном направлении, с учетом усилий, полученных на местный изгиб.

В случае свободного опирания пролетных конструкций на быки плотины оценку прочности и расчет армирования следует производить по усилиям, полученным только из расчета на местный изгиб.

Расчет прочности быков и полубыков

3.48. а) Быки и полубыки плотин типов I, II и III (см. п. 2.1), в случае если пролетные конструкции отрезаны от быков и полубыков, следует рассчитывать как консольные плиты, заделанные в фундаментную плиту плотины;

б) быки и полубыки плотин типов II и III в случае жесткой заделки пролетных конструкций рассчитываются как стойки рамы.

3.49. Основными нагрузками, действующими на быки и полубыки, являются:

а) собственный вес быков и полубыков;

б) фильтрационное давление воды в расчетных сечениях;

в) боковое давление льда при температурном расширении (учитываются только при расчете полубыков, так как давление льда на бык при отсутствии специальных обоснований принимается одинаковым с обеих сторон);

г) динамическое давление льда при пропуске паводка через водослив;

д) боковое давление воды при пропуске воды через один пролет;

е) боковое давление воды в шве между быком и водосливом;

ж) вес мостов, железнодорожных составов и кранов;

з) тормозные усилия от железнодорожных составов и кранов;

и) усилия, передающиеся от висячего водослива;

к) усилия, передающиеся на пазы или другие опорные конструкции быков и полубыков от затворов.

3.50. При расчете быков и полубыков, не имеющих пазов, на горизонтальные силы (давление льда, тормозные усилия и т. п.), которые действуют на ограниченной ширине в направлении, перпендикулярном плоскости быков, следует считать, что горизонтальная сила воспринимается частью быка, ограниченной плоскостями, проведенными под углом 45° к вертикалям, проходящим по границам участка, где приложены нагрузки.

При действии на отдельные части быков или полубыков, имеющих пазы, горизонтальных сил, направленных перпендикулярно плоскостям быков или полубыков, последние

следует рассчитывать как консольные плиты, заделанные в фундаментную плиту (или нижележащую часть быков и полубыков) и связанные между собой по высоте в нескольких точках горизонтальными стержнями-шарнирами (рис. 5, *а*).

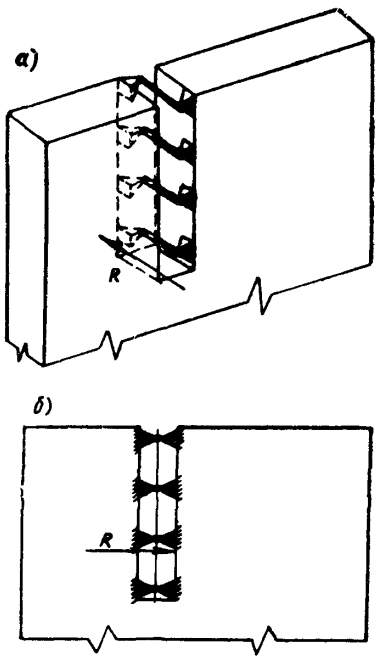

Рис. 5. Расчетная схема быка

а — при действии усилия, направленного перпендикулярно плоскости быка; *б* — при действии усилия, направленного параллельно плоскости быка

В результате расчета определяются горизонтальные усилия в вертикальном сечении пазового перешейка, направленные перпендикулярно плоскостям быков и полубыков (усилия в стержнях) и соответствующие им изгибающие моменты и перерезывающие силы.

3.51. При действии на пазы быков и полубыков опорного давления затворов быки и полубыки следует рассчитывать как консольные плиты, заделанные в фундаментную плиту (или нижележащую часть быков и полубыков) и связанные между собой по высоте системой шарниров (рис. 5, *б*).

В результате расчета определяются усилия в вертикальном сечении пазового перешейка, направленные параллельно плоскостям быков и полубыков (усилие в шарнирах), и соответствующие им изгибающие моменты и перерезывающие силы.

3.52. При наличии у быков и полубыков двух пазов (для основного и аварийного затворов) выступ между ними необходимо рассчитывать на действие опорного горизонтального давления затвора по схеме короткой консоли.

3.53. Оценку прочности быков и полубыков и армирование их следует производить по усилиям, полученным в основном из расчета на местный изгиб при расчете их по указаниям п. 3.48«а», и с учетом усилий, полученных из расчета на общий изгиб секции при расчете быков и полубыков, — по указаниям п. 3.48«б».

Во всех случаях оценка прочности быков и полубыков в продольном направлении должна производиться с учетом изгиба в направлении вдоль потока.

Расчет прочности плотины с низким порогом

3.54. При расчетах прочности плотины с низким порогом в поперечном направлении реакцию грунта основания необходимо определять в соответствии с указаниями пп. 3.12—3.25 так же, как и для плотины с высоким порогом.

3.55. Расчет прочности плотины с низким порогом в поперечном направлении должен быть выполнен таким же способом, как и плотины с водосливом, однако расчет необходимо вести только на общий изгиб.

3.56. В случае когда в продольном направлении жесткость секции с низким порогом может оказаться незначительной и гибкость фундаментной плиты будет оказывать влияние на форму эпюры реакции основания, контактные напряжения следует определять с учетом деформаций основания и фундаментной плиты. Для определения эпюры реакции грунта может быть использован метод расчета фундаментов на упругом основании. Неоднородность грунта основания учитывается в соответствии с указаниями пп. 3.21—3.26.

3.57. Для расчета секции плотины с низким порогом, характеризуемой большой неравномерностью нагрузок как в поперечном, так и в продольном направлении, допускается применение приближенных методов расчета, полученных исходя из различных предположений о работе отдельных частей фундаментной плиты:

а) фундаментная плита условно делится на продольные полосы, работающие как самостоятельные элементы и воспринимающие на-

грузку, непосредственно приходящуюся на них;

б) предполагается, что все продольные полосы, на которые разделена фундаментная плита плотины, имеют один и тот же изгиб. Общий изгибающий момент в этом случае и другие усилия распределяются между расчетными полосами пропорционально их моментам инерции.

За величины расчетных изгибающих моментов и других усилий следует принимать средние их значения, определенные исходя из указанных выше двух крайних предположений работы полос фундаментной плиты.

ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ РАСЧЕТЫ ПЛОТИНЫ И РАСЧЕТ ФИЛЬТРАЦИОННОЙ ПРОЧНОСТИ ЕЕ ОСНОВАНИЯ

Фильтрационный расчет плотины

3.58. Расчет фильтрационного потока под плотиной при заданных отметках уровней воды в верхнем и нижнем бьефах в общем случае следует производить для решения следующих задач:

1) построения необходимой для статического расчета плотины эпюры противодавления, действующего на подошву плотины и на подошву понура;

2) определения напора на острие выходного шпунта (или зуба), необходимого для проверки местной прочности грунта на выпор в области нижнего бьефа;

3) определения максимального выходного пьезометрического уклона на поверхности дна нижнего бьефа;

4) определения пьезометрических уклонов, контролирующих фильтрационную прочность основания;

5) определения фильтрационного расхода;

6) определения пьезометрических уклонов на контактах мелкозернистых и крупнозернистых песчаных грунтов, слагающих основания (в тех местах, где можно ожидать вынос мелкозернистого песка в поры крупнозернистого песка).

В случае проверки устойчивости плотины на сдвиг по поверхности, проходящей на некоторой глубине под подошвой плотины, следует при помощи фильтрационного расчета определять дополнительно распределение напоров вдоль этой поверхности сдвига.

При фильтрационном расчете следует, как правило, рассматривать плоскую задачу. Поперечные сечения плотины, подвергаемые фильтрационному расчету, должны устанавливаться в процессе выполнения:

а) статического расчета плотины;

б) расчета фильтрационной прочности ее основания.

Примечание. В местах примыкания плотины к берегам, в которых может иметь место резко выраженная пространственная картина фильтрации, фильтрационный поток должен подвергаться особому исследованию.

3.59. Фильтрационный расчет основания, грунт которого может рассматриваться как практически однородный изотропный, рекомендуется выполнять:

а) для плотин I—III классов капитальности на стадии рабочих чертежей — по методу коэффициентов сопротивления;

б) для плотин IV класса капитальности на всех стадиях проектирования и для плотин всех классов на стадии проектного задания — по методу удлиненной контурной линии, за исключением схемы заглубленного (нераспластанного) подземного контура, который следует рассчитывать по методу коэффициентов сопротивления.

Примечания: 1. В случае когда основание плотины имеет вертикальный дренаж (не плоская задача) и когда в основании плотины до ее возведения имелись напорные воды, для расчета плотин I—III классов капитальности рекомендуется применять метод ЭГДА. При расчете плотин IV класса капитальности вертикальный дренаж и напорные воды можно не учитывать.

2. В тех частных случаях подземного контура, для которых имеются соответствующие графики, построенные на основании точного гидромеханического решения, рекомендуется для расчета пользоваться упомянутыми графиками.

3. В фильтрационных расчетах допускается не учитывать водопроницаемость бетона в случае песчаного основания, а также в случае глинистого основания при наличии горизонтального дренажа под плотиной. При отсутствии же такого дренажа учет водопроницаемости бетона при наличии глинистого основания необходим.

4. Напоры вдоль поверхностей сдвига, проходящих на некоторой глубине под подошвой плотины, следует определять по методу ЭГДА или другими известными способами.

3.60. В случае однородного анизотропного грунта, когда экстремальные (предельные) значения коэффициента фильтрации отвечают горизонтальному и вертикальному направлениям, расчет надлежит выполнять следующим образом.

Все горизонтальные размеры рассматриваемой схемы подземного контура необходимо умножить на величину

$$a = \sqrt{\frac{k_в}{k_г}}, \qquad (9)$$

где $k_в$ — коэффициент фильтрации грунта в вертикальном направлении;

$k_г$ — коэффициент фильтрации грунта в горизонтальном направлении.

Полученную при этом искаженную схему сооружения рассчитывают как схему сооружения, расположенного на однородном изотропном основании; при этом, пользуясь методами, указанными в п. 3.57, определяют напоры в различных точках основания искаженной схемы. Полученные напоры относят к действительной схеме сооружения путем деления всех горизонтальных размеров искаженной схемы на вышеприведенную величину, а зная напоры в отдельных точках основания, находят противодавление, необходимые пьезометрические уклоны и другие гидродинамические элементы потока.

3.61. В случае неоднородного основания, образованного горизонтальным напластованием различных грунтов, при расчетах необходимо различать следующие три случая.

1. Сравнительно тонкие прослойки толщиной t_1 маловодопроницаемого грунта с коэффициентом фильтрации k_1 перемежаются со сравнительно тонкими прослойками толщиной t_2 сильноводопроницаемого грунта с коэффициентом фильтрации k_2.

В этом случае действительное основание заменяется фиктивным, выполненным из однородного анизотропного грунта, характеризуемого «вертикальным коэффициентом фильтрации», равным:

$$k_в = \frac{(t_1 + t_2)\, k_1 k_2}{t_1 k_2 + t_2 k_1}, \qquad (10)$$

и «горизонтальным коэффициентом фильтрации», равным

$$k_г = \frac{k_1 t_1 + k_2 t_2}{t_1 + t_2}. \qquad (11)$$

Дальнейшие фильтрационные расчеты проводятся по методам расчета для однородного анизотропного грунта.

Расчет может проводиться также по методу ЭГДА.

2. Случай двухслойного напластования грунта.

При $k_2 \leqslant 0{,}1\ k_1$ нижний слой, имеющий коэффициент фильтрации k_2, можно рассматривать как абсолютно водонепроницаемый и поверхность действительного водоупора — расположенной на глубине t_1, где t_1 — толщина верхнего слоя, имеющего коэффициент фильтрации k_1.

В остальных случаях двухслойного напластования фильтрационный расчет следует проводить методом ЭГДА.

3. Имеется большое число напластований грунта (три и более слоев). Фильтрационные расчеты в этом случае выполняются методом ЭГДА.

Примечание. По методу ЭГДА следует также выполнять расчет и при сложных геологических условиях в пределах так называемой активной фильтрации, не позволяющих соответствующим образом схематизировать заданное основание.

3.62. Учет водопроницаемости понура и шпунтовых рядов следует вести, пользуясь рекомендациями технической литературы.

Расчет фильтрационной прочности основания плотины

3.63. Подземный контур плотины, намеченный с учетом результатов статических расчетов сооружения, должен обеспечивать достаточную фильтрационную прочность основания плотины. Поперечные сечения плотины, для которых надлежит проверять фильтрационную прочность грунта основания, следует выбирать в соответствии с конструкцией плотины и с учетом геологического строения основания.

3.64. Расчеты фильтрационной прочности основания должны выполняться в предположении, что на сооружение действует максимальный напор, отвечающий нормальным условиям эксплуатации.

При расчетах фильтрационной прочности основания заиление дренажа под плотиной учитывать не следует; не следует также учитывать возможность раскрытия щелей вдоль горизонтальных элементов подземного контура.

3.65. При расчетах фильтрационной прочности надлежит различать:

1) **местную (нормальную) фильтрационную прочность грунта,** которая может быть нарушена в ряде заранее известных, наиболее слабых местах рассматриваемого **поперечного профиля** основания при заранее известных расчетных условиях в этих местах, например:

а) на контакте дна нижнего бьефа и покрывающего его обратного фильтра;

б) в области выходного фрагмента основания, где может произойти выпор грунта;

в) на контакте крупнозернистых и мелкозернистых грунтов, слагающих основание, и т. п.;

2) **общую (казуальную) фильтрационную прочность грунта** основания, которая может быть нарушена в заранее неизвестных местах **продольного профиля**; расчетные условия для оценки прочности в таких местах могут носить случайный характер. Например, образование (полное или частичное) в отдельных местах **продольного профиля** плотины поперечных ходов (щелей) сосредоточенной фильтрации под плотиной вследствие ряда причин: некачественного производства работ, неучтенной неравномерной осадки плотины, внутренней суффозии, обусловленной неучтенной неоднородностью грунта, осадки грунта под плотиной в пределах горизонтальных элементов подземного контура при отсутствии осадки самой плотины.

3.66. Окончательные формы и размеры подземного контура плотины должны обосновываться расчетом общей казуальной фильтрационной прочности грунта основания; этот расчет рекомендуется выполнять по методу контролирующего пьезометрического уклона.

Допускаемый пьезометрический уклон $J_{к.д}$, контролирующий общую прочность основания плотины, надлежит принимать при использовании указанного метода в зависимости от класса капитальности сооружения с учетом данных табл. 2.

Таблица 2

Допускаемые пьезометрические уклоны $J_{к.д}$ контролирующие общую (казуальную) прочность грунта основания плотин (для обычных схем подземного контура, см. рис. 1—4)

Наименование грунта, слагающего верхний слой основания	Класс капитальности плотины			
	I	II	III	IV
Глина	0,7	0,8	0,9	1,08
Суглинок	0,35	0,4	0,45	0,54
Песок крупный	0,32	0,35	0,4	0,48
Песок средней крупности	0,22	0,25	0,28	0,34
Песок мелкий	0,18	0,2	0,22	0,26

Примечание. Для плотин I и II классов капитальности при специальном обосновании (наличие подробных данных изысканий, специально проведенных исследований, благоприятного геологического строения основания и т. п.) значения $J_{к.д}$ могут приниматься более высокие, чем приведенные в табл. 2.

Окончательно принимаемый подземный контур плотины должен проверяться на местный фильтрационный выпор, на внешнюю суффозию на поверхности дна нижнего бьефа и на внутреннюю суффозию по методам, опубликованным в специальной технической литературе.

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ПЛОТИНЫ И НИЖНЕГО БЬЕФА

3.67. Гидравлические расчеты и исследования бетонных и железобетонных водосбросных гравитационных плотин и их нижних бьефов выполняются с целью:

а) назначения и определения ширины водосливного фронта, отметки гребня водослива, очертания оголовка и профиля водосливной поверхности;

б) назначения очертания оголовков и размеров быков, длины и высоты раздельных стен, конструкций и очертаний береговых открылков, отметок понура и конструкции креплений дна в верхнем бьефе;

в) назначения целесообразного типа сопряжения бьефов, отметок заложения водобоя и рисбермы, типов и размеров гасителей, растекателей и их конструкций, размеров креплений дна, берегов, длины и плановых очертаний береговых бетонных сопрягающих устоев и открылков в нижнем бьефе;

г) составления рациональных схем маневрирования затворами (схем открытия и закрытия затворов) при пропуске через гидроузел паводков и плавающих тел;

д) назначения размеров временных отверстий для пропуска строительных расходов воды и плавающих тел в период строительства гидроузла, а также в случае необходимости специальных или дополнительных устройств в верхнем и нижнем бьефах, связанных с пропуском строительных расходов воды;

е) установления вероятных местных размывов и переформирований русла как в строительный период, так и в процессе нормальной эксплуатации гидроузла и возможного общего понижения русла нижнего бьефа в связи с нарушением бытового транзита наносов.

3.68. Тип конструкции, размеры и очертание обтекаемых наземным потоком сооружений и их элементов следует назначать на стадии проектного задания на основании гидравлических расчетов или по данным близких по размерам аналогов.

На стадии рабочих чертежей сооружения I и II классов капитальности следует подвергать

обязательной лабораторной проверке с целью уточнения их размеров и очертания.

Примечание. В отдельных случаях, когда проектируются уникальные крупные гидроузлы со сложной компоновкой, гидравлические исследования могут проводиться и для стадии проектного задания с целью уточнения компоновки гидроузла. Эти исследования преимущественно должны выполняться на воздушно-напорных (аэродинамических) моделях.

3.69. Гидравлические расчеты и исследования надлежит выполнять на основании следующих исходных данных:

а) расчетных расходов воды для строительного и эксплуатационного периодов;

б) отметок НПУ, КПУ и других характерных уровней верхнего бьефа;

в) кривых связи расходов и уровней воды в нижнем бьефе для створов непосредственно за намечаемой рисбермой, в районе конца оградительной дамбы шлюза или в других створах на расстоянии 1, 2 и 3 *км* от первого створа;

г) плана русла в горизонталях на участке длиной 2—3 *км* (3—4 ширины русла) в верхнем бьефе гидроузла и 3—5 *км* (4—6 ширин русла) — в нижнем;

д) геологических и гидрогеологических условий в нижнем бьефе на участке длиной 2—3 *км* (3—4 ширины русла), включая характеристику зернового состава аллювиальных отложений, а в зоне ожидаемого местного размыва — характеристику размываемости коренных пород.

Примечания: 1. Данные, предусмотренные в п. 3.69 «а» и «б», должны быть обоснованы соответствующими гидрологическими и водохозяйственными расчетами.

2. Для своевременного получения данных по п. 3.69 «в», «г» и «д» необходимо заранее предусматривать проведение гидрогеологических, гидрологических, топографических и геологических работ.

3. Характеристики размываемости пород для несвязных грунтов могут приниматься по нормативным документам, а для связных грунтов — устанавливаться на основании специальных лабораторных или полевых исследований по размыву образцов грунта.

3.70. При выполнении гидравлических расчетов следует различать основной расчетный и поверочный случаи.

Основной расчетный случай соответствует пропуску расчетного расхода воды всем водопропускным фронтом сооружения при НПУ верхнего бьефа.

Для этого случая выполняются также технико-экономические расчеты по установлению общей длины водосливного фронта и удельных расходов воды водосброса.

Поверочные случаи соответствуют:

1) пропуску расчетного расхода воды при форсированном уровне верхнего бьефа;

2) внезапному полному открытию одного пролета плотины при закрытых остальных и нормальной работе гидроэлектростанции (80% установленной мощности).

Все остальные случаи пропуска расходов воды должны быть предусмотрены схемой маневрирования затворами плотины. При этом величины и порядок открытия затворов следует назначать исходя из необходимости получения в нижнем бьефе условий, не худших, чем расчетные.

Для основных расчетных случаев пропуска расхода воды коэффициент запаса устойчивости конструкций следует принимать в зависимости от класса капитальности плотины не менее 1,15—1,3, а для поверочных расчетных случаев — не менее 1,05.

Примечания: 1. В обоснованных случаях за основной расчетный может приниматься расход воды, пропускаемый при форсированном уровне верхнего бьефа.

2. Поверочный расчетный случай, ведущий к удорожанию крепления, следует учитывать только при наличии специального его обоснования.

3. При наличии в верхнем бьефе в период маневрирования затворами плавающих тел (льда, бревен и др.) следует предусматривать для пропуска сбросного расхода воды небольшие открытия подъемных поверхностных затворов в пределах 0,15—0,2 от напора. При недостаточности сбросного расхода воды для пропуска плавающих тел при указанных открытиях затворов необходимо переходить к поочередному полному их открытию. Однако устанавливаемые условия сопряжения бьефов при полном открытии первого затвора и наличии частичного открытия остальных могут оказаться тяжелее расчетных, что должно быть учтено в проекте водобойных устройств и креплений нижнего бьефа.

3.71. Расчеты по установлению очертания водослива и быков в верхнем бьефе, а также по пропускной способности водослива следует выполнять на основании специальных указаний.

3.72. Очертания береговых сопрягающих устоев со стороны верхнего бьефа могут назначаться по данным имеющихся исследований струенаправляющих сооружений верхнего бьефа водосливных плотин. Эти данные используются для определения пропускной способности водосливов при косом подходе потока или значительном сжатии потока в пределах водосливного фронта вышеуказанными струенаправляющими сооружениями, а также при назначении необходимого крепления вдоль устоя, перед понуром и самого понура.

3.73. Угол расширения потока на водобое, составленный направлением лицевой грани устоя и нормалью к оси водосброса, и плановое очертание устоя определяются в зависимости от конструкции принятых гасителей энергии или растекателей на основании специальных лабораторных исследований. Этими же исследованиями должны обосновываться необходимость струенаправляющих стен, их количество, местоположение и размеры. При наличии в конце рисбермы ковша или глубокой ямы размыва угол расширения потока уменьшится, что надлежит учитывать при проектировании сооружения и проведении исследований. Для сооружения III и IV классов капитальности при отсутствии данных лабораторных исследований угол расширения потока на водобое можно принимать равным 6° (в одну сторону).

3.74. Назначение конструкций гасителей энергии и креплений, а также размеров и отметок заложения водобойных устройств и креплений дна в нижнем бьефе, рациональных схем пропуска через гидроузел паводков и плавающих тел (схема маневрирования затворами), определение вероятных размывов и переформирования русла в эксплуатационный период производятся на основании расчетных рекомендаций, имеющихся в технической литературе.

3.75. Размеры временных отверстий для пропуска расходов воды и плавающих тел в период строительства гидроузлов назначаются на основании гидравлических расчетов.

Запроектированную схему пропуска строительных расходов воды для плотин I и II классов капитальности следует проверять и корректировать на основании лабораторных гидравлических исследований.

ПРИЛОЖЕНИЕ

КОНТАКТНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ (ДАВЛЕНИЯ) ПО ПОДОШВЕ ПЛОТИН, РАСПОЛОЖЕННЫХ НА ОДНОРОДНЫХ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТАХ (метод ВНИИГа) (к п. 3.15«б»)

Нормальные контактные напряжения по методу ВНИИГа определяются следующим образом.

1. В случае когда равнодействующая всех внешних сил проходит через центр подошвы сооружения, величины нормальных контактных напряжений определяются по формуле

$$\sigma_x = \bar{\sigma}_x \sigma_{ср}, \qquad (12)$$

где σ_x — нормальное контактное напряжение в точке, находящейся на расстоянии x от центра фундамента;

$\bar{\sigma}_x$ — относительная ордината эпюры контактных напряжений в соответствующей точке, определяемая по табл. 3 в зависимости от числа $N_\sigma = \frac{\sigma_{ср}}{B\gamma}$ (ниже уровня грунтовых вод следует принимать $\gamma = \gamma_{взв}$);

$\sigma_{ср}$ — среднее нормальное контактное напряжение по подошве фундамента;

B — ширина фундаментной плиты;

γ, $\gamma_{взв}$ — объемный вес скелета грунта соответственно в состоянии естественной влажности и во взвешенном состоянии.

В случае если действительная величина N_σ отличается от табличной, $\bar{\sigma}_x$ определяется интерполяцией.

При расчетах прочности для определения перерезывающих сил Q и моментов M, обусловленных нормальными контактными напряжениями, можно пользоваться табл. 5—8.

2. В случае внецентренного приложения к основанию равнодействующей внешних сил и отсутствия растягивающих напряжений по контакту подошвы фундамента с основанием $\left(\frac{2|e|}{B} \leqslant \frac{1}{3m}\right)$ величины нормальных контактных напряжений σ_x определяются по формуле

$$\sigma_x = \bar{\sigma}_x \sigma_{ср} \left(1 \pm \frac{12ex}{B^2} m\right), \qquad (13)$$

где σ_x, $\bar{\sigma}_x$ и x — значения те же, что и в формуле (12);

e — эксцентрицитет приложения нагрузки;

m — поправочный коэффициент, определяемый из условия равенства моментов активных и реактивных сил, в зависимости от N_σ по табл. 4.

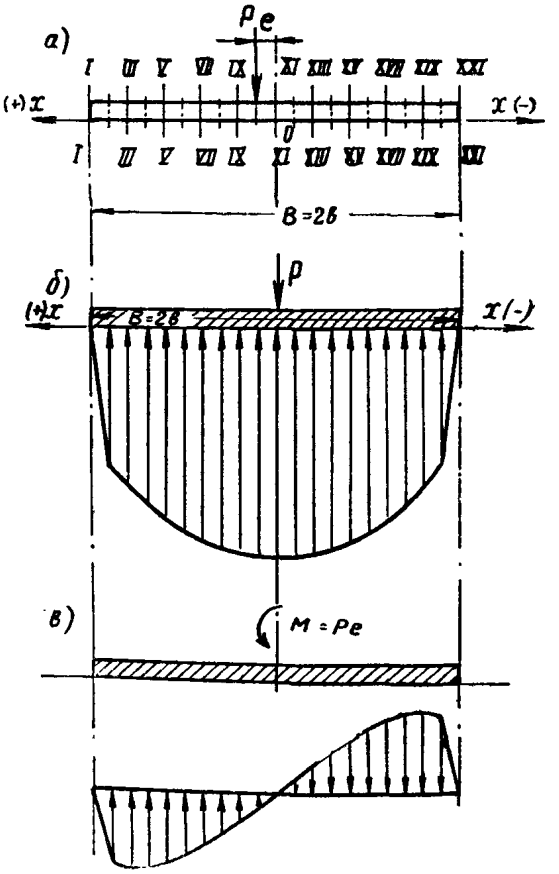

Рис. 6. К расчету фундаментной плиты

а — расчетные сечения фундаментной плиты; *б* — эпюра контактных напряжений при действии только центральной вертикальной силы P $1 - \sigma_x = \bar{\sigma}_x \sigma_{ср}$; *в* — эпюра контактных напряжений при действии только момента $M = Pe$ $\sigma_x = \frac{12ex}{B^2} m$; $\bar{\sigma}_x$ $\sigma_{ср}$

Таблица 3

Относительные ординаты эпюры контактных напряжений $\bar{\sigma}_x$

$\frac{2x}{B}$	$\bar{\sigma}_x$ при N_σ						
	0,5	1	2	4	6	8	10
0	1,18	1,22	1,28	1,34	1,38	1,40	1,42
0,1	1,17	1,21	1,27	1,32	1,36	1,38	1,40
0,2	1,16	1,20	1,25	1,29	1,33	1,35	1,36
0,3	1,14	1,17	1,20	1,24	1,27	1,29	1,30
0,4	1,11	1,14	1,15	1,18	1,20	1,22	1,23
0,5	1,08	1,09	1,09	1,10	1,11	1,12	1,12
0,6	1,03	1,02	1,01	1,00	0,99	0,98	0,98
0,7	0,98	0,95	0,91	0,87	0,85	0,83	0,82
0,8	0,92	0,87	0,80	0,74	0,70	0,67	0,65
0,9	0,82	0,74	0,68	0,59	0,50	0,46	0,43
1	0	0	0	0	0	0	0

Таблица 4

N_σ	0,5	1	2	4	6	8	10
m	1,232	1,277	1,337	1,402	1,464	1,501	1,528

При подстановке в формулу величин e и x следует учитывать их знак (начало координат расположено в центре фундамента).

В табл. 5—8 приведены значения перерезывающих сил Q и моментов M только от действия нормальных контактных напряжений для случая жестких фундаментов, расположенных на песчаном основании. Q и M определены для ряда сечений фундаментной плиты, расположенных на расстоянии 0,1 b друг от друга (рис. 6, *а*).

В табл. 5 и 6 приведены эти данные для случая, когда равнодействующая всех внешних сил проходит через центр подошвы фундамента (рис. 6, *б*).

В табл. 7 и 8 даны значения Q и M для фундамента, нагруженного моментом $M=Pe$ (рис. 6, *в*).

Для получения величин Q и M в случае внецентренно нагруженного фундамента следует суммировать соответствующие значения Q и M, подсчитанные по табл. 5, 6, 7 и 8.

Таблица 5

Значения $\overline{Q}_x$

$Q_x = \overline{Q}_x \sigma_{ср} b$ (в $т$)

$\left(\sigma_{ср} = \frac{P}{2b}\right.$ в $т/м$$\left.\right)$

N_σ \ $\frac{x}{b}$	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0	−0,1	−0,2	−0,3	−0,4	−0,5	−0,6	−0,7	−0,8	−0,9
0,5	0,041	0,128	0,223	0,323	0,429	0,538	0,651	0,766	0,883	1	1,12	1,23	1,35	1,46	1,57	1,68	1,78	1,87	1,96
1	0,037	0,117	0,208	0,307	0,412	0,524	0,638	0,758	0,878	1	1,121	1,242	1,36	1,476	1,587	1,693	1,791	1,82	1,963
2	0,034	0,108	0,193	0,289	0,394	0,506	0,624	0,746	0,872	1	1,127	1,253	1,376	1,493	1,605	1,71	1,806	1,892	1,966
4	0,029	0,096	0,176	0,27	0,375	0,489	0,61	0,736	0,867	1	1,133	1,263	1,39	1,511	1,625	1,73	1,823	1,904	1,97
6	0,025	0,085	0,162	0,254	0,359	0,475	0,598	0,728	0,863	1	1,137	1,271	1,401	1,525	1,64	1,745	1,837	1,915	1,975
8	0,023	0,079	0,154	0,245	0,35	0,467	0,592	0,724	0,861	1	1,139	1,277	1,407	1,533	1,65	1,755	1,845	1,92	1,977
10	0,021	0,075	0,149	0,209	0,344	0,461	0,588	0,721	0,859	1	1,141	1,279	1,412	1,538	1,656	1,761	1,851	1,924	1,978

Таблица 6

Значения $\overline{M}_x$

$M_x = \overline{M}_x \sigma_{ср} b^2$ (в $тм$)

N_σ \ $\frac{x}{b}$	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0	−0,1	−0,2	−0,3	−0,4	−0,5	−0,6	−0,7	−0,8	−0,9
0,5	0,0014	0,0097	0,0272	0,0545	0,0921	0,1404	0,1999	0,2707	0,3531	0,4473	0,5531	0,6707	0,7999	0,9404	1,0921	1,2545	1,4272	1,6097	1,8014
1	0,0012	0,0088	0,0251	0,0508	0,0867	0,1335	0,1916	0,2615	0,3434	0,4373	0,5434	0,6615	0,7917	0,9335	1,0868	1,2508	1,4251	1,6089	1,8013
2	0,0011	0,0081	0,0231	0,0472	0,0813	0,1263	0,1828	0,2513	0,3322	0,4258	0,5322	0,6512	0,7827	0,9263	1,0813	1,2471	1,4231	1,6081	1,8011
4	0,001	0,0071	0,0206	0,0429	0,075	0,1182	0,1731	0,2403	0,3205	0,4138	0,5205	0,6403	0,7731	0,9182	1,075	1,243	1,4206	1,6072	1,801
6	0,0008	0,0062	0,0184	0,0391	0,0697	0,1114	0,165	0,2313	0,3109	0,404	0,5109	0,6313	0,765	0,9114	1,0697	1,2391	1,4184	1,6062	1,8008
8	0,00076	0,0057	0,0173	0,0371	0,0668	0,1075	0,1604	0,2262	0,3055	0,3985	0,5055	0,6262	0,7606	0,9077	1,0669	1,2373	1,4175	1,6059	1,8001
10	0,0007	0,0054	0,0163	0,0355	0,0646	0,1048	0,1572	0,2226	0,3015	0,3945	0,5015	0,6226	0,7672	0,9048	1,0646	1,2355	1,4163	1,6052	1,8005

Таблица 7

Значения $\overline{Q}_x$

$Q_x = \overline{Q}_x \sigma_{ср} e$ (в m) (значение e берется с соответствующим знаком)

N_σ \ x/b	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0	—0,1	—0,2	—0,3	—0,4	—0,5	—0,6	—0,7	—0,8	—0,9
0,5	0,136	0,408	0,671	0,912	1,125	1,307	1,452	1,558	1,623	1,644	1,623	1,558	1,452	1,307	1,125	0,912	0,671	0,408	0,136
1	0,127	0,388	0,649	0,894	1,115	1,307	1,462	1,575	1,644	1,668	1,644	1,575	1,462	1,307	1,115	0,894	0,649	0,388	0,127
2	0,123	0,374	0,630	0,879	1,110	1,312	1,476	1,599	1,675	1,700	1,675	1,599	1,476	1,312	1,110	0,879	0,630	0,374	0,123
4	0,112	0,348	0,600	0,855	1,096	1,311	1,489	1,621	1,703	1,731	1,703	1,621	1,489	1,311	1,096	0,855	0,600	0,348	0,112
6	0,099	0,321	0,574	0,835	1,088	1,315	1,504	1,646	1,735	1,764	1,735	1,646	1,504	1,315	1,088	0,835	0,574	0,321	0,099
8	0,093	0,307	0,559	0,822	1,081	1,316	1,514	1,661	1,754	1,785	1,754	1,661	1,514	1,316	1,081	0,822	0,559	0,307	0,093
10	0,089	0,297	0,547	0,814	1,077	1,318	1,506	1,658	1,752	1,784	1,752	1,658	1,506	1,318	1,077	0,814	0,547	0,297	0,089

Таблица 8

Значения $\overline{M}_x$

$M_x = \overline{M}_x \sigma_{ср} e\, b$ (в $тм$)

N_σ \ x/b	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	—0,1	—0,2	—0,3	—0,4	—0,5	—0,6	—0,7	—0,8	—0,9
0,5	0,0045	0,0318	0,0859	0,1652	0,2673	0,3892	0,5275	0,6784	0,8373	1,1652	1,3246	1,4754	1,6137	1,7356	1,8373	1,9172	1,9713	1,9985
1	0,0043	0,0299	0,0819	0,1593	0,2599	0,3814	0,5202	0,6724	0,8337	1,1657	1,327	1,4792	1,618	1,7394	1,8401	1,9174	1,9694	1,9952
2	0,0041	0,0288	0,0791	0,1546	0,2543	0,3757	0,5155	0,6697	0,8337	1,1721	1,3362	1,4903	1,6301	1,7515	1,8512	1,9268	1,977	1,9991
4	0,0037	0,0265	0,0738	0,1466	0,2443	0,3649	0,5053	0,6612	0,8278	1,1722	1,3388	1,4947	1,6351	1,7557	1,8534	1,9262	1,9735	1 9963
6	0,0033	0,0238	0,0685	0,139	0,2353	0,3557	0,4971	0,655	0,8245	1,1755	1,345	1,5029	1,6443	1,7647	1,861	1,9315	1,9761	1,9967
8	0,0031	0,0227	0,0658	0,1348	0,2301	0,3502	0,4921	0,6513	0,8175	1,1723	1,3436	1,5028	1,6447	1,7648	1,8601	1,9291	1,9722	1,9918
10	0,0029	0,0217	0,0637	0,1317	0,2264	0,3464	0,4879	0,6466	0,8176	1,1724	1,3434	1,5023	1,6436	1,7636	1,8583	1,9263	1,9683	1,987

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

1. **Общие указания** 3
Виды плотин 3
Характеристика оснований 4
Основные требования к проекту плотин. 4
2. **Конструирование плотин** 4
Фундаментная плита 5
Водосливы и водосбросы 6
Быки и устои 7
Деформационные швы и их уплотнения 8
Блоки бетонирования 10
Учет влияния осадок на конструкцию плотины 10
Подземный контур 11
Схемы подземного контура и их выбор 11
Понуры 12
Шпунты 14
Зубья 15
Противофильтрационные завесы 15
Дренажные устройства 16
Водобойные устройства. Рисберма. Сопряжения с естественным руслом . . . 17
Сопрягающие устройства 20
3. **Расчеты прочности плотин** 21
Основные расчетные положения 21
Определение контактных напряжений (давлений) по подошве плотин . . . 23
Общие указания 23
Контактные напряжения (давления) по подошве плотин, расположенных на однородных грунтах 23
Контактные напряжения (давления) по подошве плотин, расположенных на неоднородных грунтах 24
Расчет анкерного понура 25
Расчеты общей прочности плотины 26
Общие указания 26
Расчет прочности плотины в поперечном направлении 26
Расчет прочности плотины в продольном направлении 26
Расчет прочности отдельных элементов плотины 27
Расчет прочности фундаментной плиты секции 27
Расчет прочности тела водослива 28
Расчет прочности быков и полубыков 28
Расчет прочности плотины с низким порогом 29
Фильтрационные расчеты плотины и расчет фильтрационной прочности ее основания 30
Фильтрационный расчет плотины 30
Расчет фильтрационной прочности основания плотины 31
Гидравлические расчеты плотины и нижнего бьефа 32
Приложение. Контактные напряжения (давления) по подошве плотин, расположенных на однородных песчаных грунтах (метод ВНИИГа) (к. п. 3.15«б») 35

Госстрой СССР
СНиП II-И.12-67

Бетонные и железобетонные гравитационные плотины на нескальных основаниях

* * *

Стройиздат
Москва, К-31 Кузнецкий мост, д. 9

* * *

Редактор издательства Т. А. Дрозд
Технический редактор А. А. Михеева
Корректор С. Ю. Цверина

Сдано в набор 6/XI 1967 г. Подписано к печати 6/III 1968 г. Бумага 84×108¹/₁₆—1,25 бум. л. 4,2 усл. печ. л. (уч.-изд. 4,10 л.)
Тираж 20.000 экз. Изд. № XII-1167
Зак. № 1559. Цена 21 к.

Владимирская типография Главполиграфпрома Комитета по печати при Совете Министров СССР
Гор. Владимир, ул. Победы, д. 18-б

Опечатки

Страница	Колонка	Строка	Напечатано	Следует читать
14	Левая	19-я снизу	и на слое	на слое
35	Правая	4-я снизу	$1 - \sigma_x =$	$\sigma_x =$
35	Правая	1-я снизу	$m;\ \vec{\sigma}_x\ \sigma_{ср}$	$m\ \bar{\sigma}_x\ \sigma_{ср}$

Зак. 1559

gost.e-ecolog.ru